INDICE GENERAL

TOMO I

Informe Final - **Resumen** - Conclusiones.

TOMO II

Anexos: Hidrología - Geología - Climatología - Agrología - Tasas de Riego - Estudios Sociológicos - Puesta en Riego.

TOMO III

Anexo de Ingeniería Civil:

Infraestructura - Recursos Hidráulicos - Análisis de Estudios Existentes - Precios de Mercado para Estudios de Soluciones Alternativas - Precios Sociales para Estudio de Soluciones Alternativas - Descripción de Soluciones Alternativas - Alternativa Río Claro en La Orilla - Alternativa Río Claro en Itahue - Alternativa Río Lircay en La Higuera - Conclusiones del Estudio de Alternativas y Elección Solución Adoptada - Descripción Solución Adoptada a Nivel de Anteproyecto - Drenaje del Valle de Pencahue - Administración, Operación y Mantenimiento del Sistema de Riego de la Solución Adoptada.

TOMO IV

Anexos: Desarrollo Agropecuario - Asistencia Técnica - Administración y Dirección del Proyecto - Aspectos Financieros - Evaluación Económica - Tarifas.

T O M O III

INDICE

Página

A. INFRAESTRUCTURA BASICA DEL AREA DEL PROYECTO

1. SERVICIOS..... 1
   1.1. Postas del Servicio Nacional de Salud..... 1
   1.2. Correos y Telégrafos..... 2
   1.3. Teléfonos..... 2
   1.4. Carabineros de Chile..... 2
   1.5. Establecimientos Educacionales..... 3
   1.6. Energía Eléctrica..... 9
   1.7. Agua Potable y Alcantarillado..... 10
   1.8. Servicios Religiosos..... 10
2. VIAS DE COMUNICACION..... 11
   2.1. Ferrocarriles..... 11
   2.2. Caminos..... 11
3. RIEGO ARTIFICIAL..... 42

B. RECURSOS HIDRICOS

1. RECURSOS HIDRICOS UTILIZABLES EXTERNOS AL AREA DE RIEGO..... 49
   1.1. Sistema Río Claro en Itahue..... 49
      1.1.1. Río Claro en Itahue..... 49
      1.1.2. Estero Litú..... 51
   1.2. Sistema río Lircay en La Higuera..... 51
   1.3. Sistema Elevación Mecánica de La Orilla..... 57
   1.4. Estero Tutucura..... 58
2. RECURSOS HIDRICOS UTILIZABLES INTERNOS DEL AREA DE RIEGO..... 58
   2.1. Antecedentes..... 59
   2.2. Características topográficas, hidrográficas y de drenaje..... 61
   2.3. Areas de riego con derrames..... 63

Página

2.3.1. Zona Poniente del Estero Los Puercos.. 64
2.3.2. Zona de Las Doscientas..... 65
2.3.3. Zona de Pencahue, El Peral y Las Tizas 66
2.3.4. Resumen..... 67
3. GASTOS DE AVENIDAS DE DISEÑO..... 68
3.1. Sistema Río Claro en Itahue..... 68
3.2. Sistema Río Lircay en La Higuera..... 69
3.3. Estero Tutucura..... 70

C. ANALISIS DE ESTUDIOS EXISTENTES

1. INFORME PRELIMINAR DE LA CORPORACION DE FOMENTO DE LA PRODUCCION (1942)..... 72
2. REGADIO DEL VALLE DE PENCAHUE..... 72
2.1. Descripción General..... 72
2.2. Características Principales..... 74
2.3. Conclusiones..... 76
3. ANTEPROYECTO DE REGADIO DEL VALLE DE PENCAHUE (1953)..... 76
4. ANTEPROYECTO DEL EMBALSE LITU (1954)..... 76
4.1. Descripción General..... 76
4.2. Características Principales..... 77
4.3. Conclusiones..... 79
5. ANTEPROYECTO DEL EMBALSE LITU..... 79
5.1. Descripción General..... 79
5.2. Características principales..... 79
5.3. Conclusiones..... 80
6. REGADIO DE PENCAHUE (1960)..... 81
6.1. Descripción General..... 81
6.2. Conclusiones..... 81

Página

7. REGADIO DE LONTUE-PENCAHUE (1964)..... 82
   7.1. Descripción General..... 82
   7.2. Características Principales..... 83
   7.3. Conclusiones..... 84
8. FACTIBILIDAD DEL REGADIO DEL VALLE DE PENCAHUE (1974)..... 85
   8.1. Descripción General..... 85
   8.2. Características Principales..... 87
   8.3. Conclusiones..... 92
9. REGADIO DE PENCAHUE (1970)..... 92
   9.1. Descripción General..... 92
   9.2. Características Principales..... 93
   9.3. Conclusiones..... 95

D. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

1. COSTOS DE RUBROS BASICOS..... 96
   1.1. Mano de Obra..... 96
      1.1.1. Salarios Básicos..... 96
      1.1.2. Días Efectivos de Trabajos..... 97
      1.1.3. Incidencia de Leyes Sociales..... 97
      1.1.4. Valor Horario Total de los Jornales... 102
   1.2. Transportes..... 102
      1.2.1. Fletes en F.C. del Estado..... 102
      1.2.2. Fletes en Camión..... 102
   1.3. Precios de Materiales en Obra..... 103
      1.3.1. Fierro de construcción calidad A44-28H 103
      1.3.2. Cemento en bodega obra..... 104
      1.3.3. Ripio en obra..... 105
      1.3.4. Arena en obra..... 105

	Página
1.3.5. Costos de combustibles en obra.....	106
1.3.6. Madera puesta en obra.....	107
1.3.7. Explosivos puestos en obra.....	108
2. COSTOS UNITARIOS DE DIVERSAS FAENAS.....	109
2.1. Excavación de Mesa de Canal en Material Común	109
2.2. Excavación Cuneta de Canal en Material Común.	110
2.3. Excavación de Mesa en Roca.....	111
2.4. Excavación de Cuneta de Canal en Roca.....	113
2.5. Excavación de Material Duro en Mesa de Canal.	115
2.6. Excavación de Material Duro en Cuneta de Canal	116
2.7. Revestimiento de Canal.....	118
2.7.1. Revestimiento de Taludes del Canal....	119
2.7.2. Revestimiento de Radier del Canal.....	120
2.8. Excavación para Obras de Arte.....	122
2.9. Relleno para Obras de Arte.....	122
2.10 Armaduras.....	123
2.11 Moldaje Plano.....	123
2.12 Moldaje Curvo.....	126
2.13 Hormigón de 170 kg c/m3.....	128
2.14 Hormigón de 255 kg c/m3.....	129
2.15 Hormigón de 300 kg c/m3.....	129
2.16 Hormigón de 340 kg c/m3.....	130
2.17 Escarpe.....	130
2.18 Rock-fill.....	131
2.19 Hormigón colocado en losas y cuadrícula de apoyo.....	134
2.20 Juntas de cobre entre losas.....	135
2.21 Roca Gruesa.....	136
2.22 Roca Menor.....	136

Página

2.23 Núcleo..... 136
2.24 Filtros..... 138
2.25 Materiales Finos para Núcleo y Zonas Exteriores en Alternativa 3..... 139
2.26 Rip-Rap..... 140
2.27 Armaduras..... 141
2.28 Hormigón de 170 kg c/m3..... 141
2.29 Hormigón de 255 kg c/m3..... 142
2.30 Hormigón de 300 kg c/m3..... 143
2.31 Hormigón de 340 kg c/m3..... 143
2.32 Armaduras..... 143
2.33 Enrocado de 0.30 y 0.40 m de diámetro..... 144
2.34 Pedraplén de 0.20 m de diámetro..... 145
2.35 Tubos de cemento comprimido..... 145

E. ANALISIS DE COSTOS A PRECIOS SOCIALES

1. CRITERIOS UTILIZADOS EN LA EVALUACION..... 147
2. PRECIO SOCIAL DE FACTORES..... 148
2.1. Obra de Mano..... 148
2.2. Capital..... 149
2.3. Divisa..... 149
3. VALOR SOCIAL DE LOS INSUMOS..... 150
3.1. Combustibles y Lubricantes..... 151
3.2. Maquinaria..... 153
4. COSTOS UNITARIOS DE DIVERSAS FAENAS..... 157
4.1. Excavación de Mesa de Canal en Material Común 157
4.2. Excavación Cuneta de Canal en Material Común. 157
4.3. Excavación de Mesa en Roca..... 158
4.4. Excavación de Cuneta de Canal en Roca..... 160

Página

4.5. Excavación de Material Duro en Mesa de Canal. 162

4.6. Excavación de Material Duro en Cuneta de Canal 164

4.7. Revestimiento de Canal..... 166

4.7.1. Revestimiento de Taludes del Canal.... 167

4.7.2. Revestimiento de Radier del Canal..... 168

4.8. Excavación para Obras de Arte..... 170

4.9. Relleno para Obras de Arte..... 171

4.10 Armaduras..... 171

4.11 Moldaje Plano..... 172

4.12 Moldaje Curvo..... 174

4.13 Hormigón de 170 kg c/m3..... 176

4.14 Hormigón de 255 kg c/m3..... 176

4.15 Hormigón de 300 kg c/m3..... 177

4.16 Hormigón de 340 kg c/m3..... 177

4.17 Escarpe..... 178

4.18 Rock-fill..... 179

4.19 Hormigón colocado en losas y cuadrícula de apoyo..... 182

4.20 Juntas de cobre entre losas..... 183

4.21 Roca Gruesa..... 184

4.22 Roca Menor..... 184

4.23 Núcleo..... 184

4.24 Filtros..... 186

4.25 Materiales Finos para Núcleo y Zonas Exteriores en Alternativa 3..... 187

4.26 Rip-Rap..... 188

4.27 Armaduras..... 189

4.28 Hormigón de 170 kg c/m3..... 189

4.29 Hormigón de 255 kg c/m3..... 190

Página

4.30 Hormigón de 300 kg c/m3..... 191
4.31 Hormigón de 340 kg c/m3..... 191
4.32 Armaduras..... 191
4.33 Enrocado de 0,30 y 0,40 de diámetro..... 192
4.34 Redraplén de 0,20 m..... 193

F. ANALISIS GENERAL DE LOS SISTEMAS DE RIEGO PROPUESTOS PARA EL RIEGO DEL VALLE DE PENCAHUE

1. ANTECEDENTES..... 194
1.1. Sistema Río Claro en Itahue..... 194
1.2. Sistema Río Claro en La Orilla..... 194
1.3. Sistema Río Lircay en La Higuera..... 195
1.4. Otras soluciones consideradas..... 195
2. CONSIDERACIONES ESPECIALES DE EVALUACION..... 196
2.1. Sistema de riego Río Claro en Itahue..... 196
2.1.1. Seguridad Hidrológica..... 196
2.1.2. Consumo de Energía..... 196
2.1.3. Uso Alternativo de las Aguas..... 197
2.2. Sistema de riego Río Lircay en La Higuera.... 197
2.2.1. Seguridad Hidrológica..... 197
2.2.2. Uso Alternativo de las Aguas..... 198
2.2.3. Consumo de Energía..... 198
2.3. Sistema de riego Elevación Mecánica en La Orilla..... 198
2.3.1. Seguridad Hidrológica..... 198
2.3.2. Uso Alternativo de las Aguas..... 198
2.3.3. Consumo de Energía..... 198
3. ESTUDIOS ESPECIALES DE TERRENO..... 199
3.1. Levantamientos topográficos..... 199

Página

3.1.1. Canal Matriz Itahue Litú..... 199

3.1.2. Embalse de Litú..... 199

3.1.3. Canal Matriz Bajo Lircay (Lircay en La Higuera)..... 200

3.1.4. Zona de elevación de La Orilla..... 200

3.1.5. Zona del embalse compensación..... 200

3.2. Exploraciones del subsuelo..... 200

3.2.1. Calicatas en canales..... 201

3.2.2. Calicatas en empréstitos..... 201

4. OTROS ANTECEDENTES..... 201

4.1. Tarifas eléctricas..... 201

4.2. Tasa de interés del capital..... 202

5. PRECIOS UNITARIOS..... 203

6. CRITERIOS DE SIMPLIFICACION..... 204

6.1. Obras que no se tomarán en cuenta en los presupuestos..... 204

6.2. Costos anuales de operación..... 205

6.3. Defase en la obtención de beneficios..... 205

6.4. Faenas de construcción..... 205

7. ANALISIS PARAMETRICO DE LOS SISTEMAS MATRICES..... 206

G. SISTEMA DE RIEGO RIO CLARO EN ITAHUE

1. SUPERFICIE TOTAL DE RIEGO..... 207

2. CANAL MATRIZ ITAHUE-LITU..... 209

2.1. Metodología de Análisis..... 209

2.2. Cuneta..... 209

2.2.1. Datos para el programa de computación. 209

2.2.2. Resultados del programa de computación 211

2.3. Sifones Rinconada y Loma Larga..... 218

Página

2.3.1. Cálculo de las pérdidas de carga..... 219

2.3.2. Cálculo de los costos de construcción. 220

2.4. Túneles Litú e Itahue..... 225

2.4.1. Características de las secciones estudiadas..... 225

2.4.2. Costos de los túneles Litú e Itahue según precios sociales y privados..... 227

2.5. Corte en la boca de salida del túnel Itahue.. 232

2.6. Resumen..... 234

3. EMBALSE LITU..... 247

3.1. Muro..... 248

3.2. Coffer-dam y Túnel de desviación..... 250

3.2.1. Avenida de Diseño..... 253

3.2.2. Metodología..... 253

3.2.3. Costo a precios privados..... 254

3.4. Vertedero de Rebalse..... 255

3.5. Obras de toma..... 258

3.6. Evaluación de las expropiaciones..... 261

4. ELECCION DE LA COMBINACION CANAL DE ADUCCION-EMBALSE MAS ADECUADA PARA CADA SUPERFICIE DE RIEGO DIRECTO CONSIDERADA EN LOS ESTUDIOS COMPARATIVOS.... 263

4.1. Cálculo de la demanda para las diferentes superficies de riego directo..... 263

4.2. Metodología para determinar la combinación óptima Canal-Embalse..... 265

4.3. Análisis de los resultados..... 266

4.4. Costos de las combinaciones elegidas para los distintos niveles de riego directo del valle de Pencahue..... 271

Página

H. SISTEMA DE RIEGO RIO CLARO EN LA ORILLA

1. DISPONIBILIDADES DE AGUA..... 274

2. ELECCION DEL TIPO DE ESQUEMA GENERAL DE LA ELEVA - CION MECANICA DE LA ORILLA..... 276

2.1. Período de elevación..... 276

2.1.1. Costo equivalente de la energía de 24 horas diarias de elevación para caso 1 278

2.1.2. Costo equivalente de la energía de 24 horas de elevación diarias para caso 2 278

2.1.3. Costo equivalente de la energía de 18 horas de elevación diarias..... 278

2.1.4. Comentarios y resumen..... 278

2.2. Altura de elevación..... 279

2.2.1. Elevación primaria a 28 m. con eleva - ciones secundarias..... 279

2.2.2. Elevación del total del gasto a 45 m de altura..... 282

2.2.3. Resumen y conclusiones..... 282

2.3. Resumen General..... 283

3. SUPERFICIE DE REIGO Y DEMANDA DE AGUA..... 283

3.1. Superficie de riego directo 11.043 hás; riego con derrames 0 há..... 284

3.2. Superficie de riego directo 10.293 hás; riego con derrames 750 hás..... 284

3.3. Superficie de riego directo 8.043 hás; riego con derrames 2.2.50 hás..... 284

3.4. Superficie de reigo directo 8.793 hás; riego con derrames 2.250 hás..... 284

3.5. Superficie de riego directo 8.043 hás; riego con derrames 3.000 hás..... 284

4. SEGURIDAD HIDROLOGICA DEL SISTEMA..... 285

5. POTENCIA Y CONSUMO Y COSTO DE ENERGIA..... 286

	Página
6. TUBERIAS DE IMPULSION.....	286
7. CANAL ENTRE LA CAMARA DE DESCARGA DE LAS TUBERIAS DE IMPULSION Y EL ESTANQUE DE COMPENSACION.....	287
7.1. Canal.....	287
7.2. Cámara de descarga de la tubería de impulsión	290
7.3. Resumen.....	290
8. EMBALSE DE COMPENSACION.....	290
8.1. Muro.....	290
8.2. Obras de alimentación.....	291
8.3. Obras de alimentación del canal de riego primario.....	292
8.4. Resumen.....	293
9. CASA DE MAQUINAS.....	293
10 LINEA DE ALTA TENSION EN 66.000 VOLTS.....	294
11 BOMBAS, MOTORES Y EQUIPO AUXILIAR.....	295
12 LINEA DE ALTA TENSION DE 13.200 KVA Y CAMINO DE ACCESO A EMBALSE DE COMPENSACION.....	296
13 RESUMEN DE LOS COSTOS DE LA ELEVACION MECANICA DE LA ORILLA.....	297
I. SISTEMA DE RIEGO RIO LIRCAY EN LA HIGUERA	299
1. DISPONIBILIDADES DE AGUA.....	300
2. SUPERFICIE DE RIEGO Y DEMANDA DE AGUA.....	303
3. SEGURIDAD HIDROLOGICA DEL SISTEMA.....	305
3.1. Superficie de riego directo 10.683 hás.....	305
3.2. Superficie de riego directo 10.008 hás.....	306
3.3. Superficie de riego directo 9.333 hás.....	306
3.4. Superficie de riego directo 8.658 hás.....	307
3.5. Superficie de riego directo 7.983 hás.....	307
4. CAPACIDAD DE LOS CANALES QUE FORMAN EL SISTEMA....	308

	Página
5. CANAL BAJO LIRCAY.....	309
5.1. Características y costo del canal.....	310
5.2. Obras de arte.....	311
5.3. Resumen de costos.....	312
6. CANAL PANGUE.....	312
6.1. Canal.....	312
6.2. Cruces del Ferrocarril Longitudinal y del Camino Longitudinal Sur.....	314
6.3. Bocatoma en el estero Pangue.....	314
6.4. Resumen.....	315
7. SIFON CLARO.....	317
8. CANAL LAS CHILCAS.....	321
8.1. Canal.....	321
8.2. Sifón Pangue.....	322
8.3. Bocatoma en el estero Las Chilcas.....	322
8.4. Resumen.....	322
9. CANAL MATRIZ PENCAHUE.....	324
9.1. Km 0.000 a Km 1.500.....	324
9.2. Km 3.000 a Km 21.600.....	325
9.2.1. Canal revestido en pendiente media y no revestido en pendiente suave.....	325
9.2.2. Canal revestido en toda su longitud...	326
9.3. Costos a precios sociales y privados.....	326
10 RESUMEN DE LOS COSTOS DE CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE RIEGO DEL RIO LIRCAY EN LA HIGUERA.....	327
10.1 Costos a precios privados.....	331
10.2 Costos a precios sociales.....	332

Página

J. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ANALISIS ECONOMICO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS MATRICES PROPUESTOS PARA EL RIEGO DEL VALLE DE PENCAHUE

1. RESULTADOS DE LOS CALCULOS DE COSTOS PARA CADA SISTEMA MATRIZ DE RIEGO..... 334

2. DETERMINACION DE LA SUPERFICIE DE RIEGO DIRECTO... 335

2.1. Obras necesarias para la captación de los derrames..... 336

2.1.1. Bocatomas..... 336

2.1.2. Canales de derrames..... 338

2.2. Presupuesto aproximado de las obras propuestas..... 340

2.2.1. Canales..... 341

2.2.2. Bocatoma Estero Los Puercos..... 341

2.2.3. Bocatoma Estero Cunculén..... 341

2.2.4. Puentes..... 342

2.2.5. Descargas y canoas..... 342

2.2.6. Resumen..... 342

2.3. Menor costo de los canales matrices y de las obras de distribución..... 343

2.3.1. Canales matrices del Sistema Río Lircay en La Higuera..... 343

2.3.2. Sifones Quepo, Tutucura y San Miguel.. 343

2.3.3. Canal Primario de Riego Oriente..... 344

2.3.4. Canal Primario Poniente..... 345

2.3.5. Resumen General..... 346

3. COMPARACION DE RESULTADOS GENERALES Y CONCLUSIONES 346

Página

K. DESCRIPCION DE SOLUCION ADOPTADA. SISTEMA RIO LIRCAY EN LA HIGUERA

1. ANTECEDENTES GENERALES..... 348

1.1. Superficie de riego..... 348

1.2. Demanda de agua de riego a nivel de predio... 350

1.3. Pérdidas de filtraciones en conducción y distribución..... 352

1.3.1. Pérdidas en la distribución..... 352

1.3.2. Pérdidas en la conducción..... 354

1.4. Demanda total de agua en bocatoma..... 354

1.5. Recursos hídricos en el río Lircay y en los esteros Pangue y Las Chilcas..... 355

1.5.1. Río Lircay sin apoyo..... 355

1.5.2. Río Lircay y estero Pangue..... 355

1.5.3. Río Lircay y esteros Pangue y Las Chilcas..... 355

1.5.4. Resumen..... 356

1.6. Investigaciones de terreno..... 356

1.6.1. Canal Bajo Lircay..... 356

1.6.2. Canal Matriz Pencahue..... 357

2. SISTEMA DE CANALES MATRICES..... 358

2.1. Capacidad de los canales matrices..... 358

2.2. Obras tipo..... 359

2.2.1. Puentes..... 359

2.2.2. Alcantarillas..... 362

2.2.3. Canoas para regueros..... 364

2.2.4. Pasos de quebradas..... 364

2.2.5. Descargas parciales..... 368

2.3. Canal Bajo Lircay..... 369

2.3.1. Cauce..... 370

Página

2.3.2. Bocatoma..... 374
2.3.3. Cruce de la línea férrea..... 378
2.3.4. Cruce del Camino Longitudinal Sur..... 378
2.3.5. Unión con el canal Pangue..... 378
2.3.6. Obras de arte menores..... 379
2.4. Canal Pangue..... 380
2.4.1. Cauce..... 381
2.4.2. Bocatoma..... 382
2.4.3. Cruce de la Línea Férrea y Camino Longitudinal Sur..... 386
2.4.4. Obras de Arte Menores..... 386
2.5. Canal Las Chilcas..... 388
2.5.1. Cauce..... 388
2.5.2. Bocatoma..... 389
2.5.3. Sifón en el estero Pangue..... 390
2.5.4. Obras de Arte Menores..... 392
2.6. Canal Matriz Pencahue..... 393
2.6.1. Cauce..... 394
2.6.2. Sifón Claro..... 399
2.6.3. Compuertas de descarga total..... 403
2.6.4. Obra de distribución final..... 406
2.6.5. Obras de arte menores..... 409
2.6.6. Obras de entrega..... 410
2.6.7. Canal Huilliborgoa..... 411
3. SISTEMA DE CANALES DE DISTRIBUCION..... 414
3.1. Estructuras de repartición y medición de aguas 415
3.1.1. Compuerta de derivación con tubo de longitud..... 417
3.1.2. Compuerta de derivación con escurrimiento libre sin aforador..... 417

Página

3.1.3. Compuerta de derivación de escurrimien to libre con aforador..... 418

3.1.4. Compuerta en el canal matriz y en la derivación..... 418

3.1.5. Marcos Partidores..... 419

3.1.6. Turnos..... 419

3.1.7. Diseño de las estructuras de partición 419

3.2. Sistema Canal Poniente y derivados..... 420

3.2.1. Superficie y sectorización de la zona de riego..... 420

3.2.2. Esquema de riego del Canal Poniente... 421

3.2.2. Canal Poniente..... 421

3.2.3. Canal Las Tizas..... 424

3.2.4. Canal Santa Sara y derivados..... 429

3.2.5. Canal Pueblo de Pencahue..... 433

3.2.6. Canal Lo Figueroa Sur..... 434

3.3. Sistema Canal Oriente y derivados..... 437

3.3.1. Superficies de riego y sectorización.. 437

3.3.2. Esquema de riego del Sistema Canal Oriente..... 438

3.3.3. Calicatas del canal Oriente..... 441

3.3.4. Canal Oriente..... 442

3.3.5. Canal Quepo..... 458

3.3.6. Canal Las Doscientas..... 460

3.3.7. Sifón San Manuel..... 464

3.3.8. Canal Botalcura..... 466

3.3.9. Canal Botalcura Sur..... 473

3.3.10 Canal Matancilla..... 475

4. SISTEMA DE CANALES DE DERRAMES..... 479

4.1. Canal Matancilla de Derrames..... 479

Página

4.1.1. Esquema de riego..... 479
4.1.2. Cauce..... 480
4.1.3. Bocatoma..... 481
4.1.4. Obras de arte menores..... 484
4.1.5. Obras de distribución..... 484
4.2. Canal Las Doscientas de Derrames..... 485
4.2.1. Esquema de Riego..... 485
4.2.2. Cauce..... 485
4.2.3. Obras de arte menores..... 486
4.2.4. Obras de distribución..... 486
4.3. Canal Pencahue de Derrames..... 486
4.3.1. Esquema de riego..... 486
4.3.2. Cauce..... 487
4.3.3. Bocatoma..... 488
4.3.4. Canoa El Peral..... 489
4.3.5. Obras de arte menores..... 489
4.3.6. Obras de distribución..... 489
5. PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE ARTE Y CANALES..... 490
5.1. Presupuesto de los canales y obras de arte a precios privados..... 492
5.1.1. Canal Bajo Lircay..... 492
5.1.2. Canal Pangue..... 494
5.1.3. Canal Las Chilcas..... 496
5.1.4. Canal Matriz Pencahue..... 497
5.1.5. Canal Huilliborgoa..... 499
5.1.6. Canal Poniente..... 500
5.1.7. Canal Las Tizas y Derivados..... 502
5.1.8. Canal Santa Sara y Derivados..... 502
5.1.9. Canal Pueblo de Pencahue y Derivados.. 503

	Página
5.1.10 Canal Lo Figueroa.....	504
5.1.11 Canal Oriente.....	504
5.1.12 Canal Quepo.....	507
5.1.13 Canal Las Doscientas y Derivado.....	507
5.1.14 Canal Botalcura.....	508
5.1.15 Canal Botalcura Sur.....	510
5.1.16 Canal Matancilla.....	511
5.1.17 Canal Matancilla de Derrames.....	512
5.1.18 Canal Las Doscientas de Derrames.....	513
5.1.19 Canal Pencahue de Derrames.....	513
5.1.20 Varios.....	514
5.2. Presupuesto de los canales y obras de arte anexas a precios sociales.....	516
5.2.1. Canal Bajo Lircay.....	516
5.2.2. Canal Pangue.....	518
5.2.3. Canal Las Chilcas.....	520
5.2.4. Canal Matriz Pencahue.....	521
5.2.5. Canal Huilliborgoa.....	523
5.2.6. Canal Poniente.....	524
5.2.7. Canal Las Tizas y Derivados.....	525
5.2.8. Canal Santa Sara y Derivados.....	526
5.2.9. Canal Pueblo de Pencahue y Derivados..	527
5.2.10 Canal Lo Figueroa.....	527
5.2.11 Canal Oriente.....	527
5.2.12 Canal Quepo.....	530
5.2.13 Canal Las Doscientas y Derivado.....	531
5.2.14 Canal Botalcura.....	532
5.2.15 Canal Botalcura Sur.....	534
5.2.16 Canal Matancilla.....	534

Página

5.2.17 Canal Matancilla de Derrames..... 535

5.2.18 Canal Las Doscientas de Derrames..... 536

5.2.19 Canal Pencahue de Derrames..... 536

L. DRENAJE DEL VALLE DE PENCAHUE

1. ANTECEDENTES..... 539

2. CARACTERISTICAS DEL ESTERO LOS PUERCOS Y SU HOYA HIDROGRAFICA..... 539

3. GASTOS DE AVENIDA Y DE VERANO EN EL ESTERO LOS PUERCOS..... 541

3.1. Gastos de avenida..... 541

3.2. Gastos de verano..... 542

4. CAPACIDAD DE EVACUACION DEL ESTERO LOS PUERCOS.... 543

4.1. Gasto normal de verano..... 543

4.2. Gasto de avenidas de invierno..... 544

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES..... 544

M. ADMINISTRACION, EXPLOTACION Y MANTENCION DEL SISTEMA DE CANALES DE RIEGO Y OBRAS ANEXAS

1. PERSONAL DE ADMINISTRACION Y EXPLOTACION..... 546

1.1. Ingeniero o administrador..... 547

1.2. Operadores técnicos..... 547

1.3. Contador..... 547

1.4. Secretario..... 547

1.5. Personal auxiliar..... 548

1.6. Asesorías diversas..... 548

2. MOVILIZACION Y COMUNICACIONES..... 548

2.1. Equipo de movilización..... 549

2.2. Equipo de comunicaciones..... 549

3. INSTALACIONES DE OFICINA Y EQUIPO TECNICO..... 550

Página

3.1. Oficinas, bodegas y garages..... 550

3.2. Equipo técnico y de oficina..... 551

4. COSTOS DE ADMINISTRACION, OPERACION Y MANTENCION DEL SISTEMA DE RIEGO..... 551

4.1. Limpia de canales y mantención y reparación de obras de arte..... 552

4.1.1. Limpia de canales..... 552

4.1.2. Mantención y reparación de las obras de arte..... 554

4.1.3. Resumen de costos de limpia de canales y reparación de obras de arte..... 554

4.2. Movilización..... 554

4.2.1. Citroen AX-330..... 555

4.2.2. Camioneta de 1.000 kg..... 555

4.2.3. Resumen de costos de movilización..... 556

4.3. Personal administrativo y técnico..... 556

4.4. Arriendos de oficinas y de casas para el personal..... 557

4.5. Amortización del equipo técnico e instalaciones y gastos de oficina..... 557

4.5.1. Amortización de equipo..... 557

4.5.2. Gasto anual en material de oficina, teléfonos, luz eléctrica, etc..... 558

4.6. Resumen General de costos anuales y costo unitario por hectárea..... 558

N. ESTUDIOS DIVERSOS

1. EMBALSE LAS DOSCIENTAS..... 560

2. EMBALSE LA JUNTA..... 561

Página

APENDICE 1 - DISEÑO OPTIMIZADO DE CANALES MATRICES 563

1. GENERAL..... 564

2. FUNDAMENTACION TEORICA DEL PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA LA REPARTICION DE PERDIDAS DE CARGA..... 565

3. OPTIMIZACION DE LA FORMA DE LAS SECCIONES EN CANALES REVESTIDOS Y SIN REVESTIR..... 567

3.1. Canal sin revestir..... 567

3.2. Canal revestido..... 569

4. RAZON B/H REPRESENTATIVA DE UN SECTOR QUE PRESENTA VARIOS TIPOS DE PENDIENTES TRANSVERSALES..... 570

5. OBRAS DE ARTE..... 570

5.1. Túneles sin revestimiento..... 571

5.2. Túnel revestido..... 573

5.2.1. Volúmenes por m.l. de túnel..... 574

5.3. Sifones de hormigón armado..... 575

5.4. Sifones de acero..... 577

APENDICE 2 - CALCULO DE OBRAS EN ALTERNATIVA RIO CLARO EN ITAHUE 585

APENDICE 3 - AVENIDAS DE PROYECTO EN QUEBRADAS COMPROMETIDAS CON CANALES 629

1. DESCRIPCION DE LOS METODOS..... 630

1.1. Método de Kirpich..... 630

1.2. Método de Reich..... 631

1.3. Método de Quintana..... 635

1.4. Método de Mockus..... 636

2. APLICACION DE LOS METODOS DE CALCULO DESCRITOS.... 637

2.1. Método de Kirpich..... 637

2.2. Método de Reich..... 638

	Página
2.3. Método de Arturo Quintana.....	638
2.4. Método de Víctor Mockus.....	640
3. CONCLUSIONES.....	641
4. CALCULO DE LAS AVENIDAS.....	641
5. CALCULO DE LAS ALCANTARILLAS.....	642

A. INFRAESTRUCTURA BASICA DEL AREA DEL PROYECTO

1. SERVICIOS.

Este capítulo se refiere a los servicios existentes en la comuna de Pencahue, con excepción de los distritos 5 y 6 que quedan fuera del área del Proyecto. Los servicios son relativamente adecuados y proporcionales a la población de la comuna la que en una proyección censal alcanzaba en el año 1976 a 8.580 habitantes, cifra que con ligeras variaciones se ha mantenido constante desde el censo de 1907 e inferior a las de los decenios 1875-1895. Se supone, al hacer la comparación poblacional, que la comuna no ha sufrido mayores cambios territoriales. La comparación de las cifras censales entre la comuna de Pencahue y la comuna de Talca, permite comprobar cómo una zona rural de secano se ha mantenido estancada, e incluso perdido en habitantes del siglo pasado a éste, en tanto que la vecina, con un centro urbano situado en la línea central de las comunicaciones Norte-Sur del país ha crecido considerablemente. En 1885 la comuna de Pencahue tenía el 30% de la población de las dos comunas (considerando que Talca incluía, además, la actual comuna de Pelarco). En 1920, era sólo el 15%, y en 1970 (último censo), alrededor del 7%, sin tomar en cuenta a Pelarco que constituye comuna independiente en la actualidad.

Los principales servicios se describen a continuación.

1.1. Postas del Servicio Nacional de Salud.

En la comuna existen cuatro postas del SNS de las cuales tres se sitúan en el área del proyecto. Ellas son las de Pencahue, Botalcura y Corinto. Las dos primeras

están en recintos del Cuerpo de Carabineros. El servicio asistencial regular consiste en una visita quincenal de personal profesional del SNS que incluye un médico, un dentista, un nutricionista y enfermeras, de acuerdo a un calendario prefijado. En cada posta existe en forma estable un practicante.

1.2. Correos y Telégrafos.

En la comuna funcionan tres agencias postales, todas situadas en pueblos dentro del área del proyecto. No hay servicios telegráficos; comunicaciones de emergencia se pueden establecer a través de las radios del Cuerpo de Carabineros.

1.3. Teléfonos.

A Pencahue llegan dos líneas telefónicas que tienen su central en Talca. Un teléfono es público y otro municipal. De estas líneas arranca un ramal a Lo Figueroa para el servicio de un teléfono público de esa población; desde Pencahue hay una extensión o anexo hasta Botalcura, cuyo teléfono público funciona en el local del retén de Carabineros.

Corinto tiene un teléfono público (1 línea) con central en Colín, sobre la margen sur del río Claro.

1.4. Carabineros de Chile.

Cuenta con cuatro retenes con dotación normal de personal. Tres de ellos quedan en el área del proyecto, en los pueblos de Pencahue, Corinto y Botalcura. Se comunican entre sí y con la comisaría de Talca, por medio de radios.

1.5. Establecimientos Educacionales.

Las escuelas públicas de la Comuna de Pencahue, únicas que atienden la educación escolar en ella, dependen del Tercer Sector Escolar con sede en la ciudad de Talca. Suman veintiun establecimientos, de los cuales dieciséis quedan situados en la hoya hidrográfica de Pencahue y cinco fuera de ella. Sin embargo, dos escuelas - la de Buena Vista y la de Huilliborgoa - quedan fuera de la hoya pero en el área del Proyecto, al poniente del río Claro.

A marzo de 1977 la matrícula en el total de las escuelas de la comuna registraba la cifra de 1.835 alumnos, de los cuales 948 correspondían a varones y 927 a mujeres. Esta población escolar era atendida por una dotación de 63 profesores de enseñanza básica, en un total de 56 salas de clase.

Se anotan a continuación en orden numérico las características esenciales de cada escuela comprendida en el área del proyecto. El tipo de construcción se ha clasificado de acuerdo a pautas del propio Ministerio de Educación en tres categorías: a) "Sólida", que se refiere especialmente a construcciones relativamente nuevas de ladrillo con estructura de hormigón armado o al tipo de construcción estandarizado por la Sociedad Constructora de Establecimientos Eduacionales; b) de madera; y c) de adobe o quincha con barro, y por lo general con cubierta de tejas. Muchas de estas últimas corresponden a adaptaciones de dependencias de las casas patronales de los antiguos fundos de la zona.

Escuela N° 7 - Pencahue.

Situada en el pueblo de Pencahue.

N° de profesores: 11
Cursos : 1° a 8°
Matrícula : 468 (247 varones + 221 mujeres)
N° de salas : 12
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1967 y 1972
Servicio de agua potable : Red
Servicio de alumbrado : Eléctrico

Escuela N° 22 - Cabrería.

Situada en el valle de Pencahue en el camino a Rincón de Botalcura, a 11 km aproximadamente del camino Talca-Pencahue.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 38 (18 varones + 20 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1965
Servicio de agua potable : Noria
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 25 - Corinto.

Situada en el pueblo de Corinto.

N° de profesores: 10
Cursos : 1° a 8°
Matrícula : 336 (159 varones + 177 mujeres)
N° de salas : 5
Tipo de construcción y fecha: Madera - año 1940
Servicio de agua potable : Red
Servicio de alumbrado : Eléctrico

Escuela N° 25 A - Rauquén.

Situada en el caserío de Rauquén.

N° de profesores: 1
Cursos : 1° y 2°
Matrícula : 16 (6 varones + 10 mujeres)
N° de salas : 1
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1940
Servicio de agua potable : Noria
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 45 - Lo Figueroa.

Situada en el caserío de Lo Figueroa.

N° de profesores: 6
Cursos : 1° a 7°
Matrícula : 150 (72 varones + 78 mujeres)
N° de salas : 4
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1966
Servicio de agua potable : De pozo
Servicio de alumbrado : Eléctrico

Escuela N° 51 - Huilliborgoa.

Situada en la cuenca del estero Huilliborgoa, próxima al camino a Panguilemu, por Huilliborgoa y Maitenhuapi.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 40 (19 varones + 21 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1966
Servicio de agua potable : Acarreo
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 59 - Las Tizas.

Situada en el camino Corinto-Las Tizas-Pencahue, a 6 km de Corinto y a 5,2 km de Pencahue.

N° de profesores: 1
Cursos : 1° a 4°
Matrícula : 27 (14 varones + 13 mujeres)
N° de salas : 1
Tipo de construcción y fecha: Madera - año 1966
Servicio de agua potable : Acarreo
Servicio de alumbrado : Eléctrico

Escuela N° 64 - Estero Los Puercos.

Situada en la villa de este nombre en el camino paralelo al estero por la falda poniente, a 6 km del centro de Corinto y a aproximadamente 10,4 km del pueblo de Pencahue.

N° de profesores: 1
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 46 (28 varones + 18 mujeres)

N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1972
Servicio de agua potable : Pozo
Servicio de alumbrado : Sí

Escuela N° 92 - Botalcura.

Situada en el pueblo de Botalcura.

N° de profesores: 5
Cursos : 1° a 7°
Matrícula : 138 (74 varones + 64 mujeres)
N° de salas : 3
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1966
Servicio de agua potable: : Pozo
Servicio de alumbrado : Sí

Escuela N° 92 A - Pajonal.

Situada a orillas del camino Pencahue-Botalcura, a 11 km aproximadamente de Pencahue.

N° de profesores: 1
Cursos : 1° a 4°
Matrícula : 28 (12 varones + 16 mujeres)
N° de salas : 1
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1940
Servicio de agua potable : Pozo
Servicio de alumbrado : Sí

Escuela N° 93 - Litú.

Situada en la casa patronal de la antigua Hacienda Litú, a 22 km de Talca y a 29 km de Pencahue.

N° de profesores: 1
Cursos : 1° a 5°
Matrícula : 29 (13 varones + 16 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1934
Servicio de agua potable : Pozo
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 103 - Tapihue.

Situada al interior del valle de Tapihue, a 7 km del camino Litú-Pencahue.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 57 (28 varones + 29 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1957
Servicio de agua potable : Acarreo
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 103 A - Las Palmas.

Situada al interior del valle de Las Palmas, a 8 km del camino Litú-Pencahue.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 3°
Matrícula : 36 (16 varones + 20 mujeres)
N° de salas : 1
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1952
Servicio de agua potable : Acarreo
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 107 - La Patagua.

Situada en el camino Talca a Las Juntas de Tutucura, en el cruce del camino a Los Cristales, a 13 km de Talca.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 52 (24 varones + 28 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1967
Servicio de agua potable : Pozo
Servicio de alumbrado : Eléctrico

Escuela N° 108 - Rinconada de Botalcura.

Situada en el caserío de este nombre, en el extremo NO del valle de Pencahue y a 4 km de Botalcura.

N° de profesores: 3
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 87 (43 varones + 44 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Sólida - año 1967
Servicio de agua potable : Pozo
Servicio de alumbrado : Eléctrico

Escuela N° 115 - Buena Vista.

Situada en bifurcación del camino a Las Juntas de Tutucura y a Huilliborgoa, a 3 km de Talca.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 45 (17 varones + 28 mujeres)
N° de salas : 2
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1940. Ampliación sólida mas reciente
Servicio de agua potable : Red (desde una vertiente)
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 131 - Los Cristales

Situada al interior del valle Los Cristales, a 7 km del camino Talca-Las Juntas de Tutucura.

N° de profesores: 2
Cursos : 1° a 6°
Matrícula : 39 (22 varones + 17 mujeres)
N° de salas : 1
Tipo de construcción y fecha: Adobe - año 1920
Servicio de agua potable : Acarreo
Servicio de alumbrado : No

Escuela N° 10 - Las Lajuelas.

Situada en el camino Botalcura a Rapilermo Bajo, a 14 km de Botalcura.

N° de profesores: 1
Cursos : 1° a 3°
N° de salas : 1
Matrícula : No se conoce la información
Tipo de construcción : Adobe
Servicio de agua potable : Pozo
Servicio de alumbrado : No

Esta escuela carece de información fidedigna y su matrícula no está computada en los totales antes anotados.

1.6. Energía Eléctrica.

La distribución rural de la energía eléctrica en el área del proyecto se hace a través de 43 km de líneas trifásicas de alta tensión, de 13.200 Volts, y de una línea unifilar de 7.620 V actualmente en construcción, de 15 km de longitud, alimentadas desde una subestación de ENDESA sobre su doble línea longitudinal de 66.000 V. La Cooperativa Eléctrica de Talca Ltda. es propietaria o administra 28 km de las líneas de 13.200 V y de la línea en construcción de 7.620 V. El saldo, de 15 km, pertenece a ENDESA, pero la Cooperativa las tiene en usufructo. Sin embargo, el servicio de alumbrado de las poblaciones de Pencahue y Corinto lo hace ENDESA a través de sus propios transformadores. La capacidad de estas instalaciones es holgada y admite, según la Cooperativa, cualquiera expansión en el uso.

Se dispone de un plano con la ubicación de las líneas y de los transformadores, con su capacidad y usuario.

Los transformadores dentro del Area del Proyecto, en número de 18, son propiedad de los usuarios. Tiene capacidades que van desde 3 KVA hasta 75 KVA. Las capacidades de mayor frecuencia, sin embargo, fluctúan de 5 a 15 KVA. A estos habría que agregar los dos transformadores de ENDESA. Uno en Pencahue de 45 KVA y otro en Corinto de 60 KVA. El consumo de energía del alumbrado de estos dos pueblos es de unos 15.000 KWH mensual para cada uno.

1.7. Agua Potable y Alcantarillado.

Tanto el pueblo de Pencahue como el de Corinto disponen de agua potable que se distribuye a través de redes domicialiarias, de propiedad de una cooperativa adhoc en cada caso.

El agua de Pencahue proviene de un pozo profundo (42 m) perforado en las proximidades del estero Los Puercos. El agua es impulsada mediante una bomba eléctrica de pozo profundo a un estanque elevado de 10 m3 de capacidad.

El agua potable de Corinto proviene de una noria e igualmente es impulsada por bomba eléctrica a un estanque elevado de 5 m3 de capacidad.

Instalaciones de alcantarillado no existen en la comuna de Pencahue.

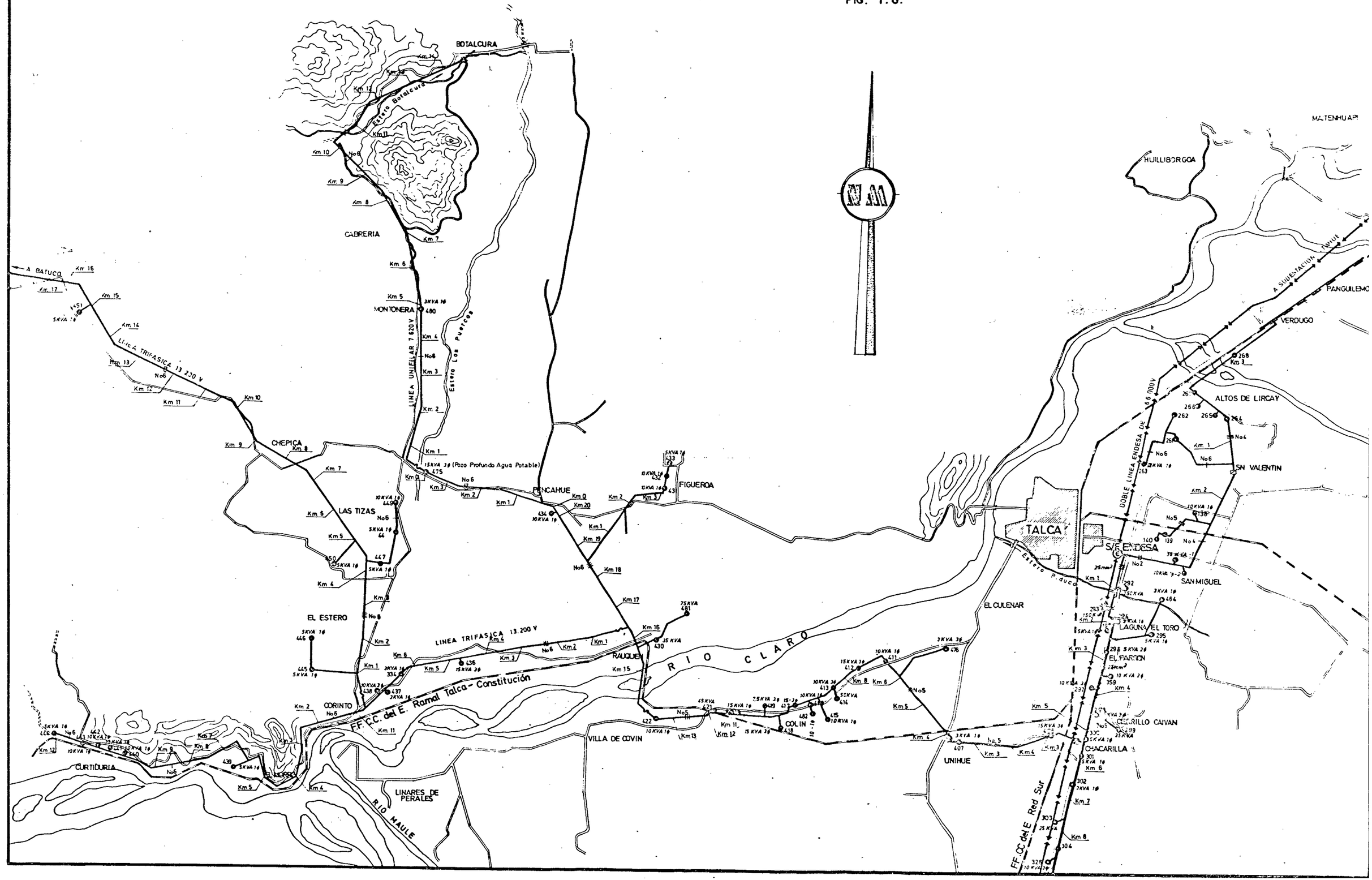
1.8. Servicios Religiosos.

La Parroquia de la Iglesia Católica tiene sede en Corinto, donde radica en forma permanente un sacerdote. Dentro del área del Proyecto existen templos católicos en Pencahue, Botalcura y Lo Figueroa cuyos oficios son atendidos regularmente según un programa preestablecido.

Hay en Pencahue otros dos pequeños templos correspondientes a dos sectas religiosas - Pentecostales y Sabatinos - con muy escasa representación numérica de feligreses.

LINEAS ELECTRICAS RURALES
DE ALTA TENSION

FIG. 1.6.



2. VIAS DE COMUNICACION.

2.1. Ferrocarriles.

El sector sur del área del Proyecto es atravesado por el ramal Talca-Constitución de los Ferrocarriles del Estado, de trocha angosta (1,0 m). La única estación es Corinto, situada a 27 km de Talca y a 91 km de Constitución.

El movimiento ferroviario entre Talca y Constitución cuenta con cuatro trenes de pasajeros diarios, de ida y regreso. Trenes de carga se movilizan tres veces por semana.

2.2. Caminos.

Los caminos en el área del Proyecto se pueden agrupar en diferentes categorías conforme a su función y características de construcción. Existen los caminos que comunican el valle de Pencahue con comunas vecinas o "intercomunales"; caminos públicos que derivan de aquéllos y comunican poblaciones dentro de la comuna o "comunales"; caminos que son "vecinales", o sea, vías públicas que sirven a diversos predios agrícolas; y, caminos interiores o particulares que se desarrollan dentro de los predios agrícolas. Estos últimos no serán considerados en este capítulo.

A) Caminos Públicos Intercomunales.

Camino Talca-Pencahue-Curepto

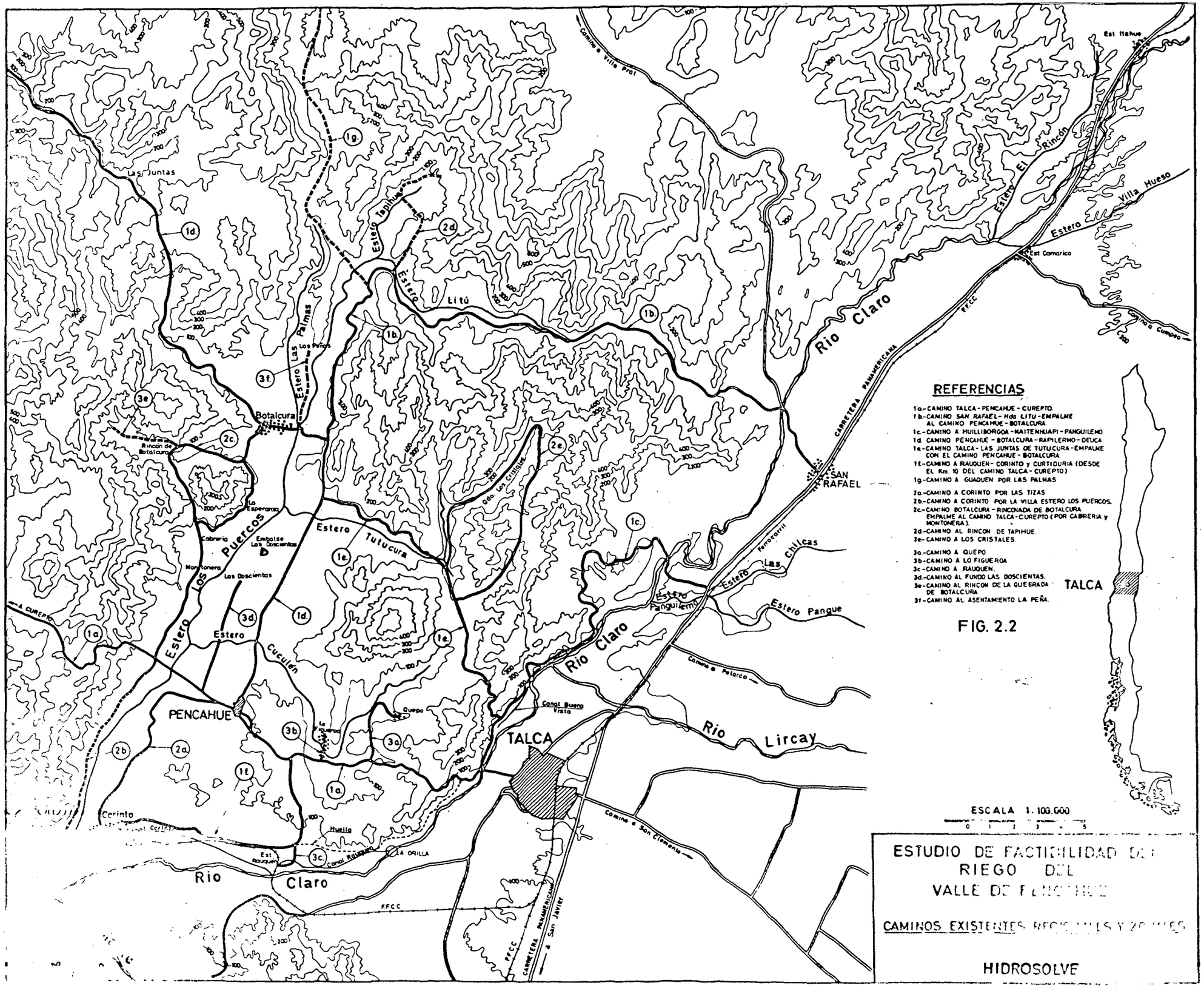
El camino intercomunal más importante que relaciona el área del proyecto con los principales centros

urbanos vecinos es el que va de Talca a Curepto pa - sando por Pencahue y Gualleco. De él arrancan numerosas ramas que van a otras poblaciones y lugares en la hoya del estero Los Puercos, y a otras localidades de las comunas vecinas.

El punto de origen de este camino es el extremo poniente del puente sobre el río Claro, situado en la prolongación poniente de la Alameda B. O'Higgins de la ciudad de Talca. Traspone el cordón de cerros que separa el valle de Pencahue del valle Central de Chile por la llamada cuesta de la Virgen; pasa por la hondonada de Lo Figueroa para caer luego al valle de Pencahue y a la población de ese nombre. Desde aquí toma dirección general al N.O. y cruza el valle para luego subir los cerros que forman su límite poniente. Posteriormente continúa hacia Batuco, Gualleco y Curepto.

La longitud total del camino Talca-Curepto es de 71 km; la longitud comprometida en el área del proyecto es de 19 km.

Esta vía tiene 7 m de ancho útil de calzada en su mayor parte y cuenta con carpeta de rodado con afirmado de grava. Al poniente de Pencahue se presentan tramos con afirmado débil. Posee cunetas más o menos bien constituídas y numerosas obras de arte que permiten las pasadas de aguas desde la cuneta a monte a la cuneta a valle y desde aquí son evacuadas a cauces naturales, mediante puentes y alcantarillas. Algunas de estas alcantarillas son antiguas, constituídas por tubos de hormigón de 0,60 m y se



REFERENCIAS

1a–CAMINO TALCA - PENCAHUE - CUREPTO.
1b–CAMINO SAN RAFAEL - Hda. LITU - EMPALME AL CAMINO PENCAHUE - BOTALCURA.
1c.–CAMINO A HUILLIBORGOA - MAITENHUAPI - PANGUILEMO
1d. CAMINO PENCAHUE - BOTALCURA - RAPILERMO - DEUCA
1e–CAMINO TALCA - LAS JUNTAS DE TUTUCURA - EMPALME CON EL CAMINO PENCAHUE - BOTALCURA.
1f–CAMINO A RAUQUEN - CORINTO y CURTIDURIA (DESDE EL Km. 10 DEL CAMINO TALCA - CUREPTO)
1g–CAMINO A GUAQUEN POR LAS PALMAS

2a–CAMINO A CORINTO POR LAS TIZAS
2b–CAMINO A CORINTO POR LA VILLA ESTERO LOS PUERCOS.
2c–CAMINO BOTALCURA - RINCONADA DE BOTALCURA EMPALME AL CAMINO TALCA - CUREPTO (POR CABRERIA y MONTONERA).
2d–CAMINO AL RINCON DE TAPIHUE.
2e–CAMINO A LOS CRISTALES.

3a–CAMINO A QUEPO
3b–CAMINO A LO FIGUEROA
3c–CAMINO A RAUQUEN.
3d–CAMINO AL FUNDO LAS DOSCIENTAS.
3e–CAMINO AL RINCON DE LA QUEBRADA DE BOTALCURA
3f–CAMINO AL ASENTAMIENTO LA PEÑA.

FIG. 2.2

ESCALA 1.100.000
0 1 2 3 4 5

ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL RIEGO DEL VALLE DE PENCAHUE

CAMINOS EXISTENTES, RECINTOS Y ZONAS

HIDROSOLVE

encuentran en la actualidad fuera de uso o destruí - das. Una obra mayor es el puente colgante sobre el estero Los Puercos, cauce principal de drenaje del valle. Fuera del valle de Pencahue, tiene varios puentes de cierta importancia, la mayoría de cons - trucción reciente.

El trazado en planta es en general bastante acepta - ble y sólo requiere el mejoramiento de algunas cur - vas de radios restringidos. Tiene cuatro cuestas de pendientes fuertes: La Virgen, La Chépica, Batuco y Los Elefantes. Particularmente esta última, situada entre Gualleco y Curepto, es la más empinada, labra- da en la roca descompuesta y laterizada de la cordi- llera de la Costa. En el caso de llegar a pavimen - tar con hormigón este camino habría que corregir di- chas deficiencias. En este momento el tránsito sobre el Estero Los Puercos está suspendido, pero se restablece el tránsito en el invierno.

De este camino se desprenden numerosos ramales que conectan los principales poblados de la hoya o comu- nican con valles vecinos o interiores de la misma ho ya, o con otros caminos secundarios. Dentro del área del proyecto salen de él tres ramales que van al sector sur, especialmente a Corinto, por diferen- tes rutas. Otro arranque importante va hacia el nor te conectando Pencahue con Botalcura, Litú y los va- lles interiores de Las Palmas y Tapihue. De Botalcu ra sale a su vez un camino intercomunal secundario a Rapilermo. Además sale un arranque a Botalcura desde el mismo camino, pasando por Cabrería.

El ancho de expropiación de la faja entre cercos es variable, desde 24 m a 17 m.

El cuadro siguiente describe las obras principales con detalle hasta Deuca situado a 13 km de Curepto. En este último tramo se indican las principales sin análisis detenido, pero puede afirmarse que está en buenas condiciones de tránsito abandonar el valle de Pencahue.

km	Descripción de la obra y puntos de interés
0	Puente río Claro. Arranque a Población Río Claro. Arranque a Tutucura y Huilliborgoa.
1,0	Alcantarilla s/estero natural. Tubo fo. corrugado bajo terraplén. Abigeado D = 1,80 m
1,5	Tubo de fo. corrugado D = 1,0 m
1,8	Tubo de fo. corrugado D = 1,0 m
1,9	Tubo de fo. corrugado D = 1,0 m (Empalme camino antiguo)
2,0	Alcantarilla antigua de bóveda de ladrillo con muros extremos verticales de albañilería. Ancho = 8 m; Luz = 0,80 m x 0,80 m
2,3	Idem alcantarilla km 2,0.
3,0	Cumbre cuesta La Virgen.
4,0	Tubo de hormigón con 2 cabezales D = 0,60 m (obstruído)
4,5	Tubo de hormigón con 2 cabezales D = 0,60 m
5,0	Alcantarilla cajón de hormigón con alas-guías y guarda ruedas. Luz = 2,0 m x 0,90 m y tubo de hormigón D = 0,60 m con cabezales.
5,4	Tubo de hormigón con cabezales D = 0,60 m
5,8	Tubo de fo. corrugado D = 1,0 m
6,0	Arranque camino a Quepo.
7,0	Puente sobre estero San Jorge. Luz = 12 m; ancho = 7.0 m. Estribos y un machón central de hormigón. Vigas y superestructura de hormigón armado con veredas y barandas.

km	Descripción de la obra y puntos de interés
8,0	Tubo de fo. corrugado con cabezales. Obstruído y destruída D = 0,60 m.
8,1	Puente-alcantarilla Caupolicán, de hormigón armado, con alas y barandas con pasamanos de fierro algo deteriorada. L = 3,50 m. Antiguo.
9,0	Puente antiguo de albañilería, con bóveda de 1/2 punto de ladrillo L = 10 m. Capacidad libre: ancho 2 m; altura pared recta: 2 m; radio bóveda: 1,0 m. Arranque camino a Lo Figueroa.
9,2	Tubo de fo. de hormigón con cabezales y alas-guías. D = 0,60 m.
9,5	Idem km 9,2.
9,6	Alcantarilla de tubo de hormigón con alas-guías albañilería. D = 0,60 m
10,0	Empalme camino a Rauqén, Corinto y Curtiduría.
10,4	Tubo de hormigón con cabezales rotos D = 0,60 m
12,0	Idem km 10,4.
12,5	Alcantarilla de cajón de albañilería y alas guías de albañilería con guarda ruedas y losa de hormigón armado. Luz = 3,0 m x 2,50 m. Abigeada.
13,0	Pueblo de Pencahue. Alcantarilla de doble tubo de hormigón con Di = 0,60, c/n con alas de construcción antigua. Ancho = 7 m. Sobre foso de desagüe del pueblo.
14,0	Arranque de camino a Corinto por Las Tizas.
14,5	Alcantarilla de tubo de hormigón con cabezales; Di = 0,60m (obstruída).
15,0	Idem km 14,5.
15,2	Idem km 14,5.
15,3	Idem km 14,5.
16,0	Puente-alcantarilla cajón, de hormigón armado. Luz = 12,00 m dividida en tres tramos por dos machones centrales. Ancho interior: 10 m con guarda ruedas de 0,20m Altura útil: 4 m.

km	Descripción de la obra y puntos de interés
16,2	Dos puentes-alcantarillas seguidas (separadas de 50 m), de hormigón armado con alas, radier y guarda ruedas; L = 4 m c/u.
17,0	Puente colgante sobre estero Los Puercos, señalado para 10 ton. Luz = 58 m; altura sobre el estero: 8 m. Estribos y alas-guías de hormigón. Elementos resistentes compuestos de dos cables de 2" c/u por lado y travesaños de perfiles laminados. Superestructura de madera con ancho útil de 8 m.
17,1	Puente-alcantarilla de cajón, de hormigón armado, dividido al centro por un machón de hormigón. Premunida de alas guías y guarda ruedas. Luz = 11,50 m; altura útil desde el radier: 4 m; ancho total: 8,70 m.
17,2	Arranque camino a Botalcura por Cabrería y arranque camino a Corinto por villa Estero Los Puercos.
22,0	Cumbre cuesta Chépica.

Camino San Rafael-Hda. Litú-Empalme al camino Pencahue-Botalcura.

Este camino, con una dirección general Este-Oeste, se inicia inmediatamente al norte del puente sobre el río Claro en el camino público de San Rafael a Villa Prat.

En este caso se considerará que se trata de un camino intercomunal que se inicia en San Rafael, sobre la Carretera Longitudinal Norte. Como empalme con el camino longitudinal del valle de Pencahue, se puede decir que forma un circuito cerrado Talca-San Rafael-Litú-Pencahue-Talca.

Se puede fraccionar en cuatro sectores, según sus características constructivas, frecuencia de obras de arte y relieve.

El primer sector va desde el km 0, en San Rafael, al puente sobre el río Claro, en el km 3,0. Corresponde a un camino plano, o de muy suaves pendientes, con estabilizado de grava, de 7 m de ancho de calzada y 30 m de ancho medio de faja entre cercos.

El segundo sector, comprendido entre el camino San Rafael-Villa Prat, y las antiguas casas patronales de la Hacienda Litú, tiene el carácter de camino de montaña, ondulado, con pendientes a veces superiores a 8%; el ancho de calzada es de 4,20 m premunida de una ligera capa de rodado con afirmado de grava. Tiene algunas obras de arte, principalmente puentes pero carece en buena parte de pasadas de agua y de cunetas. Hay también dos badenes de hormigón sobre lechos rocosos de esteros tributarios, hoy deteriorados.

El tercer camino va desde las casas de la Hacienda Litú (km 22) hasta el punto de arranque del camino al valle de Las Palmas (km 28). Es más plano que el anterior, pero carece absolutamente de obras de arte. El ancho de la faja es variable, alrededor de 12 m y la calzada tiene un ancho de 3 a 4 m, con afirmado débil y resbaladizo con lluvia.

El cuarto sector, comprendido entre los km 28 y 37, es ondulado, siguiendo un rumbo norte-sur por el pie de monte de los cerros al oriente del valle de los Puercos. Tiene un ancho de faja entre cercos de alambre, generalmente de malla, de 11,50 m y ancho de calzada de 4,50 m. Su equipamiento en obras de arte, especialmente de alcantarillas constituídas

por tubos de fierro corrugado de diámetros amplios, es bastante completo y reciente. El afirmado de la superficie de rodado, de maicillo y grava es, sin embargo, muy débil.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
0	Origen en San Rafael, sobre la Carretera Longitudinal Sur.
0,4	Alcantarilla de cajón de hormigón, con alas-guías y guarda ruedas. Luz = 4,50 m; ancho = 8,0 m
1,8	Terraplén con un probable tubo debajo, tapado por zarza.
2,6	Dos tubos de fo. corrugado paralelos D = 1,0 m c/u.
2,9	Sifón de acequia de riego, con cámaras de hormigón.
3,2	Puente sobre el río Claro. Luz = 72 m. Infraestructura de 2 estribos y tres machones centrales de hormigón armado. Cerchas de acero. El acceso oriente está protegido con enrocado. Superestructura de 4,50 m de ancho, de madera, en mal estado.
3,5	Puente viejo sobre estribos de hormigón y 2 vigas de acero. Luz = 7,30 m
4,0	Puente pequeño de madera. Luz = 3 m
7,0	Cumbre en la divisoria de aguas. Ancho corte en roca 7,0 m
8,0	Puente nuevo de madera con estribos de albañilería y dos vigas de acero como infraestructura. Abcho = 4 m
9,0	Puente abigeado, con estribos de albañilería y dos vigas de acero. Superestructura de madera sin veredas ni guarda ruedas. Luz = 5,50 m
14,0	Puente con estribos de albañilería. Luz = 8 m. Vigas de palos rollizos de eucaliptos. Superestructura de madera en estado precario.
15,0	Angostura Embalse Litú.
16,0	Puente con infraestructura compuesta de estribos de albañilería con alas-guías y 4 vigas de roble de 0,30 m x 0,25 m. Superestructura de tablones sin guarda rueda, veredas ni barandas. Luz = 6 m; ancho = 3,0 m

km	Descripción de obras de arte y accidentes
16,3	Puente semejante al km 16,0. Luz = 4,50 m
16,8	Alcantarilla de cajón abovedada, con alas-guías y guarda ruedas, de hormigón armado. L = 0,80 m. Altura libre sobre el radier: 0,65 m; ancho = 5 m
17,0	Puente de madera con estribos de albañilería algo destruídos; 6 vigas de robles de 0,25 m x 0,25 m. Luz = 3,50 m
18,0	Alcantarilla de cajón abovedado, de hormigón armado con alas-guías y guarda ruedas. Luz = 0,80 m (mal estado); ancho = 5 m
18,4	Alcantarilla de cajón. Idem km 18,0.
18,6	Idem km 18,0.
19,0	Alcantarilla de hormigón, abovedada. Luz = 0,70 m; altura = 0,55 m; ancho = 4 m (semi destruída).
19,2	Idem km 19,0. L = 1,20 m; h = 1,0 m; ancho = 4,0 m
19,4	Idem km 19,0. L = 0,80 m; h = 0,70 m; ancho = 4,0 m
19,4	Hijuela 2 de Hda. Litú (casas)
20,0	Alcantarilla de cajón, de hormigón armado. L = 0,80 m; h = 0,65 m; ancho = 4 m
20,1	Alcantarilla de cajón, abigeado, de hormigón armado. L = 0,80 m; h = 0,65 m; ancho = 4,0 m
20,5	Puente de madera con estribos y alas guías de albañilería y 5 vigas de robles de 0,30 m x 0,30 m. Luz = 8,50 m; ancho = 4 m
20,8	Alcantarilla de hormigón armado abovedado. L = 0,80 m; h = 0,65 m; ancho = 4 m
20,9	Alcantarilla de hormigón armado abovedado.
21,0	Idem km 20,9.
21,1	Idem km 20,9.
21,2	Idem km 20,9.
22,0	Idem km 20,9. Desvío hacia el sur, camino al rincón de Los Leones (3 km); continúa sendero que sale a Las Juntas de Tutucura. Casas patronales Hda. Litú (Hijuela 1).

km	Descripción de obras de arte y accidentes
27,0	Arranque hacia el norte camino el rincón de Tapihue.
28,0	Arranque hacia el norte, camino al valle de Las Palmas hasta Huaquén.
30,0	Cruce arroyo s/o arte.
31,0	Alcantarilla de cajón de hormigón armado con alas y guarda ruedas. Luz = 3,0 m; altura = 2,0 m; ancho = 6 m
32,5	Puente de madera abigeado; 5 vigas de robles de 0,20 m x 0,20 m apoyadas en muertos de madera. Luz = 4,0 m; ancho = 5,50 m
33,0	3 tubos corrugados sin cabezales D = 0,60 m
33,6	Tubo fierro corrugados sin cabezales D = 1,0 m
33,7	Tubo fierro corrugado sin cabezales bajo pedraplén. D = 1,0 m. En quebrada El Nogal.
34,3	Tubo corrugado con un cabezal de hormigón D = 0,60 m
34,5	Idem km 34,3.
34,9	Tubo corrugado sin cabezal D = 1,50 m
35,1	Tubo corrugado con 2 cabezales de hormigón D = 0,90 m
35,3	2 alcantarillas juntas, tubos fierro corrugado abigeado, D = 1,20 m y D = 1,20 m en Qda. Melanio Godoy.
35,6	Tubo fierro corrugado abigeado con dos cabezales de hormigón. D = 1,0 m
36,0	Tubo fierro corrugado abigeado con dos cabezales de hormigón. D = 1,0 m
37,0	Tubo fierro corrugado abigeado con un cabezal de hormi - gón. D = 0,60 m Cruce con camino Pencahue-Botalcura.

Camino a Huilliborgoa-Maitenhuapi y Panguilemo.

Comunica a la ciudad de Talca con los asentamientos y predios particulares agrícolas del sector de la comuna de Pencahue situado entre la línea divisoria de aguas del río Claro y la hoya del estero Los Puercos, y la orilla poniente del río Claro. Arranca

del camino de Talca a Las Juntas por Tutucura, a tres kilómetros del puente sobre el Claro. También, mediante otro cruce del Claro, relaciona estas poblaciones con la localidad de Panguilemo, cerrando así un circuito vial. La longitud total asciende a 20 km.

En sus primeros 3 km la carpeta de rodado tiene afirmado de grava, de 4,5 m de ancho de calzada y ancho de faja hasta de 10 m. Más adelante, la calzada en partes se angosta a 3,0 m y la superficie de rodado desmejora ostensiblemente. Aparte del puente sobre el río Claro frente a Maitenhuapi, no hay obras de importancia y éstas son más frecuentes en el tramo inicial. El lecho mismo del estero Huilliborgoa y otros pequeños cauces no tienen obras de arte. Antes de caer a la hoya del estero, el camino traspone una puntilla de cerro por una pequeña cuesta de pendiente aceptable. El sector final, ya fuera de la comuna, entre el puente sobre el río Claro y la población Panguilemo, con longitud de 3,0 km, es recto, con calzada de 4,0 m de ancho y faja de expropiaciones de 10,50 m; el afirmado de grava es algo débil también en este sector final.

El cuadro siguiente resume la descripción de las obras principales.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
0	Tubo de hormigón sin cabezales Di = 0,60 m
0,2	2 alcantarillas de hormigón de sección rectangular 0,70 x 0,40 m2.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
1,0 y 1,3	2 tubos de hormigón sin cabezales. Di = 0,60 m
1,8 2,0	2 alcantarillas cajón de hormigón con alas, de 1,0 x 1,0 m2; ancho = 5 m
3,0	Alcantarilla cajón de hormigón 2,0 m x 2,0 m; ancho = 5 m
3,5	Tubo de hormigón. Di = 0,60 m
4,0	Tubo de hormigón bajo terraplén. Di = 0,60 m
4,5	Tubo de hormigón Di = 0,50 m
9,0	Arranque hacia la escuela de Huilliborgoa.
16,0	Arranque a la reserva Maitenhuapi (1 km).
16,6	Sifón en canal.
17,0	Puente colgante apto para 10 ton (según letrero de advertencia), sobre el río Claro. Luz = 54 m; ancho = 4,20 m. Como elementos resistentes lleva dos cables de 2" c/u, por lado con travesaños de acero laminado de 0,20 m de altura cada 2 m. Superestructura de madera.
19,0	Alcantarilla de cajón de hormigón con guarda rueda; Luz = 1,0 x 0,70 m2; ancho = 4,0 m.
20,0	Panguilemo, en la Carretera Longitudinal Sur, a 10 km de Talca.

Camino Pencahue-Botalcura-Rapilermo-Deuca.

Este camino, que tiene en común un largo tramo con otros caminos comunales e intercomunales, ha sido considerado como continuo intercomunal, ya que por él se hace, en forma segura en verano y esporádicamente en invierno, servicio de buses que van de Talca a Curepto pasando por Pencahue y Botalcura. Su importancia radica en que une a Talca, capital regional, con el valle de Rapilermo y con los subtributarios del estero Los Puercos, los esteros Pichinguileo y Los Guindos.

Se puede dividir en tres sectores de acuerdo con sus características. El primer sector va desde Pencahue (km 0) al cruce donde se bifurcan los caminos a Rapi lermo y al R. de Botalcura (km 17). Se trata de un camino recto y plano o de suaves pendientes, con cal zada de 4,50 m de ancho premunida de una capa delgada de afirmado de grava y arena. Solo una curva horizontal es de radio restringido. El ancho de la faja es variable de 13 a 17 m. Hay varios esteros de importancia que atraviesa con puentes en buen estado, los principales de los cuales son los de Cuculén, Pajonal sobre el estero Tutucura y Botalcura sobre el estero Los Puercos. Las obras de arte menores comprenden antiguas alcantarillas de tubos de hormigón de 0,60 m de diámetro apoyadas en cabezales, muchas de ellas se encuentran destruídas u obstruídas. Se ha complementado el drenaje con algunas alcantarillas de tubos de fierro corrugado de diámetro de 0,80 m a 1,0 m.

El segundo sector va desde el km 17 al estero Rapi lermo (km 36). Es un típico camino de montaña de 3,50 a 4,0 m de ancho medio, prácticamente sin carpeta de rodado y con escasísimas obras de arte, entre ellas el puente sobre el estero La Lajuela. Las pendientes son fuertes, sobre todo al trasponer la línea divisoria de aguas. La faja entre cercos tiene un ancho variable desde 9,0 a 18,0 m. Una variante de este tramo se aparta en el predio San José y sigue hacia el norte una ruta más recta y corta, pero

de muy altas pendientes que sólo vehículos especia - les pueden superar. Se alcanza por él a Rapilermo Alto. La ruta habitual de la movilización colectiva es por La Lajuela. La carencia de obras importantes y de carpeta de afirmado de grava impiden el tránsito normal de invierno.

El tercer tramo sigue la ribera del estero Rapilermo en su descenso, con un camino de planta sinuosa pero de pendiente suave. Posee algunas obras de arte constituídas por pequeños puentes sobre quebradas laterales, pero los dos cruces del estero Rapilermo carecen de obras de arte. Las condiciones de ancho de calzada y de rodado mejoran en la medida que se aproxima a Deuca, punto de empalme al camino principal Talca-Curepto (km 50).

El cuadro siguiente resume las principales obras de este camino con indicación de su kilometraje de ubicación.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
0	Plaza de Pencahue.
2,5	2 tubos fo. corrugado paralelo con cabezales de hormigón D = 0,80 m c/u.
3,0	Puente Cuculén L = 19,50 m; ancho útil = 3,50 m. Infraestructura de 2 estribos con alas-guías y 2 machones centrales. 2 vigas de acero I con arriostramiento. Superestructura c/veredas y baranda.
7,0	2 tubos hormigón con cabezales D = 0,60 m (obstruídos).
7,1	
8,0	2 tubos de fo. corrugado D = 0,80 m
9,0	Tubo de fo. corrugado D = 1,0 m

km	Descripción de obras de arte y accidentes
10,0	Tubo de hormigón abigeado. D = 0,60 (obstruído).
11,0	Puente Pajonal s/estero Tutucura. Luz = 19,50 m; ancho útil = 3,50 m. Infraestructura compuesta de estribos de hormigón con alas-guías; 2 machones centrales y 2 vigas de acero I, arriostrados. Superestructura de madera con veredas y barandas.
12,0	Tubo de hormigón con cabezales. D = 0,60 m
11,25	Aranque camino vecinal (a Pajonal).
11,5	Arranque camino a Las Juntas de Tutucura.
12,0	Puente Viejo. Luz = 8,0 m. Estribos de albañilería con alas-guías. Machón central de madera y vigas de madera. Superestructura de madera.
12,3	Tubo de hormigón. D = 0,60 m, abigeado.
13,0	Tubo de hormigón. D = 0,60 m
13,5	Tubo de hormigón. D = 0,60 m
14,0	Arranque del camino a Litú y a los valles de Las Palmas y Tapihue.
14,3	Alcantarilla de cajón de madera pequeña (antigua).
14,5	Tubo de hormigón c/cabezales. D = 0,60 m
15,0	Puente sobre Estero Los Puercos. Los estribos se compo - nen de rellenos de piedras sujetos con rieles y tablones; 3 machones intermedios que combinan hormigón de base y perfiles laminados de acero; 2 vigas acero I de 0,30. Luz = 41 m; ancho = 3,60 m de calzada; ancho entre baran- das = 4,80 m
15,05	Puente viejo de madera sobre un desagüe o depresión. Arranque al fundo La Peña.
16,0	Botalcura. Iglesia y escuela.
17,0	Arranque camino al Rincón de Botalcura y Cabrería. 2 tubos seguidos de hormigón. D = 0,60 m
18,0	Tubo de hormigón. Di = 0,60 m
22,0 23,0	Cruces Estero Pichinguileo sin obras de arte.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
24,0	Angostura para un posible tranque. Roca en el fondo.
25,0	Cruce estero Pichinguileo sin obras de arte. Bifurcación del camino a Rapilermo Alto. Seguimos el más transitado a Rapilermo Bajo.
27,0	Puente de madera, de tablones y vigas rollizas. Luz = 3 m
28,0	Puente sobre estero La Lajuela fundado en roca viva. Luz = 10.50 m. Estribos con alas-guías de hormigón. 5 vigas de palos rollizos. Ancho útil = 3,50 m
30,0	Escuela N° 10 La Lajuela en quebrada Los Guindos.
31,0	3 puentes muy seguidos de madera, sólo con superestructura de tablones. Luz = 3,0 m. Se interpretan más bien como alcantarillas de madera.
32,0	Puente idem km 31,0. Luz 3,50 m; alas-guías de tablones.
32,2	Cumbre en la divisoria de aguas.

Camino Talca-Las Juntas de Tutucura-Empalme con el camino Pencahue-Botalcura.

Otro camino de cierta importancia que sale de Talca es el que conecta a esta ciudad con los predios agrícolas a orillas del Estero Tutucura y de sus pequeños valles tributarios. Termina en el camino longitudinal del valle de Pencahue, entre el pueblo de Pencahue y Botalcura, a 11,5 km del primer punto. Considerado el estribo poniente del puente sobre el Claro como origen, esta vía tiene una longitud total de 21 km. Se trata de un camino de montaña con calzada de ancho medio variable entre 3,50 y 5,0 m, y faja de expropiación, entre cercos de 9 m de ancho promedio. En el invierno es precariamente transitable.

En atención a su grado de conservación y equipamiento

en obras de arte, puede dividirse en dos sectores.
El primero Talca-Las Juntas, de 13 km, con ser de mayores pendientes y más ondulado posee obras de arte más frecuentes y superficie de rodado aceptable, parcialmente pavimentada con afirmado de grava.
La segunda parte, con longitud de 8 km entre Las Juntas y el camino Pencahue-Botalcura, ofrece grandes deficiencias en cuanto a superficie de rodado y carece prácticamente de obras de arte. Este sector tiene poco tránsito.
Los tres primeros kilómetros, que se desarrollan cercanos a la orilla derecha del río Claro, tienen mayor ancho de calzada (6,0 m), son planos y en ellos se sitúan tres alcantarillas antiguas con apariencia de puentes, que cubren tubos de hormigón de 0,80 m de diámetro interior.
Del km 13 arranca el camino que remonta el valle Los Cristales, tributario del estero Tutucura, de 7 km de longitud.
Un tercer camino, prácticamente en desuso, se aparta hacia el norte en la localidad de Mal Paso. Estaba destinado especialmente a servir unas minas que hace tiempo no se trabajan. Se unía también con el punto final del camino por Los Cristales, constituyendo un circuito cerrado.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
0	Origen en el estribo poniente del puente principal sobre el río Claro.
1,0	Puente-alcantarilla con tubo de hormigón Di = 0,80 m. Antiguo.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
1,5	Puente-alcantarilla con tubo de hormigón Di = 0,80 m. Antiguo.
2,0	Puente-alcantarilla con tubo de hormigón Di = 0,80 m. Antiguo.
2,9	Tubo de hormigón Di = 0,80 m; ancho = 6 m
3,0	Arranque camino a Huilliborgoa, Maitenhuapi y Panguilemo.
6,0	Cumbre.
7,0	Puente de hormigón armado con alas-guías de albañilería. Luz = 3 m; altura = 3,0 m; ancho = 5,0 m. Abigeado.
8,0	Desvío al fundo Santa Patricia.
9,0	Alcantarilla cajón de hormigón armado, con guarda-ruedas. Luz = 1,30 m; altura = 1,30 m; ancho = 5 m
9,5	Idem km 9,0.
10,0	Puente de madera L = 2 m. Vigas de palos rollizos.
13,0	Escuela La Patagua.
13,0	Arranque del camino a Los Cristales.
14,0	Angostura para un posible embalse.
15,0	Cruce del estero Tutucura sin obra de arte.
16,0	Alcantarilla de madera. Vieja y en mal estado.
21,0	Empalme camino Pencahue-Botalcura.

Camino a Rauquén, Corinto y Curtiduría, desde el km 10 del Camino Talca-Curepto.

Deriva del camino Talca-Curepto en el km 10, a unos 3 km antes del pueblo de Pencahue. Pese a que hay otros caminos que derivan hacia el área sur del proyecto, se considera éste el principal, con carácter intercomunal. Liga las comunas de Pencahue a un sector de la comuna de Constitución situado en la ribera norte del Maule, representada por los distritos de Curtiduría y Tinguao.

En un primer sector de 5 km, el camino circunvale la base del cerro Caupolicán hasta descender al cruce a Rauquén, punto de derivación del camino vecinal a ese sector. Este primer sector posee calzada premunida de carpeta con afirmado de grava, con un ancho de 4,50 m y faja entre cercos de alambrados de 17 m. Tiene radios horizontales aceptables, pendientes suaves y un buen equipamiento de pasadas de agua sobre la base de tubos tanto de hormigón como de fierro corrugado. El segundo sector va del km 5, en el arranque a Rauquén, hasta el badén sobre el estero Los Puercos en Corinto. Se trata de un camino con calzada ripiada, de trazado recto, aunque de perfil algo ondulado debido a la intercepción de numerosos cursos menores de aguas que lo cortan transverslamente, lo cual exige otras tantas alcantarillas y pequeños puentes en menos de 10 km.

La obra de arte más importante es el badén sobre el estero Los Puercos con más de 50 m de longitud. Sin embargo, esta es una solución de verano ya que en tiempos de lluvia actúa como una represa del estero de Los Puercos. De hecho el camino a Curtiduría queda cortado en este punto con las crecidas del estero y también, la comunicación directa entre Corinto y la villa Estero Los Puercos. El ancho de calzada es de 4,50 m en promedio y el de la faja entre cercos de 11 a 13 m.

El Tercer sector que va de Corinto a Curtiduría y Tinguao, es un típico camino de montaña labrado en

ladera de cerro, -partes en roca viva, partes en roca meteorizada-, con ancho de calzada de 3,50 m a 4,0 m y superficie de rodado débilmente pavimentada con maicillo y algo de grava. El trazado es muy sinuoso tanto en planta como en perfil y las obras de arte son alcantarillas de cajón, pequeños puentes de madera o tubos de fierro corrugado bajo altos terraplenes para salvar las torrenteras que escinden la falda.

El cuadro siguiente resume las características fundamentales de las obras de arte y de kilometrajes a puntos singulares de este camino.

km	Descripción de obras de arte y accidentes
0	Origen situado en el km 10 del camino principal Talca-Curepto.
1,0	Tubo de hormigón con 2 cabezales D = 0,60 m
2,0	Idem km 1,0.
3,0	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m
3,5	Tubo de hormigón con 2 cabezales D = 0,60 m
4,0	Idem km 3,5.
5,0	Derivación a Rauquén.
8,0	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m
9,0	Tubo de fierro corrugado D = 0,60 m
10,0	Puente de madera, con alas-guías de madera. Estribos de madera y 4 vigas de roble de 0,30 x 0,20 m. Luz = 6 m; ancho = 3,50 m. Superestructura de madera con guarda ruedas.
12,0	Tubo de fierro corrugado D = 0,60 m
12,5	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m
13,0	Puente de madera. Infraestructura de estribos de madera con 4 vigas de 0,30 x 0,30 m. Luz = 5,20 m; ancho= 3,70 m

km	Descripción de obras de arte y accidentes
13,5	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m. Abigeado.
14,0	Plaza de Corinto.
16,0	Bedén de hormigón sobre el estero de Los Puercos de 53,4m de longitud y 4,80 m de ancho. En su parte céntrica ofrece una ventana u orificio por debajo de la rasante, de 3 m x 1,0 m Se intercalan aquí varias alcantarillas y algunos pequeños puentes, pero ya fuera del área del Proyecto.
23,0	Estación de Curtiduría.
28,0	Tinguao.

Camino a Huaquén por Las Palmas.

Se trata de una vía de tránsito intermitente, ya que no es posible hacer uso de ella ni con las menores lluvias, puesto que carece de afirmado y de obras de arte. Es una huella de montaña de 3,50 m de calzada, que permite en verano ligar el valle de Pencahue y su tributario formativo, el valle de Las Palmas (donde se conservan unas 40 hermosas unidades de Jubae chilensis). con Huaquén y Villa Prat, en la margen sur del río Mataquito, pasando por el fundo Tonlemo. De allí que se lo considera en la categoría de camino intercomunal pese a sus precarias condiciones constructivas.

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
0	Desviación desde el camino Pencahue-Litú.
4,0	Cruce del estero de Las Palmas, sin obra de arte.
12,0	Portezuelo en la divisoria de aguas entre las hoyas de Pencahue y del Mataquito.
12,5	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
13,0	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m En este tramo de 7 km hay algunas alcantarillas, pero ya fuera del área del Proyecto.
20,0	Empalme al camino San Rafael-Villa Prat.

B) Caminos Públicos Comunales.

Camino a Corinto por Las Tizas.

Conduce desde el camino Pencahue-Gualleco (Talca-Curepto), a Corinto, pasando por Las Tizas. Corre más o menos paralelo al estero Los Puercos, sobre una terraza antigua en terreno plano. Sólo al llegar a Corinto, desde el cementerio de ese pueblo, hay un descenso abrupto. Tiene calzada con afirmado de grava, de 4,50 m de ancho útil. El ancho de la faja de expropiación es variable, pero en mayor parte tiene 15 m, y está dotado de cercos de alambradas. Algunos sectores carecen de cercos.

El origen de esta camino se encuentra en el km 14 del camino Talca-Pencahue-Curepto, a 1,2 km más al poniente de la plaza de Pencahue. Tiene longitud de 10 km, aproximadamente. Las obras de arte son escasas y las pocas existentes son de tipo antiguo. Se detallan en el cuadro siguiente:

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
0	Origen en el km 14 del camino Talca-Curepto, a 1,2 km al poniente del pueblo de Pencahue.
1,0	Tubo de hormigón con cabezales D = 0,60 m; longitud = 5 m
2,5	Puente antiguo de hormigón, con estribos de albañilería y guarda ruedas. Luz = 5,50 m; ancho = 3,20 m

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
3,0	Tubo de hormigón con cabezales D = 0,60 m; longitud= 5 m
4,0	Escuela N° 59 - Las Tizas. No hay obras de arte en este tramo.
10,0	Centro de Corinto.

Camino a Corinto por la villa Estero Los Puercos.

Este camino comunal arranca del km 17,2 del camino principal Talca-Curepto, a 4,2 km al poniente del pueblo de Pencahue. Termina en el badén sobre el estero Los Puercos a 2 km del centro del Corinto. Su longitud total es de 10 km.

Su trazado sigue un rumbo paralelo al curso del estero Los Puercos por su flanco derecho a poniente. Corre al pie de la ladera del cordón de cerros que cierra el valle de Pencahue por el oeste, y en parte por la ladera misma, por lo que tiene carácter de un camino de montaña, sinuosos en planta y en perfil y va cortando un gran número de quebradillas y cursos de agua menores que descienden del cerro, y que han determinado la construcción de otras tantas obras de arte.

El ancho de calzada es de 4,50 m y tiene sólo en algunos sectores una carpeta de rodado con débil pavimento de maicillo o grava. El ancho de la faja de expropiación es variable, alrededor de unos 15 m.

El cuadro siguiente resume la descripción de las obras de arte y los puntos singulares en esta vía.

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
0	Origen en el km 17,2 del camino Talca-Curepto.
0,5	Tubo de hormigón con cabezales D = 1,0 m
1,0	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m
2,0	Pasada de aguas formada de tablones. Luz = 2,0 m
3,0	Tubo de fierro corrugado. Abigeado. D = 1,0 m
5,0	2 tubos paralelos de fierro corrugado D = 1,0 m c/u
5,5	2 tubos de fierro corrugado, abigeados, separados de 30 m Di = 1,0 m
5,8	Tubo de fierro corrugado D = 0,60 m
6,0	Villa Estero Los Puercos. 2 tubos paralelos de fierro corrugado D = 1,0 m
6,5	Puente con infraestructura con estribos de hormigón y cuatro vigas de madera de 0,30 m x 0,30 m. Superestructura de madera. Luz = 3,0 m; ancho = 3,5 m
6,6	Tubo de hormigón sin cabezales D = 0,60 m
7,0	Tubo de fierro corrugado D = 1,0 m
7,3	Idem km 7,0.
7,5	Tubo de fierro corrugado D = 0,90 m
7,7	Idem km 7,0.
8,0	Idem km 7,0.
8,2	Idem km 7,0.
8,4	Idem km 7,0.
8,5	Idem km 7,0.
10,0	Badén sobre el estero Los Puercos.

Camino Botalcura-Rinconada de Botalcura-Empalme al camino Talca-Curepto (Por Cabrería y Montonera). Variante Cabrería-Botalcura por La Esperanza.

Este camino de carácter comunal, permite el contacto a las vías principales de un importante sector poblacional de la comuna. Consideramos su origen o km 0

el punto de bifurcación del camino a Rapilermo y su término en el km 15 donde se produce el empalme con el camino Talca-Curepto, muy cerca del extremo poniente del puente colgante sobre el estero Los Puercos. Resulta su longitud de 15 km. Sin embargo, desde este punto y en vía muy directa se puede continuar a Corinto por el flanco oeste del estero, a través de la población llamada Estero Los Puercos.

El camino se compone de dos sectores en atención a sus características de trazado y terminaciones. La primera parte abarca los 7 primeros kilómetros. Se trata de un camino típico de montaña con pendientes fuertes aunque no exageradas. La calzada tiene un ancho de 4,0 m y posee una débil capa de afirmado de maicillo. El ancho de la faja entre cercos es de 9 m en promedio. Tiene aparentemente las obras de arte necesarias. El segundo sector va desde el km 7 al km 15 y sigue la suave pendiente general del valle de Pencahue. Tiene calzada de 4,50 m de ancho premunida de carpeta de afirmado de maicillo. El ancho de la faja tiene en general 9 m, pero llega en un sector a sólo 6 m. Tiene un equipamiento de obras de arte, de diferentes épocas, sobre la base de pequeños puentes de madera, tubo de hormigón con cabezales y tubos de fierro corrugado.

Un camino vecinal de 3 km de longitud sale del Rincón de Botalcura hacia el N.O. internándose por las nacientes del estero Botalcura para servir a una serie de pequeños propietarios de esa rinconada. Tiene éste carácter de camino de montaña de fuertes

pendientes, calzada erosionada, sin afirmado de ninguna especie y carece en absoluto de obras de arte. Otro camino secundario, de carácter montañoso, es una variante del anterior que une con una longitud de 8 km el fundo Cabrería con Botalcura a través de La Esperanza. La ruta va bordeando por el faldeo suroriente del cerro Cristales Norte (347 m). Su calzada tiene 4 m de ancho con afirmado débil de maicillo. La faja de expropiación entre cercos es de 8 m a 9 m de ancho. La falta de cunetas y desagües, determina una calzada muy erosionada, que en invierno difícilmente se puede franquear. Empalma un centenar de metros más arriba de la iglesia de Botalcura al camino principal.

El cuadro siguiente describe las obras de arte y puntos singulares en relación al kilometraje.

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
0	Bifurcación a Rapilermo.
4,0	Puente de madera. Abigeado. Infraestructura compuesta por 4 vigas de palos rollizos con estribos de hormigón. Luz = 10 m; ancho = 4 m.
4,1	Rinconada de Botalcura. Escuela N° 108.
5,0	Tubo de fierro corrugado. Abigeado. D = 0,90 m
8,0	Puente de madera sobre estero pequeño. Luz = 8,60 m; ancho = 3,50 m
8,1	Escuela Cabrería N° 22.
9,0	Tubos de hormigón con cabezales. D = 1,0 m
10,0	Paso de agua con puente de 12 tablones.
10,5	Pequeño puente de madera. Luz = 2 m
11,0	Tubo de fierro corrugado. D = 0,80 m

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
11,2	Tubo de fierro corrugado D = 0,60 m
12,0	Puente con infraestructura compuesta de estribos de hormigón con alas-guías y 5 vigas de madera 0,20 x 0,20 m. Ancho = 3,50 m. Guarda ruedas.
13,0	Tubo de hormigón c/cabezales D = 1,0 m
14,0	Tubo de hormigón con cabezales D = 0,60 m
15,0	Empalme al camino Pencahue-Gualleco.

Camino al Rincón de Tapihue.

Arranca hacia el norte del km 27 del camino San Rafael-Litú-Pencahue, atravesando el estero Litú sin obra de arte. Se trata de un camino sinuoso de tierra que remonta el valle de Tapihue, afluente del estero Los Puercos, de 3,40 m a 4,0 m de calzada. Los cercos son escasos. Entre el estero Litú y el caserío de Tapihue hay una cuesta pronunciada que salva un portezuelo labrado en un espolón de cerro rocoso que estrecha el valle de Tapihue desde el oriente. En los sectores con cercos, el ancho de la faja es de aproximadamente 13 m. A 5 km de su origen atraviesa el estero Tapihue sin obra de arte. Este camino comunal, con 7 km de longitud, queda en el invierno prácticamente intransitable.

Camino a Los Cristales.

Tiene su origen en el km 13 del camino Talca-Las Juntas de Tutucura. Sale hacia el norte para remontar por 9 km el pequeño valle de Los Cristales, afluente del estero Tutucura. En tiempo de verano y otoño cuando no llueve, presenta condiciones aceptables de

vialidad; en su mayor parte es plano o de suaves pendientes, superficie de rodado suave en una calzada de 3,50 m de ancho. Los cercos son buenos, por lo general de malla de alambre, y el ancho de la faja fluctúa alrededor de 10 m. Carece en absoluto de obras de arte, de allí que con lluvias sea prácticamente intransitable.

Este camino conectaba en su parte alta con otro ramal que se internaba desde el camino Talca-Las Juntas de Tutucura, en Mal Paso hacia unas antiguas minas, hoy abandonadas, en dirección más o menos paralela al de Los Cristales. Hoy esta rama es intransitable.

C) Caminos Vecinales.

Camino a Quepo.

Desvía hacia el norte en el km 6 del camino Talca - Curepto y tiene longitud de 2 km hasta la primera tranquera con candado. Tiene 4,0 m de calzada con una capa delgada de afirmado, sobre todo en una cuesta de fuerte pendiente y corta longitud con la que sobrepasa un portezuelo secundario para caer al pequeño valle interior de Quepo, entre los cerros del cordón oriente del valle de Pencahue. El ancho de la faja entre cercos, en los sectores que están bien constituídos es de 9,50 m. Tiene obras de arte de distinta importancia, que se describen en el cuadro siguiente.

km	Descripción de obras de arte y puntos característicos
0	Origen en el km 6 del camino Talca-Curepto. Tubo de hormigón con un cabezal que da paso a la cuneta del camino principal. D = 0,60 m
0,4	Tubo de hormigón con dos cabezales. Di = 0,60 m
0,5	Puente con estribos de hormigón y 4 vigas de palos rollizos de 0,25 m de diámetro cada una. Superestructura de madera con guarda ruedas. Luz = 8,0 m y ancho = 3,60 m.
1,0	Cumbre cuesta.
1,5	Alcantarilla de madera de palos rollizos. Luz = 2,0 m. Obstruída.
2,0	Puente con estribos de hormigón y vigas de roble 0,30 m x 0,30 m. Superestructura de madera con guarda ruedas. Luz = 8,40 m; ancho = 3,50
2	Tranquera de entrada al Fundo Quepo.

Camino a Lo Figueroa

Desvía hacia el norte en el km 9 del camino Talca-Curepto. Con longitud total de 4 km y algunas ramificaciones o "calles", sirve al caserío de pequeños propietarios agrícolas de Lo Figueroa, para terminar en la entrada al fundo El Almendro.

Tiene una calzada de 4 m de ancho con débil capa de afirmado. El ancho de faja entre cercos es de 9 m. Más adelante, el ancho de calzada llega a 3,50 m, sin afirmado, y la faja entre cercos llega sólo a 5 m.

Las principales obras de arte se detallan a continuación.

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
0	Origen en el km 9 del camino Talca-Curepto. Tubo de fierro corrugado para el paso de cuneta del camino principal. D = 0,60 m
1,0	Tubo de hormigón con cabezales. Abigeado. Di = 0,80 m
1,8	Inicio del camino al fundo El Almendro. Puente sobre el estero Cuculén. Infraestructura de dos estribos con alasguías de hormigón y 1 machón central también de hormigón fundados en roca viva. Dos vigas de roble 0,30 m x 0,30 m y 2 vigas de acero I de 250 mm. Superestructura de madera con veredas y barandas. Luz = 17,50 m; ancho = 4,50 m
4,0	Fin del camino vecinal en la tranquera del Fundo El Almendro.

= Camino a Rauquén.

Arranca hacia el sur del camino principal a Corinto y Curtiduría, en el km 5 de dicha vía. Sirve al asentamiento Rauquén, y a la "reserva" de ese nombre. Tiene longitud de sólo 1 km hasta las antiguas casas patronales. Se trata de una vía con calzada de 3,50 m de ancho y afirmado de grava. Faja entre cercos de 8,50 m.

Posee algunas obras que se detallan a continuación.

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
0	Origen en el km 5 del camino principal a Corinto y Curtiduría.
0,1	Puente de madera en mal estado con vigas de rieles y superestructura de 10 tablones y barandas arruinadas. Luz = 2,40 m; ancho = 3,50 m
0,5	Alcantarilla vieja de madera.
0,8	Puente sobre el Canal Rauquén. Infraestructura constituída por estribos de albañilerías y vigas formadas por 8 rieles. Superestructura de madera con baranda. Luz = 4 m; ancho = 3,50 m.

km	Descripción de obras de arte y puntos singulares
1,0	Fin del camino en las casa patronales de Rauquén.

Camino al Fundo Las Doscientas.

Arranca hacia el N.O. del camino longitudinal del valle Pencahue-Botalcura, a 5 km de la plaza del pueblo Pencahue. Termina en el embalse Las Doscientas, después de un recorrido de 4 km. Podría considerarse sólo hasta la entrada de la hijuela que hoy lleva el nombre de Las Doscientas, pero como el embalse es considerado una obra de recreación pública, el camino tiene la categoría vecinal. Su ancho de calzada es de 3,50 m con afirmado delgado de maicillo, en mal estado. Ancho de la faja entre cercos, 10,0 m. Tiene sólo dos obras de arte: 2 tubos de hormigón bajo terraplén de 0,60 m de diámetro en el sector de acceso a la hijuela.

Camino al Rincón de la quebrada de Botalcura.

Se trata de un camino de montaña de 3 km de longitud que remonta el curso superior de la quebrada de Botalcura, apartándose en el caserío Rinconada de Botalcura hacia el N.O. Tiene fuerte pendiente y carece de afirmado y de obras de arte. Sirve a pequeños propietarios que viven entre los cerros de esa localidad.

Camino al Asentamiento La Peña.

Este camino sirve principalmente a la reserva del fundo La Peña y termina en el asentamiento de ese

nombre. Arranca del estribo poniente del puente Botalcura, sobre el estero Los Puercos en el km 15 del camino Pencahue-Botalcura-Rapilermo. Se trata de un camino de penetración de montaña. A poco de su origen vuelve a cruzar el estero Los Puercos mediante un puente de 8 m de luz. Se desarrolla en su primera parte en un terreno plano como una huella a través de potreros, sin calzada especial y prácticamente sin movimiento de tierra. Más adelante, toma fuertes pendientes hasta terminar después de un recorrido de 9 km en los últimos terrenos arables del Asentamiento La Peña.

Tiene este camino sólo tres obras de arte. Así, en su origen, tiene dos pasadas de agua muy cercanas una de otra constituídas por tubos de hormigón de 0,80 m de diámetro. Después viene el puente sobre el estero Los Puercos, que tiene infraestructura compuesta de machones de hormigón y 4 vigas de palos gruesos, aproximadamente de 0,30 m x 0,25 m. Superestructura de madera. Luz de 8 m y ancho de 4,0 m. El camino es intransitable con lluvia.

3. RIEGO ARTIFICIAL.

En el área del proyecto existen tres canales gravitacionales principales, de los cuales uno está abandonado y reemplazado en parte por un regadío mecánico. Además, existe un embalse de acumulación de aguas lluvias en el Fundo Las Doscientas y un sistema de regadío mecánico en Maitenhuapi.

Los canales Rauquén y Corinto se desarrollan en el sector sur del valle de Pencahue, riberanos al río Claro. El canal

Buenavista y el regadío mecánico de Maitenhuapi, en el sector comprendido entre la ribera poniente o derecha del Claro y la escarpa de cerros que flanquean por el poniente la Depresión Longitudinal de Chile, inmediatamente al norte de la ciudad de Talca.

a) Canal Buenavista.

Es un canal particular destinado al riego artificial de la reserva del antiguo fundo Buenavista y de las 6 parcelas a que dio origen al asentamiento Buenavista. En total se riegan 150 há. Su bocatoma es provisoria, y se construye con patas de cabra de palos rollizos de eucaliptos rellenos con piedras todos los años, en un punto rocoso de la ribera derecha del río Claro. Se la construye en septiembre y se desarma en abril.

El canal tiene una longitud total aproximada de 8 km, y en el km 5 empieza a regar.

Aparte de la bocatoma, el canal Buenavista tiene pocas obras de arte. Las más importantes son cuatro túneles de los cuales el primero llamado Las Breas es el principal, tanto por su longitud cercana a 500 m como por los problemas de derrumbes que presenta. En efecto, la sección primitiva, de 1,50 m de ancho basal ha ido aumentando considerablemente con las limpias, sobre todo por desprendimiento desde la bóveda. El segundo túnel en importancia es el cuarto, labrado en roca descompuesta o en cancagua, con una longitud cercana a 70 m. No ofrece mayores problemas de estabilidad de sus paredes. Entre los dos anteriores se localizan dos túneles de 50 m de longitud cada uno que tampoco ofrecen mayores problemas en su conservación. Tienen 1,50 m de ancho basal.

El canal tiene un ancho cercano a 2 m, con taludes muy pronunciados. Aparte de algunos pequeños puentes de servicio dentro de los predios, tiene cuatro sectores protegidos en su costado a valle con muros de contención de hormigón. Además existen dos derivados importantes que poseen sendos sistemas de compuertas de entrega. Uno de ellos es de madera sobre marcos de hormigón, y el otro, el principal que sirve a tres de las parcelas, tiene compuerta de fierro en buen estado.

El canal carece de revestimiento y las limpias anuales han producido deformaciones de las secciones originales. En cuanto a pendiente, el primer sector de unos 3 km tiene mayor velocidad de escurrimiento que el restante de aguas abajo, que es bastante sentado.

b) Regadío mecánico de Maitenhuapi.

La Corporación de Reforma Agraria dividió originalmente el fundo primitivo Maitenhuapi en el asentamiento Maitenhuapi y en la reserva llamada La Invernada, con sólo unas 50 há de terrenos cultivables esta última. El riego del fundo original se hacía mediante un sistema de elevación mecánica con buenas instalaciones, el que hasta hoy se mantiene en servicio y se reparte conforme a un programa de riego y de prorrateo de gastos. Sin embargo, en estos instantes CORA está fraccionando el asentamiento en parcelas para hacer nuevos propietarios y tiene en estudio la forma que operará el sistema. Las instalaciones consisten en una casa de bombas situada en un promontorio rocoso de la margen derecha del río Claro. La construcción, de hormigón armado, se conserva en buen estado de cons -

trucción. Alberga 3 grupos motobombas. Los motores son eléctricos, alimentado con una línea de alta tensión de 13 000 V procedente directamente de Talca y se retiran en el invierno por la inundación que sufre la casa de máquinas con las crecidas del Claro.

El transformador 13 000/380 V tiene capacidad de 350 KVA.

Cada bomba impulsa el agua a través de una cañería independiente de rocalit, de 14" Di y 1,5" de espesor que arroja el agua a un estanque construído en la ladera del cerro vecino, que tiene una superficie de 1 c.c. (1,5 há) y cada bomba en sus condiciones actuales de desgaste, arroja unos 120 l/s. La impulsión es de 30 m verticales. De dicho estanque se reparte el agua por un canal de 3,5 km que va a regar las viñas y potreros de La Invernada. Otro canal matriz, con unos 4 km de longitud y sección mojada de 1,5 m2 va al asentamiento. La única obra de relativa importancia en este último es un sifón con que el canal atraviesa el camino principal que proviene de Panguilemu.

La derivación del agua del río Claro en verano hacia el foso donde están los chupadores de las bombas se hace mediente barrera provisoria de patas de cabra.

c) Canal Rauquén.

De este canal, que originalmente estaba destinado al riego del antiguo fundo Rauquén, prácticamente hoy no se aprovecha nada, ya que no tiene entrada de aguas por su bocatoma. El riego artificial que hoy se practica en la reserva de Rauquén se hace en forma mecánica desde el río Claro, y el agua bombeada se vacia a canales de distribu-

ción y no al troncal primitivo.

Tiene su bocatoma al pie del promontorio rocoso con que termina la ladera sur del Cerro Pichamán, en el punto denominado La Orilla, en la ribera derecha del río Claro, donde ésta tiene un lecho en el cual surgen varios afloramientos de roca. El grupo de compuertas de admisión está fundado en roca y se compone de tres compuertas accionadas a mano de tres metros de ancho cada una pero de ellas sólo estaba en funcionamiento una en los últimos tiempos de uso del canal. El agua se desviaba del río Claro mediante una barrera de patas de cabra y especialmente de bloques de pétreos, todo lo cual se montaba con la ayuda de un lanchón. Este trabajo había que hacerlo todos los años.

El canal Rauquén tiene unos 5 km de longitud y una capacidad muy amplia, con un ancho de más de 3 m en la base. Hoy en día, con más de 5 años de abandono, tiene el cauce deteriorado con árboles que han crecido en él y deformaciones.

d) Canal Corinto.

Este canal está actualmente en servicio, pese a que ya no se cumple una de las finalidades a que estaba destinado, la cual era la de mover un antiguo molino que estaba emplazado a orillas del estero Los Puercos, al poniente del pueblo de Corinto. Riega en el camino un paño importante de terrenos bajos destinados especialmente a viñas.

Su bocatoma es una obra construída en el extremo norte del puente Rauquén del Ferrocarril Talca-Constitución. Se trata de un canal abovedado de albañilería de piedra,

sobre el cual pasa la línea férrea. El canal en esta obra tiene un ancho de 5 m y está dividido por un machón central hecho de rieles plantados Se regula la entrada del agua mediante dos compuertas de hojas de acero bien construidas, con mecanismo manual. Para que funcione, el agua del Claro en el estiaje debe ser desviada hacia un hoyo mediante un pretil de piedras.

La longitud del canal es de unos 11 km y aparte de entregas de madera y puentes de servicio interior, también de madera, no lleva otras obras de arte. La sección es desnuda y muy enmontada de zarza.

e) Embalse Las Doscientas.

Dentro de la infraestructura del riego del valle de Pencahue debe considerarse de alguna importancia el embalse de Las Doscientas, que fue originalmente concebido como un acumulador de aguas lluvias de invierno colectadas en una hoya hidrográfica local muy pequeña. Antes de la división del fundo original, el embalse se llenaba con aguas de invierno del estero Los Puercos mediante una elevación mecánica, hoy inexistente.

La obra se compone de un muro de tierra homogéneo que cierra el cauce de un pequeño esterito natural, con una longitud aproximada de 400 m y altura máxima de unos 6 m. Se hizo un levantamiento taquimétrico prolijo, excepto en la zona inundada. De dicho plano, confeccionado en escala 1:1 000, se ha obtenido la capacidad total útil hasta la cota del rebalse que ha resultado de aproximadamente 900 000 m3, y la curva aproximada, con los siguientes valores:

CURVA DE CAPACIDAD DEL EMBALSE LAS DOSCIENTAS

Cota	Volúmen Acumulado (m3)
50,5	0
52,0	70 590
53,0	200 245
54,0	356 200
55,0	540 895
56,5	885 900

Las obras de toma que son al mismo tiempo obras de rebalse, consisten en dos torres circulares de hormigón de 1,20 m de diámetro, colocados en cada extremo del muro principal. Un sistema de compuerta interior permite el paso del agua desde el interior del embalse hacia los canales de distribución, en tanto que en caso de una llena, los perímetros superiores de las torres sirven de vertedero. En la actualidad, y ante el temor de que en una oportunidad los vertederos del proyecto no fueran capaces de evacuar una crecida excepcional, se abrió un nuevo rebalse a menor cota.

B. RECURSOS HIDRICOS

Los recursos hídricos disponibles para las diferentes soluciones consideradas para el riego del valle de Pencahue, son los determinados en el ANEXO 1, HIDROLOGIA, TOMO II. Dicho estudio incluye también el cálculo de los gastos de avenida para el diseño de algunas obras de arte.

Igualmente se comprenderá entre los recursos hídricos disponibles a los retornos de riego o derrames que se produzcan dentro de la zona del Proyecto y que pueden ser utilizados para el regadío de una parte de ella. Estos últimos son comunes para todos los sistemas de riego primarios.

A continuación se agregan los resultados obtenidos por el estudio hidrológico citado y los resultados del análisis de la recuperación de derrames.

1. RECURSOS HIDRICOS UTILIZABLES EXTERNOS AL AREA DE RIEGO.

1.1. Sistema Río Claro en Itahue.

Para el sistema del Río Claro en Itahue deben determinarse los recursos disponibles en dicho río en la bocatoma del canal alimentador del embalse Litú y el volúmen de agua que puede proporcionar la hoya hidrográfica del estero Litú para ser almacenadas en el denominado embalse de Litú.

1.1.1. Río Claro en Itahue.

La estadística de los sobrantes del río Claro en Itahue una vez descontado el gasto que utiliza el canal San Rafael, o sea recursos disponibles para ser utilizados en el riego del valle de Pen

TABLA 3.8

Recursos disponibles Río Claro en Itahue
(m^3 / seg)

Año	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept.	Octub.	Nov .	Dic.	Enero	Febr.	Marzo
1942-43	9,0	19,6	29,1	24,7	87,6	27,0	27,3	29,5	16,3			
43												
44												
45												
46												
47					15,3	17,8	18,9	10,3	0,23	0,0	0,0	0,0
48	3,22	10,1	15,4	66,3	23,8	35,0	24,3	17,6	6,2	1,24	0,72	4,01
49	2,39	46,6	53,0	16,7	13,9	9,1	4,49	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0
50	9,3	44,0	32,2	15,6	34,6	44,1	20,0	22,5	10,1	2,18	1,71	2,99
51	3,09	7,59	55,1	74,7	32,8	36,3	18,8	13,3	14,3	3,45	2,23	2,05
52	4,07	29,5	31,7		15,9	17,9	12,3	5,1	2,82	1,22	0,0	0,0
53	0,71	32,0	18,1	41,5	102,0	105,9	37,9	29,6	21,2	8,3	4,53	3,81
54	9,2	9,95	43,1	43,9	28,9	24,0	9,3	10,4	4,94	0,01	0,0	0,0
55	1,38	7,24	42,2	19,1	22,9	28,5	9,3	6,6*	3,76	1,83	0,63	1,34
56	2,76	9,29	8,08	16,2			19,4		4,88	2,38	1,91	0,0
57	0,58		16,7				12,0	13,5	5,79	0,0	0,0	
58					53,9	31,4		16,7	2,79	5,75	2,73	2,68
59	41,2	32,4	39,0	61,8	39,2	48,3	15,1	12,5	3,78	3,63	3,10	3,34
60	4,27	5,25	19,1	22,6	19,2	18,0	15,2	10,2	3,52	1,24	0,0	9,50
61	3,15	3,23	14,0	30,1	29,0	82,4	44,8	17,0	7,3	1,46	2,27	2,68
62	3,18	4,03	17,4	13,5	16,7	8,19	15,4	8,8	4,73	0,33	0,0	1,95
63	3,44	5,49	8,82	44,9	22,3	61,1	36,0	46,4	22,4	7,8	3,71	6,52
64	6,06	6,61	11,4	16,7	20,3	19,0	7,7	6,9	14,4	1,17	0,70	0,48
65	10,9	46,5	37,7	98,1	108,0	29,1	30,9	21,2	16,3	7,7	6,82	7,40
66	11,3	13,6	73,8	59,4	30,7	28,6	12,5	14,9	17,5	3,82	2,46	3,71
67	3,84	8,0	10,2	12,6	12,3	14,0	14,8	9,5	3,95	0,01	0,0	0,0
68	1,49	3,42	3,15	2,64	3,85	3,0	0,48	0,0	0,0	0,0*	0,0	0,0
69	0,86	11,3	56,0	27,9	26,8	12,7	0,77	4,9	2,68	0,25	0,0	0,33
70	1,35	5,3	15,9	29,7	21,5	15,0	10,1*	7,2	2,23	0,11	0,0	0,0
71	1,6	10,4	30,4	35,8	31,0	17,5	9,4	4,23	2,41	0,0	0,0	1,05
72	2,98	88,9								1,24	1,76	3,5
73	3,79	10,5	15,1	40,6	24,0		14,4	7,8	3,16	9,19	0,22	1,28
74	2,9	30,5	52,1			18,7	9,2	7,6	3,99	2,73	0,19	2,0
75	7,25	16,3	21,5	53,9	28,2	18,6	7,4	13,0	4,98	0,96	0,89	1,35

Nota:

* Valores interpretados

cahue son los que aparecen en la tabla 3.8. del estudio hidrológico y que se reproduce en hoja anexa.

Sobre la base de dicha tabla se determinó para cada temporada de riego la capacidad que debe tener el canal alimentador del embalse Litú para transportar volúmenes de 30, 60, 90, 120, 150, 180, 210 y 240 millones de metros cúbicos. Los resultados son los que se dan en la tabla 3.10. y que se reproduce a continuación.

Capacidad del Canal Alimentador (m3/s)

	Volumen transportado millones m3							
Año	30	60	90	120	150	180	210	240
1948-49	1,1	2,4	3,7	5,1	6,6	8,2	9,8	11,7
1949-50	1,4	3,6	5,0	7,3	9,6	12,5	15,8	21,0
1950-51	1,1	2,3	3,5	4,8	6,1	7,3	8,6	9,9
1951-52	1,1	2,3	3,4	4,9	6,3	7,7	9,3	11,0
1952-53	1,1	2,4	3,7	5,4	7,3	9,2	11,0	13,1
1953-54	1,2	2,4	3,7	5,0	6,2	7,5	8,8	10,2
1954-55	1,3	2,5	3,8	5,1	6,5	7,9	9,4	11,8
1955-56	1,1	2,4	3,9	5,5	7,2	9,5	12,3	15,2
1956-57	1,3	2,3	3,6	5,1				
1957-58								
1958-59								
1959-60	1,1	2,3	3,4	4,8	6,2	7,6	9,0	10,44
1960-61	1,1	2,4	3,7	5,2	7,1	9,0	11,0	13,29
1961-62	1,1	2,4	3,8	5,4	7,0	8,8	10,7	12,63
1962-63	1,2	2,5	3,8	5,5	7,4	9,7	12,6	16,31
1963-64	1,1	2,3	3,4	4,7	6,0	7,4	9,0	10,86
1964-65	1,1	2,4	3,7	4,9	6,2	7,9	10,2	12,74
1965-66	1,1	2,3	3,4	4,5	5,7	6,8	8,0	9,23
1966-67	1,1	2,3	3,4	4,6	5,9	7,2	8,4	9,67
1967-68	1,3	2,5	3,8	5,4	7,0	8,7	11,0	
1968-69	1,9							
1969-70	1,4	3,0	4,9	7,2	9,5	11,9	15,4	19,12
1970-71	1,3	2,7	4,3	6,1	8,1	10,5	13,3	16,84

Cont. Capacidad del Canal Alimentador (m3/s)

	Volumen transportado millones m3							
Año	30	60	90	120	150	180	210	240
1971-72	1,3	2,7	4,3	6,2	8,1	10,3	12,9	15,69
1972-73	1,1							
1973-74	1,1	2,4	3,7	5,3	7,0	8,7	10,6	12,87
1974-75	1,1	2,3	3,6	5,1	6,7	8,5	10,6	12,87
1975-76	1,2	2,4	3,7	4,9	6,1	7,9	9,8	11,73

1.1.2. Estero Litú.

Los recursos embalsables del estero Litú para diferentes probabilidades de excedencia son:

Probabilidad de Excedencia (%)	Caudal medio anual (m3/s)	Volumen Anual embalsable (m3)
10	0.49	15 452 000
20	0.39	12 299 000
50	0.23	9 145 000
70	0.16	6 362 000
85	0.10	3 976 000
90	0.07	2 207 000

1.2. Sistema río Lircay en La Higuera.

Para la evaluación de los recursos hídricos disponibles para el sistema Río Lircay en La Higuera, se analizaron el río Lircay a la altura de La Higuera y los esteros Pangue y Las Chilcas inmediatamente aguas arriba de su confluencia. Los resultados aparecen en las tablas 3.23., 3.25. y 3.26 que se reproducen a continuación.

RIO LIRCAY EN LA HIGUERA
Caudales Medios Mensuales (m3/s)

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1943-44	17,7	15,9	13,1	9,6	8,9	13,1
1944-45	25,1	22,5	18,5	13,6	12,7	18,5
1945-46	15,6	14,1	11,6	8,5	7,9	11,6
1946-47	14,3	12,9	10,6	7,8	7,2	10,6
1947-48	15,4	13,9	11,4	8,4	7,8	11,4
1948-49	16,9	15,1	12,5	9,2	8,5	12,5
1949-50	16,8	15,1	12,4	9,1	8,5	12,4
1950-51	21,3	19,2	15,8	11,6	10,8	15,8
1951-52	20,6	18,5	15,2	11,2	10,4	15,2
1952-53	18,7	16,8	13,8	10,2	9,4	13,8
1953-54	22,5	20,2	16,7	12,2	11,4	16,7
1954-55	18,4	16,6	13,6	10,0	9,3	13,6
1955-56	--	--	--	--	--	--
1956-57	--	--	--	--	--	--
1957-58	17,7	15,9	13,1	9,6	8,9	13,1
1958-59	22,3	20,0	16,5	12,1	11,3	16,5
1959-60	18,0	16,2	13,3	9,8	9,1	13,3
1960-61	18,4	16,5	13,6	10,0	9,3	13,6
1961-62	22,7	20,4	16,8	12,4	11,5	16,8
1962-63	14,0*	12,3*	9,1	6,6	6,4	8,9
1963-64	22,2	20,0	16,4	12,1	11,2	16,4
1964-65	13,6	13,3	13,1	8,2	9,5*	10,6
1965-66	23,3	20,9	17,2	12,6	11,8	17,2
1966-67	22,1	19,8	16,2	13,4*	13,3*	16,2
1967-68	22,7	20,4	16,8	12,3	11,5	16,8
1968-69	15,4	13,8	11,3	8,5*	7,8	11,3
1969-70	17,5	15,8	12,9	9,7*	8,8	12,9
1970-71	20,5	18,4	15,2	11,1	10,4	15,2
1971-72	23,5	21,1	17,4	12,8	11,9	17,4
1972-73	29,3	26,4	21,7	15,9	14,8	21,7
1973-74	21,5	19,3	15,9	11,7	10,8	15,9
1974-75	22,9	20,6	16,9	12,5	11,6	16,9
1975-76	20,6	18,5	15,2	11,2	10,4	15,2
1976-77	25,9	23,2	19,1	14,1	13,1	19,1

(*) Valores modificados considerando el límite inferior dado por la Central Hidroeléctrica Lircay-Talca.

ESTERO PANGUE EN DESEMBOCADURA
Caudales Medios Mensuales (m3/s)

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1943-44	5,6	4,3	3,7	3,1	5,2	5,2
1944-45	8,0	6,1	5,2	4,4	7,4	7,4
1945-46	5,0	3,8	3,3	2,7	4,6	4,6
1946-47	4,6	3,5	3,0	2,5	4,2	4,2
1947-48	4,9	3,7	3,2	2,7	4,5	4,5
1948-49	5,4	4,1	3,5	3,0	4,9	5,0
1949-50	5,4	4,1	3,5	2,9	4,9	5,0
1950-51	6,8	5,2	4,4	3,7	6,3	6,3
1951-52	6,6	5,0	4,3	3,6	6,0	6,1
1952-53	6,0	4,5	3,9	3,3	5,5	5,5
1953-54	7,2	5,5	4,7	3,9	6,6	6,6
1954-55	5,9	4,5	3,8	3,2	5,4	5,4
1955-56	--	--	--	--	--	--
1956-57	--	--	--	--	--	--
1957-58	5,6	4,3	3,7	3,1	5,2	5,2
1958-59	7,1	5,4	4,6	3,9	6,5	6,6
1959-60	5,7	4,4	3,7	3,1	5,3	5,3
1960-61	5,9	4,5	3,8	3,2	5,4	5,4
1961-62	7,2	5,5	4,7	4,0	6,7	6,7
1962-63	4,1	3,1	2,7	2,3	3,8	3,8
1963-64	7,1	5,4	4,6	3,9	6,5	6,6
1964-65	4,9	3,7	3,2	2,7	4,5	4,5
1965-66	7,4	5,6	4,8	4,1	6,8	6,9
1966-67	7,3	5,5	4,7	4,0	6,7	6,7
1967-68	7,2	5,5	4,7	4,0	6,7	6,7
1968-69	4,9	3,7	3,2	2,7	4,5	4,5
1969-70	5,6	4,3	3,6	3,1	5,1	5,2
1970-71	6,5	5,0	4,3	3,6	6,0	6,0
1971-72	7,5	5,7	4,9	4,1	6,9	6,9
1972-73	9,4	7,1	6,1	5,1	8,6	8,6
1973-74	6,8	5,2	4,5	3,8	6,3	6,3
1974-75	7,3	5,6	4,8	4,0	6,7	6,8
1975-76	6,6	5,0	4,3	3,6	6,0	6,1
1976-77	8,2	6,3	5,4	4,5	7,6	7,6

ESTERO LAS CHILCAS EN DESEMBOCADURA
Caudales Medios Mensuales (m3/s)

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1943-44	7,8	5,5	4,4	3,6	4,2	4,1
1944-45	11,0	7,8	6,2	5,1	5,9	5,7
1945-46	6,9	4,9	3,9	3,2	3,7	3,6
1946-47	6,3	4,5	3,6	2,9	3,4	3,3
1947-48	6,8	4,8	3,8	3,2	3,6	3,5
1948-49	7,4	5,3	4,2	3,5	4,0	3,9
1949-50	7,4	5,2	4,2	3,4	4,0	3,9
1950-51	9,4	6,6	5,3	4,4	5,0	4,9
1951-52	9,1	6,4	5,1	4,2	4,8	4,7
1952-53	8,2	5,8	4,7	3,8	4,4	4,3
1953-54	9,9	7,0	5,6	4,6	5,3	5,2
1954-55	8,1	5,7	4,6	3,8	4,3	4,2
1955-56	--	--	--	--	--	--
1956-57	--	--	--	--	--	--
1957-58	7,8	5,5	4,4	3,6	4,2	4,1
1958-59	9,8	6,9	5,6	4,6	5,3	5,1
1959-60	7,9	5,6	4,5	3,7	4,2	4,1
1960-61	8,1	5,7	4,6	3,8	4,3	4,2
1961-62	10,0	7,1	5,7	4,7	5,4	5,2
1962-63	5,7	4,0	3,2	2,7	3,1	3,0
1963-64	9,8	6,9	5,5	4,6	5,2	5,1
1964-65	6,8	4,8	3,8	3,2	3,6	3,5
1965-66	10,3	7,2	5,8	4,8	5,5	5,3
1966-67	10,1	7,1	5,7	4,7	5,4	5,2
1967-68	10,0	7,1	5,7	4,7	5,4	5,2
1968-69	6,8	4,8	3,8	3,2	3,6	3,5
1969-70	7,7	5,5	4,4	3,6	4,1	4,0
1970-71	9,0	6,4	5,1	4,2	4,8	4,7
1971-72	10,4	7,3	5,9	4,8	5,6	5,4
1972-73	12,9	9,1	7,3	6,0	6,9	6,7
1973-74	9,5	6,7	5,3	4,4	5,1	4,9
1974-75	10,1	7,1	5,7	4,7	5,4	5,3
1975-76	9,1	6,4	5,1	4,2	4,8	4,7
1976-77	11,4	8,1	6,4	5,3	6,1	5,9

Además, se ha hecho una tabulación especial indicando el gasto medio mensual para el río Lircay más el estero Pangue y para la suma de los tres cauces.

DISPONIBLIDAD DE AGUAS EN RIO LIRCAY + PANGUE

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1943-44	23,3	20,2	16,8	12,7	14,1	18,3
1944-45	33,1	28,6	23,7	18,0	20,1	25,9
1945-46	20,6	17,8	14,9	11,2	12,5	16,2
1946-47	18,9	16,4	13,6	10,3	11,4	14,8
1947-48	20,3	17,6	14,6	11,1	12,3	15,9
1948-49	22,3	19,2	16,0	12,2	13,4	17,5
1949-50	22,2	19,1	15,9	12,0	13,4	17,4
1950-51	28,1	24,4	20,2	15,3	17,1	22,1
1951-52	27,2	23,5	19,5	14,8	16,4	21,3
1952-53	24,7	21,3	17,7	13,5	14,9	19,3
1953-54	29,7	25,7	21,4	16,1	18,0	23,3
1954-55	24,3	21,1	17,4	13,2	14,7	19,0
1955-56	--	--	--	--	--	--
1956-57	--	--	--	--	--	--
1957-58	23,3	20,2	16,8	12,7	14,1	18,3
1958-59	29,4	25,4	21,1	16,0	17,8	23,1
1959-60	23,7	20,6	17,0	12,9	14,4	18,6
1960-61	24,3	21,0	17,4	13,2	14,7	19,0
1961-62	29,9	25,9	21,5	16,4	18,2	23,5
1962-63	18,1	15,4	11,8	8,9	10,2	12,7
1963-64	29,3	25,4	21,0	16,0	17,7	23,0
1964-65	18,5	17,0	16,3	10,9	14,0	15,1
1965-66	30,7	26,5	22,0	16,7	18,6	24,1
1966-67	29,4	25,3	20,9	17,4	20,0	22,9
1967-68	29,9	25,9	21,5	16,3	18,2	23,5
1968-69	20,3	17,5	14,5	11,2	12,3	15,8
1969-70	23,1	20,1	16,5	12,8	13,9	18,1
1970-71	27,0	23,4	19,5	14,7	16,4	21,2
1971-72	31,0	26,8	22,3	16,9	18,8	24,3
1972-73	38,7	33,5	27,8	21,0	23,4	30,3
1973-74	28,3	24,5	20,4	15,5	17,1	22,2
1974-75	30,2	26,2	21,7	16,5	18,3	23,7
1975-76	27,2	23,5	19,5	14,8	16,4	21,3
1976-77	34,1	29,5	24,5	18,6	20,7	26,7

DISPONIBILIDAD DE AGUAS EN RIO LIRCAY + PANGUE + CHILCAS

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1943-44	31,1	25,7	21,2	16,3	18,3	22,4
1944-45	44,1	36,4	29,9	23,1	26,0	31,6
1945-46	27,5	22,8	18,8	14,4	16,2	19,8
1946-47	25,2	20,9	17,2	13,2	14,8	18,1
1947-48	27,1	22,4	18,4	14,3	15,9	19,4
1948-49	29,7	24,5	20,2	15,7	17,4	21,4
1949-50	29,6	24,3	20,1	15,4	17,4	21,3
1950-51	37,5	31,0	25,5	19,7	22,1	27,0
1951-52	36,3	29,9	24,6	19,0	21,2	26,0
1952-53	32,9	27,1	22,4	17,3	19,3	23,6
1953-54	39,6	32,7	27,0	20,7	23,3	28,5
1954-55	32,4	26,8	22,0	17,0	19,0	23,2
1955-56	--	--	--	--	--	--
1956-57	--	--	--	--	--	--
1957-58	31,1	25,7	21,2	16,3	18,3	22,4
1958-59	39,2	32,3	26,7	20,6	23,1	28,2
1959-60	31,6	26,2	21,5	16,6	18,6	22,7
1960-61	32,4	26,7	22,0	17,0	19,0	23,2
1961-62	39,9	33,0	27,2	21,1	23,6	28,7
1962-63	23,8	19,4	15,0	11,6	13,4	15,7
1963-64	39,1	32,3	26,5	20,6	22,9	28,1
1964-65	25,3	21,8	20,1	14,1	17,6	18,6
1965-66	41,0	33,7	27,8	21,5	24,1	29,4
1966-67	39,5	32,4	26,6	22,1	25,4	28,1
1967-68	39,9	33,0	27,2	21,0	23,6	28,7
1968-69	27,1	22,3	18,3	14,4	15,9	19,3
1969-70	30,8	25,6	20,9	16,4	18,0	22,1
1970-71	36,0	29,8	24,6	18,9	21,2	25,9
1971-72	41,4	34,1	28,2	21,7	24,4	29,7
1972-73	51,6	42,6	35,1	27,0	30,3	37,0
1973-74	37,8	31,2	25,8	19,9	22,2	27,1
1974-75	40,3	33,3	27,4	21,2	23,7	29,0
1975-76	36,3	29,9	24,6	19,0	21,2	26,0
1976-77	45,5	37,6	30,9	23,9	26,8	32,6

1.3. Sistema Elevación Mecánica de La Orilla.

El caudal disponible en el río Claro en La Orilla aparece en las tablas 3.27 y 3.28 de los estudios hidrológicos, las cuales se incluyen a continuación.

EVALUACION DE RECURSOS RIO CLARO EN TALCA

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1948-49	61,2	48,0	35,9	23,2	18,7	27,4
1949-50	46,2	36,3	27,1	17,5	14,1	20,7
1950-51	74,8	58,7	43,9	28,4	22,9	33,6
1951-52	71,3	55,9	41,8	27,0	21,8	31,9
1952-53	56,5	44,3	33,1	21,4	17,3	25,3
1953-54	91,3	71,5	53,5	34,6	27,9	40,9
1954-55	56,7	44,5	33,3	21,5	17,3	25,4
1955-56	--	--	--	--	--	--
1956-57	--	--	--	--	--	--
1957-58	--	--	--	--	--	--
1958-59	--	--	--	--	--	--
1959-60	57,0	48,7	27,6	27,5	22,2	30,6
1960-61	102,9	72,1	41,2	32,6	16,1	41,9
1961-62	118,8	58,5	35,2	25,5	25,6	28,1
1962-63	52,7	33,6	20,8	11,8	14,3	21,3
1963-64	90,0	100,6	56,7	27,5	22,2	37,4
1964-65	36,8	30,7	51,3	15,6	22,9	21,1
1965-66	102,9	75,9	56,9	24,9	19,0	31,3
1966-67	67,0	68,9	77,7	41,6	33,8	37,9
1967-68	98,8	36,5	34,5	27,0	21,7	24,2
1968-69	34,9	26,7	24,3	23,0	16,5	21,1
1969-70	35,3	38,4	28,7	31,2	21,3	21,0
1970-71	51,8	54,1	37,8	30,4	22,6	22,2
1971-72	58,3	67,1	38,3	26,8	19,4	29,3
1972-73	123,5	84,9	52,5	38,0	37,7	50,1
1973-74	66,3	52,0	38,9	25,1	20,2	29,7
1974-75	52,0	50,7	50,7	31,5	28,1	31,2
1975-76	51,1	58,8	36,0	23,4	26,8	28,7

ESTIMACION CAUDALES ESTEROS PIDUCO Y CAIVAN (m3/s)

	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
Transposición Estero Pangue	3.3	2.5	2.2	1.8	3.0	3.1
Transposición Estero Las Chilcas	0.4	4.5	3.6	2.9	3.4	3.4
Aforos Enero-Marzo 1977				3.2	3.4	5.3

1.4. Estero Tutucura.

Los recursos que puede proporcionar el estero Tutucura para ser almacenados por un embalse situado en el lugar denominado La Junta, no pertenecen a ninguno de los tres sistemas de riego, pero, en cambio, podrían ser utilizados como complemento por cada uno de ellos.

Los resultados son los siguientes:

Probabilidad de excedencia (%)	Caudal Medio Anual (m3/s)	Volumen Anual embalsable (m3)
10	0.76	23 967 000
20	0.59	18 606 000
50	0.34	10 722 000
70	0.23	7 532 000
85	0.14	4 415 000
90	0.11	3 469 000

2. RECURSOS HIDRICOS UTILIZABLES INTERNOS DEL AREA DE RIEGO.

Estos recursos están formados por los retornos de riego o derrames producidos por las zonas altas del área del Proyecto que pueden ser utilizados en el riego de los sectores bajos. A continuación se hace un análisis de las características principales desde el punto de vista de topografía, posición, cotas relativas, sectorización de la zona de riego, superficies de drenaje, tasas de riego, etc.

Los resultados que se obtengan estarán indicados en superficie posible de riego con derrames en lugar de recursos hídricos expresados ya sea en volumen o en gasto.

2.1. Antecedentes.

El valle de Pencahue constituye un sistema cerrado en el cual todos los sobrantes y retornos de riego tienen un sólo punto de evacuación que es el estero Los Puercos. Todos los cauces de drenaje convergen hacia él siendo el último aporte importante el estero de Cuncumén cuya confluencia con el estero Los Puercos se produce alrededor de 13,3 km aguas arriba de la desembocadura de este último en el río Maule. La pendiente longitudinal de Los Puercos es baja, en promedio 0.001 entre Corinto y Botalcura.

Se ha hecho una medición de las superficies de riego del valle de Pencahue propiamente tal y que drena hacia el estero Los Puercos, en función de la cota de riego. El total posible de riego expresado en hectáreas netas (descontada la superficie indirectamente productiva) es igual a 10 240 hás (se ha aproximado a la decena más cercana). La distribución de dicha superficie en función de la cota de riego es la siguiente:

Cota (m)	Superficie de Riego Parcial (hás)	Superficie de Riego Acumulada (hás)
37	1 460	
50	1 140	1 460
55	1 340	2 600
60	1 430	3 940

Cota (m)	Superficie de Riego Parcial (hás)	Superficie de Riego Acumulada (hás)
65	1 280	5 370
70	1 050	6 650
75	780	7 700
80	510	8 480
85	420	8 990
90	360	9 410
95	470	9 770
100		10 240

La tasa de riego media de la zona es igual a 1.33 l/s/há en el mes de enero suponiendo una eficiencia de riego del 50% en el predio y con una pérdida del 10% en la conducción secundaria y la distribución. Se ha supuesto que los canales matrices son revestidos. También se supone una regulación nocturna para los terrenos con riego directo.

Las superficies de los distintos sectores situados dentro del valle de Pencahue con cota máxima de riego igual a 100 son las siguientes siempre aproximando a la decena más cercana:

Sector	Superficie de riego (hás)	Sector	Superficie de riego (hás)
La Peña y Litú Sur	260	La Peña y Litú Norte	240
La Orilla y Espinal	420	Tapihue Oriente	320
Tutucura Norte	370	Tapihue Poniente	180
Tutucura Sur	470	Los Puercos	110
Las Dsocientas	1 400	Las Palmas	160
Lo Figueroa Norte	520	La Constancia	200
Quepo	290	Pichinguileo	90
Lo Figueroa Oriente	70	Totoral Oriente	310

Sector	Superficie de riego (hás)	Sector	Superficie de riego (hás)
Lo Figueroa Sur	670	Totoral Poniente	100
Pencahue Oriente	190	Botalcura Norte	100
El Peral	510	Botalcura Sur	250
Las Tizas	350	La Esperanza	310
Pencahue Poniente	1 040	Cabrería	600
	6 560	Matancilla	560
		El Quillay	150
			3 680

2.2. Características topográficas, hidrográficas y de drenaje.

El valle de Pencahue tiene una forma alargada en sentido norte sur, su cauce principal es el estero Los Puercos que recibe tributarios tanto del este como del oeste, siendo los primeros de mayor tamaño y drenando áreas también más grandes. El estero Los Puercos se forma de la confluencia de los esteros Tapihue y Litú. A continuación recibe por su costado poniente a los esteros Pichinguileo y Botalcura con desembocaduras situadas a corta distancia; los demás afluentes por el costado poniente son quebradas de corto recorrido y área de drenaje pequeña. Por el costado oriente recibe primeramente al estero Tutucura, luego al estero Cunculén y finalmente al estero El Peral; entre ellos recibe también algunas quebradas pequeñas tanto en longitud como en área de drenaje. La pendiente longitudinal del estero Los Puercos es del orden del 0.001 tal como se dijo anteriormente. Los tributarios principales también tienen pendientes longitudinales bajas en su tramo próximo a la desembocadura para ir aumentandola a medida que se alejan de la confluencia.

Las cotas de terreno en las diversas confluencias son las siguientes:

Confluencia	Cota de Terreno	Kilometraje
a) Estero Litú con estero Tapihue	65.0	0.000
b) Estero Los Puercos con esteros Botalcura y Pichinguileo	56.5	6.800
c) Estero Los Puercos con estero Tutucura	54.0	10.400
d) Estero Los Puercos con estero Cunculén	46.5	18.500
e) Estero Los Puercos con estero El Peral	43.0	21.200
f) Estero Cunculén con estero Que po	60.0	10.950
g) Estero Cunculén con estero El Almendro	50.0	3.850

El kilometraje de las letras a), b), c), d) y e) está contado a partir de la confluencia de los esteros Litú y Tapihue hacia aguas abajo y el kilometraje de las letras f) y g) está contado desde la desembocadura del estero Cunculén en el estero Los Puercos hacia aguas arriba.

De los datos dados en el cuadro anterior se desprenden que hay tramos en que la pendiente es aún menor que 0.001. Esta circunstancia hace que la utilización de los retornos de riego sea dificultosa, exigiendo canales de baja pendiente y con recorridos largos antes de comenzar a regar.

Las áreas de riego drenadas en los puntos de mayor interés para una eventual captación de los retornos de riego de acuerdo con el sistema de riego son las siguientes:

	Río Claro en Itahue	Río Lircay en La Higuera Elevación Mecánica La Orilla
Esteros Litú y Tapihue en la confluencia	1 030 hás	730 hás
Estero Los Puercos en confluencia con esteros Botalcura y Pichinguilleo	2 540 hás	2 240 hás
Estero Los Puercos en confluencia con estero Tutucura	3 760 hás	3 460 hás
Estero Cunculén en junta con estero El Almendro	1 840 hás	1 840 hás
Estero Cunculén en junta con estero Quepo	670 hás	670 hás

Las confluencias del estero Los Puercos y los esteros Cunculén y El Peral están situadas a cotas que hacen difícil la derivación de canales desde esos puntos. Finalmente, es necesario tener en cuenta que los suelos susceptibles de ser regados con derrames tienen una pendiente, tanto longitudinal como trasversal, análoga a la que indicó para el estero Los Puercos, de tal modo que es imposible hacer regulación nocturna de ellas por medios gravitacionales. En estas condiciones se estima que es necesario alargar el período de riego diario hasta quince horas. Al adoptar este criterio, la tasa de riego sube a 2.13 l/s/há.

2.3. Areas de riego con derrames.

La primera condición que deben cumplir las aguas de derrames para ser aprovechadas para riego es que tengan un flujo estable durante el período de utilización.

Esto se consigue con un área extensa de drenaje que permita el establecimiento de un régimen que aprovechando la baja velocidad que se produce en los cauces naturales, minimice los efectos de la regulación nocturna de las aguas de riego de los terrenos situados a mayor cota.

Se ha establecido como cota máxima de terreno susceptible de ser regada con derrames la 52.50.

2.3.1. Zona Poniente del Estero Los Puercos.

Al poniente del estero Los Puercos y bajo la cota 52.50 existen los siguientes terrenos que pueden ser regados con derrames:

Sector	Superficie Bajo Cota 50.00 (hás)	Superficie Entre Cotas 50.00 y 52.50 (hás)	Superficie Total (hás)
El Quillay	130	7	137
Matancilla	312	53	365
Cabrería	188	100	288
La Esperanza		61	61
	630	261	891

El gasto necesario para el riego de esa superficie, de acuerdo con la tasa de riego de 2.13 l/s/há, es 1.80 m3/s. Suponiendo una eficiencia del 80% en la captación del derrame, se tiene que la superficie drenada necesaria para dar el gasto previsto es de 3 380 hás.

El riego con derrames de este sector es posible mediante un canal con bocatoma ubicada en el estero Los Puercos inmediatamente aguas abajo de la confluencia con el estero Tutucura. El área

de drenaje en este punto es igual a 3 760 hás para el sistema de riego Claro en Itahue y de 3 460 hás para los otros dos. A esta superficie debe agregarse la zona que drenará directamente hacia el canal constituido por las partes altas de los sectores Cabrería, La Esperanza, Matancillas y El Quillay. En total, puede presumirse un área de drenaje total de 3 920 hás que pueden proporcionar un gasto susceptible de captación de 2 100 m3/s.

Se ha efectuado un trazado de canal con una pendiente de 0.0004 con bocatoma en el lugar indicado anteriormente y que permite regar 719 hás en los sectores La Esperanza, Cabrería, Matancilla y El Quillay. Su longitud es de 23,1 km y se lo ha dividido en 4 tramos con gastos de 1.68, 1.12, 0.53 y 0.200 m3/s respectivamente.

2.3.2. Zona de Las Doscientas.

En el sector de Las Doscientas hay una superficie de 260 hás situadas bajo la cota 52.50 que pueden ser regadas con derrames del mismo sector y con recursos que se pueden captar en la confluencia de los esteros Los Puercos y Tutucura. El gasto necesario para su riego suponiendo que no hay regulación nocturna y con riego de 15 horas diarias es igual a 0.550 m3/s. Este gasto puede ser proporcionado por un área de drenaje de 1 400 hás que es algo superior a la de la parte aprovechable del sector Las Doscientas. El

saldo puede ser proporcionado por derrames que se pueden captar en el estero Los Puercos en el punto indicado anteriormente y que no son necesarios para el riego del área de derrames situada al poniente de dicho estero. En conjunto ambas zonas de riego con derrames tienen una superficie de 950 hás útiles una vez descontada la superficie indirectamente productiva.

Se hizo el trazado de un canal desde el estero Los Puercos que resultó de una longitud de 15,2 km. El área de riego bajo dicho canal es igual a 230 hás netas, una vez descontada la superficie indirectamente productiva. El canal tendrá dos tramos de 0.530 y 0.220 m3/s respectivamente.

2.3.3. Zona de Pencahue, El Peral y Las Tizas.

Los sectores de Pencahue Oriente y Poniente, El Peral y Las Tizas tienen un total de 690 hás netas de riego bajo la cota 50 y 210 hás de riego entre las cotas 50 y 52.50. El aprovechamiento de los derrames en este caso es difícil debido a que el estero Cunculén, desde donde debe hacerse la captación se encuentra a cota bastante baja. Su confluencia con el estero El Almendro está situada en la cota 50. El área de drenaje en ese punto es de 1 840 hás con un gasto recuperable estimado en 0.98 m3/s que tendría una capacidad de riego con derrames de 460 hás. En realidad un canal con bocatoma en el punto señalado y que

cruce en dirección general hacia el sur poniente los sectores de Pencahue Oriente, Pencahue Poniente y El Peral para llegar finalmente a Las Tizas, será también un colector de derrames de esos sectores. El trazado del canal desde la confluencia del estero Cunculén con pendiente 0.0004 permite regar 250 hás netas en el sector Pencahue Poniente con una demanda de 0.550 m3/s. Si dicho canal se prolonga hacia los sectores de El Peral y Las Tizas se obtiene una superficie neta adicional de riego con derrames de 200 hás. El gasto necesario para el riego es de 0.43 m3/s. A su vez, la superficie del sector Pencahue Oriente y Pencahue Poniente que drena hacia el canal de derrames es igual a 1 090 hás que pueden producir un gasto aprovechable de 0.580 m3/s. El riego con derrames en los sectores individualizados alcanza a una superficie total de 450 hás.

2.3.4. Resumen.

De acuerdo con el análisis realizado en los párrafos anteriores la superficie susceptible de regarse con derrames en las tres zonas identificadas son las siguientes:

- Zona poniente del estero Los Puercos	720 hás
- Zona de Las Doscientas	230 hás
- Zona de Pencahue, El Peral y Las Tizas	450 hás
TOTAL	1 400 hás

Las demandas de agua de riego de cada uno son 1.530, 0.490 y 0.96 m3/s respectivamente.
Las áreas que drenan hacia el punto de captación de los canales que riegan los dos primeros sectores y directamente a dichos canales tienen una superficie de 4 800 hás que pueden proporcionar un gasto de derrames aprovechables de 2.55 m3/s que puede cubrir con seguridad la demanda conjunta de los dos sectores que asciende a 2.02 m3/s.
El área que drena hacia la bocatoma del canal de derrames de la zona de Pencahue, El Peral y Las Tizas y el área que drena directamente hacia dicho canal tiene una superficie de 2 820 hás que pueden proporcionar un gasto de derrames aprovechable de 1.50 m3/s que puede cubrir con seguridad la demanda del sector que es igual a 0.96 m3/s. Al calcular el área de drenaje que beneficia a este sector se ha dejado fuera al sector El Peral y a la superficie del sector Las Tizas que drena directamente hacia el canal.

3. GASTOS DE AVENIDAS DE DISEÑO.

3.1. Sistema Río Claro en Itahue.

a) Río Claro en Itahue.

Se tomará el mismo valor que para las avenidas calculadas para el río Claro en Camarico.

Período de Retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Gasto Máximo (m3/s)
20	5	665
50	2	800
100	1	900

b) Estero Litú.

Se darán los valores calculados por los distintos métodos utilizados en el análisis hidrológico para períodos de retorno de 10 y 500 años.

Método	Gastos (m3/s)	
	Período de retorno 10 años	Período de retorno 500 años
H.U.S. Snyder	25	60
H.U.S. Chile	42	103
H.U.S. USSCS	46	111
Fórmula Racional	58	103

4.2. Sistema Río Lircay en La Higuera.

a) Río Claro en La Higuera.

Los cálculos de las avenidas se han hecho para períodos de retorno de 20, 50 y 100 años.

Período de Retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Gasto Máximo (m3/s)
20	5	1 385
50	2	1 611
100	1	1 725

b) Estero Pangue en confluencia.

Los cálculos de avenidas se han hecho para períodos de retorno de 20, 50 y 100 años.

Período de Retorno (años)	Probabilidad de excedencia (%)	Gasto Máximo (m3/s)
20	5	321
50	2	368
100	1	406

c) Río Claro en Panguilemu y estero Las Chilcas en confluencia.

En estos dos sitios se determinó la avenida para un período de retorno de 20 años con un gasto resultante de 1 280 y 205 m3/s respectivamente.

4.3. Estero Tutucura.

Se darán los valores calculados por los distintos métodos utilizados en el análisis hidrológico para períodos de retorno de 10 y 500 años.

Método	Gastos (m3/s)	
	Período de retorno 10 años	Período de retorno 500 años
H.U.S. Snyder	35	69
H.U.S. Chile	62	132
H.U.S. USSCS	48	121
Fórmula Racional	68	119

C. ANALISIS DE ESTUDIOS EXISTENTES

Los estudios realizados en relación con el regadío del valle de Pencahue, desde el punto de vista del sistema de riego, son los siguientes de acuerdo con un ordenamiento cronológico:

1. Informe preliminar de la Corporación de Fomento de la Producción (1942);
2. Regadío del Valle de Pencahue de los ingenieros civiles señores Carlos Icaza y Fernándo Dávila (1951);
3. Anteproyecto de regadío del Valle de Pencahue de los ingenieros civiles señores Hugo Contreras y Ernesto Illanes (1953);
4. Anteproyecto del Embalse Litú. Memoria para optar al título de ingeniero civil del señor Gerardo Moenne (1954);
5. Anteproyecto del Embalse Litú de los ingenieros civiles señores Hugo Contreras y Roberto Quiroga (1959);
6. Regadío de Pencahue de los ingenieros civiles señores Hugo Contreras y Roberto Quiroga (1960);
7. Regadío Lontué-Pencahue del ingeniero civil señor Gastón Mahave (1964);
8. Factibilidad del Regadío del Valle de Pencahue del Consejo Superior de Fomento Agropecuario del Ministerio de Agricultura (1967);
9. Regadío del Valle de Pencahue del ingeniero Civil señor Renato Guerra (1970).

Algunos de los estudios anteriores incluyen la prefactibilidad económica del desarrollo agropecuario derivado del proyecto y los estudios agrológicos. En otros casos se utilizan estudios agrológicos especiales realizados separadamente de los de regadío propiamente tales.

1. INFORME PRELIMINAR DE LA CORPORACION DE FOMENTO DE LA PRODUCCION. (1942)

Debido a que no ha sido posible encontrar un ejemplar de este trabajo, sino solamente referencias en otros estudios sobre el regadío del Valle de Pencahue, no será posible hacer un análisis de él. En todo caso, en un proyecto posterior, el número 8 de la lista anterior, se propone una solución basada en una elevación mecánica de tal modo que al examinar este estudio se hará una relación especial de dicha solución.

2. REGADIO DEL VALLE DE PENCAHUE. Informe Preliminar. Autores: Ingenieros Civiles Señores Fernando Dávila y Carlos Icaza (1951).

2.1. Descripción General.

El estudio en referencia tiene por objeto proponer como solución para el regadío de Pencahue la construcción de un canal con bocatoma en el río Claro en las inmediaciones del pueblo de Itahue que utilizaría recursos de invierno y primavera de ese río y que posteriormente se acumularía en el embalse de Litú situado en la cabecera oriente del valle de Pencahue. Desde el Embalse Litú nacerían dos canales de riego, uno a cada lado del valle.

El estudio tiene, según sus autores, el carácter de informe preliminar.

Fue realizado utilizando las hojas pertinentes en escala 1:25 000 del Instituto Geográfico Militar y un levantamiento taquimétrico especial de la zona de inundación y de la zona de muro del embalse Litú.

El trabajo está dividido en cinco capítulos que analizan los antecedentes disponibles a esa fecha, las soluciones propuestas, la elección de la solución más conveniente, la solución adoptada incluyendo el presupuesto aproximado y las conclusiones. Además se investigan en anexos los siguientes temas: necesidades de agua, hidrología, dimensionamiento de las obras, cálculos hidráulicos y, geología de la zona de embalse e incremento de la producción agropecuaria.

El resumen de las características principales del proyecto y del área de riego son las siguientes:

<u>Area Regada</u>	20.400 hás
Seguridad hidrológica	90 %
Promedio de lluvia caída	670 mm
Estación libre de heladas	240 días
Necesidades de agua	214.360.000 m3
<u>Embalse Litú</u>	
Tipo de muro	homogéneo de tierra
Capacidad útil	140.125.000 m3
Aguas muertas	7.000.000 m3
Capacidad total	147.125.000 m3
Area inundada	675 hás
Volumen del taco	1.820.600 m3
Altura del Muro	70,5 m
<u>Canal de Aducción</u>	
Longitud	41,8 km
Capacidad máxima	12 m3/s

Canal Oriente	
Longitud	80,535 km
Capacidad inicial	10,3 m3/s
Canal Poniente	
Longitud	70,450 km
Capacidad inicial	4,5 m3/s

2.2. Características Principales.

a) Superficie de riego.

Se consideró una superficie de riego de 20 400 hás que es más alta que cualquier otra utilizada en estudios posteriores y manifiestamente más alta que la que determinan estudios detallados de suelos.

b) Demanda de agua.

Se tomó como tasa de riego uniforme 10 000 m3 por hectárea al año con una demanda en el mes de máximo consumo (diciembre y enero) igual a 0,772 1/s/há. En la actualidad se estima que tanto la tasa de riego expresada en volumen de riego anual como la demanda del mes de máximo consumo son mayores que las indicadas.

c) Tipo de muro del embalse Litú.

Se consideró la construcción de un muro de tierra de tipo homogéneo, en tanto que todos los estudios posteriores estiman aconsejable la construcción de un muro de enrocado debido a la distancia a que se encuentran los posibles empréstitos que pueden proporcionar el material para el muro de tierra. Por otra parte las canteras para la extracción de enrocado de

buena calidad parecen estar situadas a corta distancia.

d) Capacidad de almacenamiento del embalse Litú.
De acuerdo con el estudio, la capacidad del embalse Litú fue determinada sobre la base de un levantamiento taquimétrico especial con curvas de nivel cada 2 m. Los resultados indican que con una altura de muro de 70,5 m se obtiene una capacidad de embalse de ciento cincuenta millones de metros cúbicos y una superficie inundada de 675 hectáreas.
Estos resultados parecen estar en contradicción con las cifras que dan estudios posteriores (Memoria de Título de Gerardo Moenne y Anteproyecto del embalse Litú de Hugo Contreras y Roberto Quiroga).

e) Hidrología.
El estudio fue realizado con estadísticas fluviométricas del río Claro en Camarico de nueve años de longitud y sin considerar la extracción que actualmente hace el canal San Rafael.
Esta última circunstancia hace que los volúmenes de embalse calculados para el riego de Pencahue sean menores que los realmente necesarios manteniendo fijos los otros elementos tales como superficie por regar y tasa de riego.

f) Evaluación económica.
La evaluación económica se hizo mediante la comparación entre la plusvalía probable de los terrenos al pasar de secano a riego y los costos totales de construcción de las obras. También se calculó la diferencia en valor de la producción con y sin el proyecto.

2.3. Conclusiones.

Los resultados económicos del proyecto, de acuerdo con las cifras que entrega el estudio son favorables, tanto desde el punto de vista de la rentabilidad de la inversión como del aumento del valor de la producción.

No obstante lo anterior, se estima que el margen favorable puede disminuir apreciablemente si se ajustan algunos criterios básicos a valores reales. Entre estos tienen importancia la disminución de la superficie de riego, el aumento de la tasa de riego tanto en volumen normal como en la demanda del mes de máximo consumo, la disminución del gasto disponible en el río Claro durante la temporada de riego como consecuencia de la operación del canal San Rafael, el cambio del tipo de muro de tierra a enrocado, etc.

3. ANTEPROYECTO DE REGADIO DEL VALLE DE PENCAHUE (1953).

Debido a que no ha sido posible encontrar planos, tampoco antecedentes de este estudio no será posible analizarlo.

4. ANTEPROYECTO DEL EMBALSE LITU. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil del señor Gerardo Moenne B. (1954).

4.1. Descripción General.

El estudio citado analiza al nivel de detalle de ante - proyecto el embalse Litú y obras anexas. El esquema de riego del Valle de Pencahue es el mismo propuesto por los ingenieros señores Dávila e Icaza.

El anteproyecto del embalse Litú se complementa con los siguientes capítulos: geografía económica de la región;

estudio hidrológico del embalse; estudio agrológico con determinación de la tasa de riego y pérdidas de filtraciones en conducción y distribución; geología de la zona de embalse que reproduce el capítulo análogo del informe Dávila - Icaza; elección de la combinación más económica de altura de muro y de pendiente y capacidad del canal tomando en cuenta la producción agropecuaria y determinación de la rentabilidad del proyecto; presupuesto aproximado.

4.2. Características Principales.

a) Superficie de riego.

Se fijó la superficie de riego en 14 000 hás clasificadas en: 3 400 hás de primera categoría aptas para todo cultivo y plantaciones; 4 400 hás de segunda categoría aptas para todo cultivo excluyendo plantaciones y, 6 200 hás de tercera categoría a las cuales se supone apropiadas para una rotación arroz-pastos.

b) Tasa de Riego.

Se fijó la tasa de riego en terreno en 8 709 m3 por hectárea al año que se aumentó a 10 450 m3 por hectárea al año para tomar en consideración las pérdidas en conducción y distribución. Para el mes de máximo consumo se fijó una tasa de riego instantánea de 1 l/s/há.

c) Tipo de muro.

Se eligió un muro de escollera con pantalla impermeable de hormigón armado colocado en el paramento de aguas arriba. Tiene una altura de 68 m y una capaci

dad de embalse de 103 000 000 de m3. El volúmen del muro asciende a 1 050 000 m3 de enrocado en tanto que la cortina de hormigón armado tiene un volúmen de 11 800 m3.

d) Hidrología.

No se hizo un análisis hidrológico del río Claro en la bocatoma del canal suponiendo que los recursos son suficientes como para cubrir la demanda. El gasto necesario en el canal para proporcionar el volumen exigido se obtuvo de otros estudios. Aparentemente en este caso se descontó el gasto del canal San Rafael.

e) Evaluación económica.

La evaluación económica se hizo a través de la plusvalía de los terrenos al pasar de secano a riego. El valor actual de los terrenos de secano se fijó de acuerdo con su valor comercial presente y el valor de los mismos suelos regados, de acuerdo con su productividad estimada. El margen de inversión considerado es igual a la diferencia entre ambos valores. A su vez el costo de la hectárea regada es igual a la suma del costo por hectárea del canal alimentador, del embalse, de los canales de riego hasta llegar al predio y de la puesta en riego.

Finalmente se fijó un valor para la plusvalía y a partir de ella lo que se llamó "rentabilidad o beneficio industrial" que resultó igual a 7,506%. La plusvalía a su vez resultó igual a un 6,9% de la inversión en obras de riego.

4.3. Conclusiones.

En el Anteproyecto del embalse Litú se fijan con mayor precisión diversas variables que inciden preponderantemente en el costo de la hectárea de nuevo riego. Entre ellos se puede indicar la superficie con aptitud de riego y los costos del canal alimentador y del embalse.
La tasa de riego utilizada en el estudio es aparentemente baja lo cual lleva a subestimar el tamaño real de las obras de riego.
Los márgenes de utilidad descienden a su vez a valores bastante bajos que permiten suponer que serán sumamente sensibles a cualquier deterioro de los factores determinantes utilizados en el cálculo económico.

5. ANTEPROYECTO DEL EMBALSE LITU. Autores: Ingenieros Civiles señores Hugo Contreras y Roberto Quiroga.

5.1. Descripción General.

Este estudio se refiere propiamente al embalse Litú del cual se hace un anteproyecto con el objeto de determinar sus características principales al igual que las de las obras anexas. Los diferentes temas que trata son los siguientes: capacidad, cota de coronamiento, tipo de muro, fundación, obras de toma, etc.

5.2. Características principales.

a) Capacidad.

La capacidad del embalse se fijó de acuerdo con una superficie de riego de 14 000 hás, con una tasa de riego de 9 400 m3 por hectárea y considerando las ca

racterísticas del escurrimiento de invierno y primavera del río Claro en Camarico.

b) Cota de coronamiento.

Para determinar la cota de coronamiento se tomó en cuenta la capacidad del embalse fijada en la letra a), las pérdidas por evaporación en la superficie libre del agua, la altura de carga del vertedero de rebalse y la revancha neta. Se llega así a una cota de 197,50 con una cota mínima en el fondo de la garganta de 127 m.

c) Tipo de muro.

Se recomienda el uso de un muro enrocado. Se analizan dos modalidades para la impermeabilización del mismo que son la pantalla de hormigón armado o un núcleo de material arcilloso colocado en el centro del muro. Se hizo una comparación económica entre ambos sistemas y se recomendó finalmente utilizar el núcleo de arcilla debido a su menor precio.

5.3. Conclusiones.

La capacidad de embalse supuesta para las obras parte de una tasa de riego que parece ser menor que la efectivamente necesaria. Por este motivo se estima que el muro propuesto es de menor altura que el adecuado. Se insiste en la utilización de núcleo de arcilla como elemento impermeabilizante en lugar de la pantalla de hormigón armado.

6. REGADIO DE PENCAHUE. Autores: Ingenieros señores Hugo Contreras y Roberto Quiroga (1960).

6.1. Descripción General.

En este informe se proponen tres soluciones posibles de Pencahue que son: a) Canal del río Claro en Itahue con embalse en Litú; b) Canal del río Lontué con embalse en Litú y c) Canal del río Claro con embalse en Upeo e Itahue para el regadío de Pencahue (16 000 hás), de Culenar (4 500 hás) y de terrenos situados en la ribera poniente del río Claro, entre Itahue y Talca (6 000 hás).

No se hace un mayor análisis de la solución a) que ya ha sido estudiada en otros informes y que los autores estiman cara debido al costo excesivo del embalse Litú motivado por su ubicación desfavorable.

En relación con la proposición c) se hace un ensayo de análisis de regulación para el río Lontué en Upeo, considerando al mismo tiempo las nuevas demandas, sobre la base de los datos hidrométricos y fluviométricos existentes a la fecha. Se agrega igualmente un estudio preliminar sobre los embalses Upeo e Itahue fijando las dimensiones y características principales.

El estudio finaliza con una comparación económica entre las soluciones b) y c) con una clara ventaja para esta última.

6.2. Conclusiones.

La proposición c) que enuncia el estudio en referencia fue analizada posteriormente con mayor detalle y profundidad en el informe "Regadío Lontué-Pencahue" del Inge-

niero Civil señor Gastón Mahave de tal manera que no cc considera necesario hacer un examen más a fondo del estudio de Contreras - Quiroga.

7. REGADIO DE LONTUE - PENCAHUE. Autor: Ingeniero Civil señor Gastón Mahave M. (Dirección de Riego, 1964).

7.1. Descripción General.

El estudio comprende una exposición de los factores básicos del proyecto con una descripción de las tres zonas que se pretende regar y de la zona actualmente regada por el río Lontué, un análisis de la situación actual y futura de dichas zonas incluyendo cultivos y calidad de los suelos y, una determinación de la tasa de riego en terreno tanto en gasto como en volumen y un análisis hidroagrológico en que se examinan los recursos de agua disponibles y las demandas de riego, calculando al mismo tiempo en forma paramétrica la capacidad de los canales para las distintas soluciones posibles. Supone a lo menos la construcción de un embalse en Upeo con una capacidad máxima de 200 millones de m3 y la probable construcción de otro de 100 millones de m3. Se complementa el estudio con cuatro anexos en que se incluyen la estadística fluviométrica del río Lontué en Juntas, aforos en el estero Upeo, gastos promedios de junio, julio y agosto en Juntas y Upeo y la estadística sintética mes a mes desde 1941 hasta 1963 del estero Upeo. No se hizo un presupuesto del costo de las obras que es necesario ejecutar como tampoco una evaluación económica de los resultados obtenidos. En todo caso

tomado en su conjunto, es un proyecto que pretende, no solamente regar terrenos nuevos en las tres zonas indicadas, sino también mejorar la seguridad de riego de la zona servida actualmente por el río Lontué, elevándola de 55 a 85%.

7.2. Características Principales.

a) Superficie de riego.

El estudio agrológico indicó que hay en total 14 516 hás de nuevo riego en Pencahue, Culenar y ribera poniente del río Claro. De ellas hay 4 700 hás de segunda categoría, 3 920 hás de tercera categoría, 2 756 hás de cuarta categoría y 3 140 hás de quinta categoría aptas únicamente para una rotación arroz - pradera. Considerada su distribución zonal, las superficies de Pencahue, Culenar y ribera poniente del río Claro serían 8 405, 4 227 y 1 884 hás respectivamente. Estos datos se obtuvieron del informe "Reconocimiento preliminar del área de posible riego del valle de Pencahue, El Culenar y margen derecha del río Claro" del Ingeniero Agrónomo señor Gustavo Schmidt (Dirección de Riego, 1962).

No obstante lo indicado en el párrafo anterior, el establecer demandas y necesidades de regulación para diferentes situaciones se dan las siguientes superficies probables: para Pencahue 8 405, 9 750, 9 744, 9 811 y 15 000 hás; para Culenar 4 227, 4 785, 4 938 y 7 540 hás; para la ribera poniente del río Claro 1 884, 2 145, 2 184, 2 250 y 3 380 hás. No hay ninguna explicación sobre el origen de las otras cifras.

b) Tasa de riego.

La tasa de riego se fijó en 12 500 m3 en el predio y en 24 500 m3 en bocatoma con una demanda unitaria en el mes de máximo consumo (enero) de 1,67 l/s/há. Su cálculo se hizo utilizando la fórmula de Blaney-Criddle para una rotación de 16% de cereales, 16% de chácaras, 63% de praderas y 5% de arroz. Además se supuso que, debido a la longitud de los canales matrices y derivados, habría una pérdida del 49% del gasto en bocatoma por filtraciones en conducción y distribución.

7.3. Conclusiones.

El estudio constituye un informe preliminar de la regulación del río Lontué incluyendo en la demanda de agua de riego a la proveniente de la zona actual regada por ese río y a la que produzcan las áreas de Pencahue, Culenar y ribera poniente del río Claro. Como conclusión se obtiene que hay recursos suficientes en el río Lontué, una vez regularizado, para mejorar su seguridad de riego actual de 55% a 85% aumentando al mismo tiempo la superficie con las zonas de nuevo riego en Pencahue, Culenar y ribera poniente del río Claro. No se hizo un cálculo del costo de las obras necesarias de tal manera que no es posible hacer una evaluación económica de los resultados obtenidos.

Posteriormente, en abril de 1965, se hizo una estimación de costos que da como resultado una economía unitaria con respecto al proyecto de regadío con canal desde el río Claro en Itahue y embalse en Litú del orden del

6.5%.

El esquema de riego propuesto significa un trasvase de recursos del río Lontué a la hoya hidrográfica del río Maule que está situado al sur de la primera.

Tomando solamente en cuenta las superficies de riego en Pencahue que indica el informe Schmidt y que utiliza en cuatro de los ocho esquemas de regulación que considera el estudio Mahave, se puede constatar una nueva y significativa disminución tanto en relación con el estudio Dávila-Icaza como con el estudio Contreras-Quiroga que indican 20 400 y 14 000 hás respectivamente.

Por otra parte, la tasa de riego en el predio se aumenta a 12 500 m3 por hectárea y a 24 500 m3 por hectárea en bocatoma.

8. FACTIBILIDAD DEL REGADIO DEL VALLE DE PENCAHUE. Preparado por el grupo de planificación regional de CONSFA con la asesoría del Proyecto de Planificación Regional del Programa CHILE - CALIFORNIA (Ministerio de Agricultura, 1967).

8.1. Descripción General.

El estudio en referencia utilizó la clasificación de capacidad de uso de los suelos del valle de Pencahue definida en el "Estudio Económico Agrícola del Valle de Pencahue" del Ingeniero Agrónomo señor Peter Shultze (Memoria de Título, 1965).

En él se hizo una revisión de los estudios realizados por la Corporación de Fomento, por los ingenieros Dávila e Icaza y por el ingeniero señor Gastón Mahave y se propusieron otras dos soluciones que son un canal

gravitacional que aprovecha las aguas del Claro en su confluencia con el estero Pangue, suplementado con aguas del río Lircay y una elevación mecánica desde el Claro con la planta de bombas situada en La Orilla. Se fijó la tasa de riego en 11 486 m3 por hectárea al año con una demanda instantánea de 1 088 1/s/há para el mes de máximo consumo (enero). Se hizo también un sumario análisis de las disponibilidades de agua concluyendo que hay los recursos necesarios para la satisfacción de la demanda. A continuación se compararon los costos por hectárea regada de los proyectos río Claro en Ita - hue con embalse en Litú, río Lontué con embalse en Upeo, río Claro en confluencia de Claro-Pangue y río Claro con elevación en La Orilla. La más económica resultó la solución del río Claro con elevación mecánica en La Orilla

Los análisis se realizaron de acuerdo con una estratifi cación de tamaño de propiedades en cinco escalones para los cuales se calculó el número de predios; el área total de cada estrato dividido en regable y no regable; el área aprovechable del predio promedio dividida en re gada potencial y secano potencial; la utilidad actual del predio promedio, la utilidad futura del predio promedio y beneficio neto del predio promedio. Para cada uno de los items especificados se hizo el total o prome dio ponderado. Los estudios finalizan con un análisis del beneficio-costo y de la tasa interna de retorno. Se complementa el estudio con tres anexos que describen el anteproyecto de la solución basada en un canal con bocatoma en la confluencia de los ríos Claro y Panguc,

el anteproyecto de la elevación mecánica en La Orilla y los correspondientes presupuestos.

8.2. Características Principales.

a) Superficie de Riego.

El estudio agrológico que sirve de base al estudio en referencia establece que hay 8 454 hás regables de las cuales 759 son de Clase II de capacidad de uso, 3 197 hás son de Clase III y 4 594 son de Clase IV. No obstante, esta superficie se reduce a 7 800 hás como máximo aún para las dos soluciones que permiten entregar el agua sobre la cota 100. Como puede apreciarse, hay una nueva disminución de la superficie regable en relación con la primera cifra de 20 400 hás.

b) Tasa de riego.

La tasa de riego tambien es la rijada en el estudio del señor Peter Schultze y difiere de las estimadas en otros proyectos sobre la materia. No se hace en todos los casos provisión para compensación de las pérdidas por distribución y conducción.

c) Hidrología.

El estudio hidrológico que se realizó está basado en una estadística fluviométrica del río Claro en Talca instalada en 1958 que indicaría un gasto medio mínimo de 6 m3/s a los cuales se agrega 6,5 m3/s que presuntivamente captaría como promedio el canal de la Luz en el río Lircay y que caen al Claro aguas abajo de la estación fluviométrica.

d) Regadío mecánico.

El regadío mecánico recomendado tiene su planta de bombas situada en La Orilla junto al río Claro. Consta de cuatro motobombas de una capacidad de elevación de 1,65 m3/s a 25 m de altura manométrica cada una; se necesitan dos transformadores de 1 500 KVA con sus correspondientes accesorios.

La superficie de riego nueva considerada dentro del valle de Pencahue es igual a 2 916 hás. La capacidad aparentemente alta del equipo de elevación se debe a que tiene un funcionamiento de 21 horas diarias y a que se considera también elevar aguas para el riego de 1 176 hás en la zona de Corinto.

Esta solución permite regar una superficie de 4 340 hás de clases II y III. Se agrega que con elevaciones mecánicas podrían regarse otras 1 500 incluyendo una parte de clase IV. Los recursos provendrán del río Claro que podría ser suplementado en caso necesario con aguas del río Lircay.

El anteproyecto y cálculo del presupuesto se hizo para un canal matriz de 10 m3/s, ya que se considera la conducción de 2 m3/s para el canal Corinto en actual funcionamiento, que se extiende entre la bocatoma y el túnel de Rauquén. Con los 8 m3/s restantes se pueden regar, utilizando la tasa de riego del informe Schultze y considerando un 25% de pérdidas en conducción y distribución, una superficie de 5 800 hás, dentro de las cuales estarían incluídas las 1 500 hás que en el párrafo anterior se estimó que necesitarían elevaciones mecánicas adicionales. Los

canales derivados tienen todos las dimensiones co - rrespondientes a la superficie de riego de 5 800 hás sin que se indique en ninguna parte la ubicación de las plantas de bombeo.

El canal matriz partiría con una cota del eje hidráu lico aproximadamente de 91,5; considerando la pen - diente que se adjudica al canal matriz y canales derivados y las pérdidas de carga en obras de arte y túneles, la cota probable de llegada al extremo norte del valle es la 66. En estas circunstancias pare ce que no sería necesario consultar la colocación de elevaciones mecánicas auxiliares para el riego de la superficie presupuestada.

f) Estudios económicos.

El resumen de los resultados comparativos entre las seis soluciones que considera este estudio aparece en el Cuadro N° 1. De ellas se han seleccionado cua tro y se ha procedido a expresar el costo en US$ al cambio oficial bancario de la época (abril de 1967).

Solución	Superficie (há)	Costo Total US$	Costo por Há US$
Río Claro en Itahue con embalse en Litú	7 800	10 548 000	1 352
Río Lontué con em - balse en Upeo	7 800	10 000 000	1 282
Río Claro en con - fluencia con Pangue	4 340	4 789 000	1 100
Elevación mecánica en La Orilla	2 616	1 496 000	570

Sobre las bases anteriores se procedió hacer las determinaciones de la relación beneficio-costo y de la tasa interna de retorno que se reproduce a continuación:

"Análisis de Beneficio-Costo.
Sobre la base de los costos y beneficios precedentes, la solución N° 5, que riega la superficie más restringida (2 616 há) con el costo unitario más bajo, presenta una relación de costo-beneficio de 1: 1,7 al 6% de interés y de 1 : 0,8 al 15%, con una tasa interna de retorno de 11%.
Esto se compara con la solución N° 2, que, permitiendo regar una superficie mayor (7 800 há) con el costo unitario más alto, tiene una relación de costo - beneficio de 1 : 1,1 al 6% de interés y de 1 : 0,5 al 15%, y una tasa interna de retorno de 7%.
Si se acepta como adecuada una tasa de retorno de 6%, se justificaría una inversión en trabajos de riego de hasta aproximadamente E° 5 800 por há regada. Con una tasa de interés de 15% la inversión económicamente justificada quedaría reducida a más o menos E° 1 600 por há regada.
Si se adopta, conservadoramente, la tasa de 15% de interés para fines de toma de decisiones, las estimaciones anteriores indican que ninguna solución se justifica, porque no permitirían el retorno de la inversión en un período de 33 años.
Una baja en tasa de interés al 6% permitirían en cambio, la inclusión de las soluciones N°s 2, 3, 4 y 5

como proyectos potencialmente económicos. En lo que respecta al retorno de las inversiones, en la solución N° 2 se precisarán 17 años para que los ingresos acumulados excedieran los costos totales, y 12 años en la solución N° 5."

En relación con estos resultados es necesario hacer las siguientes observaciones:

- En la determinación del costo por há regada de la solución río Claro en confluencia con Pangue se incluyó el total del costo del canal matriz del cual un 20% corresponde al canal Corinto. Descontando este valor, el costo de la hectárea regada baja a US$ 1 000.
- La solución río Claro en confluencia con Pangue tiene en realidad capacidad para regar 5 800 hás y no 4 340 como se informa en el Cuadro N° 1. Si es necesario hacer elevaciones mecánicas auxiliares deberá agregarse su costo al presupuesto calculado para los efectos de determinar el valor unitario de la hectárea regada. En todo caso puede presumirse que éste no sería superior a US$ 800 por hectárea utilizando las mismas bases de cálculo que para los casos anteriores.
- En el cálculo del costo de las soluciones a base de elevaciones mecánicas, no se consideró dentro de él el valor del consumo de energía que asciende en realidad a 1 380 KWH/há/año lo cual equivale a un gasto anual de US$ 10 o bien a un costo de US$ 125 si se capitaliza al 8%. Si en lugar de

utilizar el valor del KWH de abril de 1967 se usa el de abril de 1977 se tiene que el gasto anual sube a US$ 25 o bien a un costo de US$ 310 si se capitaliza al 8%. En esta forma, la más económica de las elevaciones mecánicas subiría a US$ 880 por hectárea regada.

8.3. Conclusiones.

De acuerdo con lo expuesto en los párrafos anteriores, el presente informe no aporta antecedentes nuevos que tengan de alguna manera el carácter de definitivos. La característica más interesante es la presentación por primera vez de una solución gravitacional basada en la utilización de los sobrantes de verano del Bajo Claro con apoyo si es necesario desde el río Lircay. Una vez hechas las correcciones que se anotaron anteriormente, se tendría que un esquema de riego de este tipo sería el más económico.

Los valores determinados para la relación beneficio - costo y la tasa interna de retorno no tienen mayor trascendencia por los errores que contienen los cálculos de costos y por los cambios relativos que han experimentado desde entonces los precios de la construcción y los precios agrícolas.

9. REGADIO DE PENCAHUE. Autor: Ingeniero Civil señor Renato Guerra E. (1970).

9.1. Descripción General.

En este estudio se propone como solución para el regadío

del Valle de Pencahue la construcción de un canal cuya bocatoma estaría situada en el río Lircay, más o menos 5 km aguas arriba del puente del Camino Longitudinal Sur sobre dicho río. Consulta un canal matriz de 20 km de longitud hasta la boca de entrada al túnel Pichaman. A partir de la boca de salida se desarrollarían los canales primarios de distribución. El Canal Matriz consulta como obras de arte de importancia la bocatoma, un sifón de 120 m de longitud para el cruce de la línea férrea y del Camino Longitudinal y un sifón de 1 500 m de longitud para el cruce del río Claro. El túnel Pichaman tiene 1 200 m de largo.

El informe contiene una descripción general del proyecto; el estudio del Canal Matriz Lircay-Pencahue; el análisis de factibilidad que incluye un catastro de regantes, un estudio de suelos, la determinación de la tasa de riego, el análisis de los recursos hidráulicos, la fijación del área de riego y la factibilidad económica propiamente tal, basada en el presupuesto de las obras necesarias y en la producción agropecuaria probable una vez ejecutado el proyecto.

9.2. Características Principales.

a) Superficie de riego.

El estudio de suelos determinó la existencia de 15 893 hás susceptibles de ser regadas y que se dividen como sigue: 50 hás de Clase Ir; 2 513 hás de Clase IIr; 6 650 hás de Clase IIIr y 6 230 hás de Clase IVr. Finalmente se fijó la superficie de riego en 12 600 hás debido a que se estimó que los

recursos hídricos no permiten servir una superficie mayor.

b) Tasa de riego.

Se calculó una tasa de riego basada en Blaney-Cridle de 12 500 m3 en el predio con un 20% de pérdidas por filtraciones en la conducción y distribución. La tasa aumenta por este concepto a 15 000 m3 por hectárea con una demanda máxima de 1,10 l/s/há en el mes de enero.

c) Recursos hídricos.

Se analizó la posibilidad de utilizar los recursos del Bajo Lircay suponiendo que la actual planta hidroeléctrica que pertenece a la Compañía General de Electricidad Industrial, quedaría fuera de servicio. Se calculó en 14,2 m3/s los recursos disponibles de los cuales 10,0 m3/s corresponden a las aguas utilizadas por el Canal de la Luz, 1,2 m3/s provienen de excedentes del sistema Maule Norte Alto y 3,0 m3/s son recuperaciones del Regadío Maule Norte Bajo 2a. Sección.

d) Cota de Riego.

El Canal Matriz sale del río Lircay a la cota 103 del Instituto Geográfico Militar y entra al valle de Pencahue por su extremo sur después de un recorrido de 26 km que incluye dos sifones y un túnel. Dentro del valle, hasta llegar al extremo norte, se tendría un desarrollo de canales del orden de los 53 km con dos sifones de importancia. Analizando las pérdidas de carga que suponen las diversas obras de arte y la

pendiente de los canales, puede suponerse que en la parte norte quedarán terrenos sin riego por falta de cota.

e) Factibilidad económica.

Para estudiar la factibilidad económica del proyecto se comparó la producción y rentabilidad actual con las futuras obras correspondientes y se calculó el costo aproximado de las obras de riego para determinar el plazo de recuperación del capital.

De acuerdo con los resultados obtenidos se concluyó que tanto la producción como la rentabilidad aumentaban veinte veces y que el costo de la hectárea regada, incluyendo la puesta en riego, equivalía a 350 dólares de la época (octubre de 1970).

9.3. Conclusiones.

El estudio en referencia tiene el carácter de un informe preliminar debido al nivel de detalle en que se determinaron las principales variantes del problema.

Sus resultados más interesantes son la demostración de la posibilidad física de regar una parte muy importante del valle de Pencahue con recursos hídricos del Bajo Lircay y que esta solución es, seguramente, más económica que las otras consideradas hasta ese momento.

D. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

En el Estudio de Factibilidad del Regadío del valle de Pencahue se puede establecer una estructura de precios de orden general, aplicable a excavaciones de canales, hormigones, en revestimientos y en obras de arte, enfierraduras, hormigones, moldajes, etc. Otras obras en cambio, son específicas y requieren de un estudio de costo especial para ella. Tal es el caso de los túneles y de los embalses involucrados en el proyecto, elevaciones mecánicas, etc.

Los costos se han obtenido sobre la base del precio del dólar a $ 19,39.

Se analizarán a continuación los rubros generales más importantes.

1. COSTOS DE RUBROS BASICOS.

1.1. Mano de Obra

1.1.1. Salarios básicos

Para llegar a un salario medio obrero se supone una distribución de la mano de obra en una faena tipo, a la que se aplica el tarifado básico de 1976 corregido en un 1,74 de la variación del IPC.

Distribución de Mano de Obra y Salario Básico (*)

Clase de operario	Distribución	Salario/hr($)	Proporción
Maestro de primera con 100% de incentivo	15%	3,6 x 2 x 1,74 =	1,88
Maestro de primera	25%	3,6 x 1,74 =	1,56
Maestro de segunda	10%	3,25 x 1,74 =	0,57
Ayudante	30%	2,70 x 1,74 =	1,41
Jornalero	20%	2,50 x 1,74 =	0,87
		Valor de la hora media básica	6,29

(*) Tarifado para la Construcción.

Salario base diario = 6,29 x 8 (hr) = $ 50,32

1.1.2. Días efectivos de trabajos

Días del año		366
Días no trabajados:		
Domingos	52	
Festivos	8	
Feriado legal	18	
Enfermedad	7	
Lluvia	14	
Permiso sindical	0,56	
Otros permisos	0,3	
	99,86	100
Días efectivos trabajados		266

1.1.3. Incidencia de Leyes Sociales

	Valor	% (sobre jornal base)
a) Imposiciones Legales.		
Imposiciones patronales y mutual	50,32	
SSS 43,95%		
Mutual 3,00%		
46,95%	23,63	46,95
b) Beneficios Adicionales Imponibles.		
Semana corrida		
Domingos y Festivos 60 ds.	11,35	22,56

$$\frac{60 \times 50,32}{266}$$

	Valor	%
Feriado legal $\frac{18 \times 50,32}{266}$	3,41	6,77
Días lluvia $\frac{14 \times 0,75 \times 50,32}{266}$	1,99	3,95
Diferencia jornales por enfermedad $\frac{7 \times 0,25 \times 50,32}{266}$	0,33	0,66
Permiso sindical $\frac{28 \text{ días} \times 50,32}{266 \times 50 \text{ operarios}}$	0,11	0,21
Aguinaldo Fiestas Patrias $\frac{139}{266}$	0,52	1,04
Aguinaldo Navidad $\frac{139 + 2,87 \times 21}{266}$	0,75	1,49
Asignación matrimonio Porcentaje anual 3,86% Permiso 2 días con sueldo $(374 + 2 \times 50,32) \times \frac{0,0386}{266}$	0,07	0,14
Asignación nacimiento Porcentaje anual 16,34% Permiso 1 día con sueldo $(191 \times 50,32) \times \frac{0,1634}{266}$	0,15	0,29

	Valor	%
Asignación fallecimiento		
- Fallecimiento cónyuge Porcentaje 0,76% Permiso 2 días con sueldo $(957 + 2 \times 50{,}32) \times \frac{0{,}0076}{266}$	0,03	0,06
- Fallecimiento carga Porcentaje 2,27% Permiso 2 días $(479 + 2 \times 50{,}32) \times \frac{0{,}0227}{266}$	0,05	0,10
Asignación escolaridad		
Porcentaje = 1,78 escolares/operario $\frac{95{,}7 \times 1{,}78}{266}$	0,64	1,27
Asignación colación		
Días trabajados 266 Descuento sábados 48 218 $7{,}66 \times \frac{218}{266}$	6,28	12,48
Capacitación y alfabetización		
Porcentaje = 5% Período 6 meses 20 hr/mes $20 \times \frac{6}{8} = 15$ días $\frac{0{,}05 \times 15}{266} \times 50{,}11$	0,14	0,28
	25,82	

	Valor	%
c) Imposiciones sobre Beneficios Adicionales.		
Valor beneficio 25,82 Imposiciones 25,82 x 0,4695	12,12	24,09
d) Beneficios Adicionales no Imponibles.		
Asignación de movilización		
Días trabajados 266 Días lluvia 14 280 Descto. sábados 48 Días festivos 232 Valor pasaje $ 1,70 $4 \times 1,70 \times \frac{232}{266}$	5,93	11,79
Asignación desgaste herramientas. Corresponde el 10% de los maestros y el 5% de los ayudantes y jornaleros. Maestros 0,5 x 0,1 x 1,39 = 0,07 Ayudante 0,3 x 0,05x 0,87 = 0,01 Jornaleros 0,2 x 0,05x 0,87 = 0,01	0,09	0,18
Implementos de trabajo. 4 m mezclilla = 147,6 zapato Hércules = 314 461,6 $\frac{0,8 \times 461,6}{266}$	1,39	2,76

	Valor	%
Paseo Anual.		
1 micro cada 35 $ 1000 la micro		
$\frac{1000}{35 \times 266}$	0,11	0,21
Préstamo emergencia.		
Préstamo = 240 hrs = 30 días Plazo pago 6 meses Valor salario base Tasa interés 7% Cantidad operarios 2% $0,02 \times 30 \times 50,32 \times \frac{0,07 \times 6}{266}$	0,05	0,09
Indemnización extraordinaria.		
Porcentaje 1,07%		
$\frac{1914 \times 0,0107}{266}$	0,08	0,15
Asignación fallecimiento obrero		
Porcentaje = 1,07%		
$\frac{1914 \times 0,0107}{266}$	0,08	0,15
Desahucio.		
30 días por año de servicio Desahucio medio 40% $30 \times 0,4 \times \frac{50,32}{266}$	2,27	4,51
Servicio militar.		
Porcentaje 3% Bono 200		
$\frac{200 \times 0,03}{266}$	0,02	0,04
	71,59	142,22%

Recargo Jornal 142,22%

1.1.4. Valor Horario Total de los Jornales.

Ocupación	Jornal/hr	Leyes Sociales 142,22%	Total/hr.
Jornalero	4,35	6,19	10,54
Perforista túnel	6,26	8,90	15,16
Concretero	4,70	6,68	11,38
Carpintero	6,26	8,90	15,16
Carpintero ayud.	4,70	6,68	11,38
Mecánico betonero	5,66	8,05	13,71
Enfierrador	6,26	8,90	15,16
Enfierrador ayud.	4,70	6,68	11,38
Maquinista compresor	5,66	8,05	13,71
Chofer	10,96	15,59	26,55
Maquinista de equipo pesado	12,53	17,82	30,35

1.2. Transportes.

1.2.1. Fletes en F.C. del Estado

	$/Ton	Precio $/Ton con IVA
Talcahuano a San Rafael	128,63	154,36
Talcahuano a Talca	123,31	147,97
Calera a San Rafael	134,46	161,35
Calera a Talca	139,46	167,35
Polpaico a San Rafael	112,48	134,98
Polpaico a Talca	117,80	141,36
Santiago a San Rafael	98,80	118,56
Santiago a Talca	104,31	125,17

1.2.2. Fletes en camión

Costo camión Pegaso 1065 LB4 (8 ton)	$US	36.192
Costo carrocería de madera de pino araucaria		1.516
	$US	37.708
Valor residual después de 100.000 por malos caminos		12.569
Precio del camión:	$US	25.139

Para el dólar considerado a $ 19,39, se tendrá $ 490.210.

a) Amortización: $\frac{490.210}{100.000}$	$ 4,87
b) Bencina: 0,25 l/km a $ 4,80	1,20
3% pérdidas	0,04
c) Lubricantes: 10% de combustible	0,12
d) Neumáticos: 6 en $ 39.900 para 15.000 km	2,66
e) Reparación neumáticos 8% amortización	0,39
f) Repuestos y reparaciones: 75% de amortización	3,66
g) Interés 8% anual suponiendo 33.333 km/año	1,18
h) Utilidad: 10% del valor medio	1,47
i) Jornal del chofer: $ 26,55 p.hr. a $ 20 km/h	1,32
Total:	$ 16,91 p. km.

El viaje de regreso de la faena se hace vacío, luego:

$$\text{Flete: } \frac{16,91 \times 2}{8} = \$\ 4,23 \text{ ton-km}$$

1.3. Precios de Materiales en Obra.

1.3.1. Fierro de construcción calidad A44-28H

Precio base en Huachipato: $ 5.708 ton

Recargo por cantidad 13% (según CAP)

Recargo por despacho vía unica 2% (según CAP)

Además, cada sección y largo lleva un recardo de acuerdo al diámetro. La tabla siguiente estipula dichos recargos y calcula finalmente el precio con el IVA de 20%.

Precio con IVA: Precio base x recargo total x 1,20

	Recargo por:		Recargo	Precio con IVA
	Sección	Largo	Total	$/Ton
	(%)	(%)	(%)	
8	7	0	22	8.357
10	2	0	17	8.014
12	0	2	17	8.014
16	4	2	21	8.288
18	4	5	24	8.494
22	0	5	20	8.220
26	0	10	25	8.562
32	3	10	28	8.767
36	5	10	30	8.904

Precio promedio en Huachipato: $ 8,40 Kg

Precio en bodega obra:

Flete en F.C. Talcahuano Talca	$	147,97 p.Ton
Carguío carro camión: 2 hr peón/Ton		21,08
Flete Talca-obra: 40 km x $ 4,23		169,20
Descarga camión bodega: 2 hr peón/Ton		21,08
Flete por Ton:	$	359,33
Flete por kg :		0,36
Valor en Huachipato		8,40
Valor kg de fierro en obra		8,76

1.3.2. Cemento en bodega obra

Costo del cemento Melón especial puesto en Calera (incl. IVA)

$ 45,30 saco.

Transporte:

Flete F.C. Calera Talca	$	167,35 p.Ton

Carguío carro-camión: 1 hr peón/ton	$ 10,54 p.Ton
Flete Talca-obra	169,20 p.Ton
Descarga camión bodega: 1 hr peón/ton	10,54 p.Ton
	$ 357,63 p.Ton

Flete por bolsa de 42,5 kg	:	$ 15,20
Valor por bolsa de 42,5 kg Calera	:	45,30
Valor por bolsa en obra	:	$ 60,50

1.3.3. Ripio en obra (1 m3 x 1,6 ton)

Se extraerá de pozo ubicado en la caja de río Claro.

Despeje del frente de trabajo: 1 peón p. 10 m3:	10,54 / 10 =	$ 1,05
Carguío: 1,5 m3/peón hr.:	10,54 / 1,5 =	7,03
10% de herramientas y vigilancia	0,81	
Acarreo: (17 x 1,6 x 4,23)	115,06	
Descarga 2 m3/peón hr.:	10,54 / 2 =	5,27
10% vigilancia		0,53
Costo del m3 de ripio en obra:		129,75

1.3.4. Arena en obra

Despeje del frente de trabajo	$ 1,05
Cernido: 0,5 m3/peón hr.: 10,54 x 2	21,08
Carguío a camión: 1,5 m3/peón hr.	7,03
10% de vigilancia	2,92
Acarreo a 17 km	115,06
Descarga: 2 m3/peón hr.	5,27
10% vigilancia	0,53
Costo del m3 de arena en obra:	$ 152,94

1.3.5. Costos de combustibles en obra

Transporte:

Carguío en Talca 1 hr. peón/ton		$ 10,54
Flete Talca-obra 40 km		169,20
Descarga camión-bodega		10,54
Valor flete 1 ton en obra		$ 190,28

a) Bencina: $ 4,80 1

Costo 1 ton de bencina: $\frac{4.800}{0,7}$ =		$ 6.857,14
Flete		190,28
		$ 7.047,42
Costo del litro en obra		$ 4,93

b) Petróleo: $ 3,85 1

Costo 1 ton de petróleo: $\frac{3.850}{0,7}$ =		$ 5.550
+ flete		190,28
		$ 5.740,28 p.ton
Costo del litro en obra		$ 4,02

c) Aceite lubricante: $ 21,42 1

Costo 1 ton de aceite: $\frac{21.420}{0,9}$ =		$ 23.800
+ flete		190,28
		$ 23.990,28
Costro litro aceite en obra:		$ 21,59

d) Grasa:		$ 22,43 Kg
+ flete		0,19
Costo kg en obra		$ 22,62

1.3.6. Madera puesta en obra

Costo de la madera en Talca

Roble : 1" x 10" x 3,60 m	$	107,99
1" x 10" x 4,0 m		138,89
1" x 10" x 4,8 m		186,50
1" x 10" x 6,0 m		258,00

1 pulgada de álamo : $ 30

1 pulgada de pino $ 25

Cuartón de 4" x 4" x 3,20 m de pino o álamo : $ 25

Costo de los clavos:		2"	3"	4"
1 cajón de 30 kg	$	534	510	495
1 kg		17,80	17	16,50

Costo madera puesta en obra

Carguío en Talca: 1 hr peón/ton	$	10,54
Flete Talca a obra a 40 km distancia media		169,20
Descarga de camión a bodega en obra		10,54
Flete ton en obra	$	190,28

1 pulgada de madera corta = 0,02065 m3

Peso específico álamo : 0,5 ton/m3

Peso específico roble : 0,9 ton/m3

Peso de la pulgada de álamo : 10,3 kg

Flete de la pulgada de álamo 10,3 x 0,19 = $ 1,96

Valor en obra de la pulg. de álamo : $ 30 + 1,96 = $ 31,96

Cuartones de 4" x 4" de álamo : 1,6 x 1,96 + 25 28 ,14

Roble 1" x 10" de:	3,6	4,0	4,8	6,0 m long.
Flete $	3,98	4,42	5,30	6,63
Costo Talca	107,99	138,89	186,50	258,00
Costo en obra: $	111,97	143,31	191,80	264,63

1.3.7. Explosivos puestos en obra

a) Pólvora

Costo de 18 kg $ 264	
Costo de la tonelada:	$ 14.666,67
Flete Santiago-Talca	104,31
Carguío carro-camión 2 hr peón/ton	21,08
Flete Talca-obra (40 km)	169,20
Descarga camión-bodega 2 hr peón/ton	21,08
Costo en obra de 1 ton.	$ 14.982,34
Costo de 1 kg de pólvora	$ 14,98

Aprox. $ 15,00

b) Guía Negra

250 m pesan 4 kg. Valen $ 1.165,20	
Por tanto, la tonelada	$ 291.300,00
Flete Santiago-Talca	104,31
Carguío carro-camión: 2 hr peón/ton	21,08
Flete Talca-obra	169,20
Descarga camión bodega	21,08
Costo de la tonelada	291.615,67

El metro de guía negra vale $ 4,67

c) Dinamita

Cajón de 224 tiros pesa 10,3 kg. y vale	$ 1.635,60
La tonelada de dinamita vale en Santiago	158.796,12
Flete Santiago-Talca	104,31
Recargo por seguridad: 50%	52,15
Carguío carro-camión 2 hr peón/ton	21,08
Flete Talca-obra (40 km)	169,20
Recargo por seguridad : 50%	84,60

Descarga camión	$ 21,08
Costo de la tonelada en obra:	$ 159.248,54
Costo de 1 kg. de dinamita :	$ 159,25
Costo de 1 tiro :	$ 7,10

d) Fulminantes

100 unidades pesan aproximadamente 0,67 kg. y valen	$ 279,60
1 tonelada de fulminantes	$ 419.400,00
Flete Santiago-Talca	104,31
Recargo por seguridad 50%	52,15
Carguío carro-camión 2 hr peón/ton	21,08
Flete Talca-obra 40 km	169,20
Recargo por seguridad 50%	84,60
Descarga camión	21,08
Costo de la tonelada	$ 420.132,02
Costo 1 kg de fulminante	$ 419,85
Costo de 100 unidades	$ 281,30
Costo de 1 fulminante	$ 2,81

2. COSTOS UNITARIOS DE DIVERSAS FAENAS

(Referencia Cuadros 1.4.1. y 1.4.2. págs. 109a y 109b).

2.1. Excavación de Mesa de Canal en Material Común

a) Maquinaria (incluso combustible y operador)

Bulldozers D-6 = $ 675,16/hora

Se considera un rendimiento medio de 90 m3/hr.

$$1\ m3 = \frac{\$\ 675,16/hr.}{90\ m3/hr.} = \$\ 7,50/m3$$

1.4. Maquinaria

La amortización de la maquinaria se calculará a partir del valor CIF agregando los recargos que correspondan en cada caso y que son los siguientes:

- Derechos de aduana que son variables y que dependen de cada maquinaria en particular;
- IVA que es porcentaje igual para todas las maquinarias y equivalente a un 15% del valor CIF más derechos de aduana; este valor del IVA se debe a un convenio especial entre la Dirección de Impuestos Internos y los contratistas de construcción;
- Aranceles del despachador de aduana que son iguales a un 2% sobre el valor CIF más los derechos de aduana;
- Gastos portuarios que son un porcentaje variable del valor CIF.

1.4.1. Amortización de la maquinaria.

EQUIPO	Valor CIF US$	Derechos Aduana %	Derechos Aduana US$	I.V.A.	Despachador Aduana	Gastos Portuarios %	Gastos Portuarios US$	Valor Internado Total US$	Valor Residual Aprox.US$	Valor Amortización Aprox. US$	Vida Util Aproximada Horas	Amortización Hora Trabajada US$
a) Bulldozer CAT D-8	157.000	25	39.250	29.437	3.925	4	6.280	235.892	46.000	189.900	12.000	15,80
b) Bulldozer CAT D-6	91.000	25	22.750	17.062	2.275	4	3.640	136.727	24.000	112.800	12.000	9,40
c) Bulldozer CAT D-4	50.200	25	12.550	9.412	1.250	4	2.000	75.420	15.100	60.000	12.000	5,00
d) Rodillo Vibrador Grande	48.000	25	12.000	9.000	1.200	4	1.920	72.120	12.000	60.000	12.000	5,00
e) Retroexcavadora 1 yd3	114.000	25	28.500	21.375	2.850	4	4.560	171.285	30.000	141.000	16.000	8,80
f) Cargador frontal 2 ½ yd3	60.000	25	15.000	11.250	1.500	3	1.800	89.550	13.000	77.000	11.000	7,00
g) Compresor 600 CFM	34.000	25	8.500	6.575	850	3	1.020	50.745	9.500	41.300	7.000	5,90
h) Compresor 365 CFM	28.000	25	7.000	5.250	700	3	840	41.790	8.000	33.800	7.000	4,80
i) Perforadora DTH	10.000	25	2.500	1.875	250	3	300	14.925	2.000	12.800	8.000	1,60
j) Perforadora COP	3.800	25	950	712	95	3	114	5.670	770	4.900	8.000	0,60
k) Rodillo Pata de Cabra	25.000	25	6.250	4.687	625	4	1.000	37.562	-----	-----	-----	--
l) Tractor Agrícola	7.500	26	1.950	1.417	189	3	225	11.281	2.000	9.000	6.000	1,50
m) Camión Mack 12 Ton	30.000	80	24.000	8.100	1.080	3	900	64.080	10.000	54.000	15.000	3,60
n) Camión F 600 Regador	25.000	80	20.000	6.750	900	3	750	53.400[1]	-----	-----	-----	2,40
o) Camión Betonera	55.000	28	15.400	10.560	1.408	3	1.650	84.018	12.000	72.000	12.000	6,00
p) Planta Dosificadora Hormigón	25.000	25	6.250	4.687	625	4	1.000	37.562	2.500	35.000	10.000	3,50
q) Bomba de Concreto	60.000	25	15.000	11.250	1.500	3	1.800	89.550	10.000	79.200	8.000	9,90
r) Motobomba 6"	10.000	25	2.500	1.875	250	3	300	14.925[2]	-----	-----	-----	3,70
s) Grupo Generador 15 KVA	6.000	31	1.860	1.179	157	3	180	9.376	1.000	8.400	12.000	0,70
t) Rodillo Vibrador BW CH 33	13.000	25	3.250	2.437	325	4	520	19.532	3.500	16.000	8.000	2,00

1/ La Tarifa informada corresponde a camiones armados en Chile. El valor CIF es solamente informativo.

2/ La Tarifa informada corresponde a tarifa de mercado.

1.4.2. Costo Horario de Operación de la Maquinaria

EQUIPO	Precio CIF US$	Amortización	Reptos. y Reparac.	Neumáticos	Servicios (1)	Comb. y Lubric.	Tarifa Horaria	Costo (2) Operador	Tarifa Horaria (4) US$	Tarifa Horaria (4) $
a) Bulldozer CAT D-8	157.000	15,80	21,20	-	9,00	9,40	55,40	3,32	58,72	1.138.58
b) Bulldozer CAT D-6	91.000	9,40	12,60	-	5,50	4,00	31,50	3,32	34,82	675.16
c) Bulldozer CAT D-4	50.200	5,00	6,20	-	2,80	2,00	16,00	2,49	18,49	358.52
d) Rodillo Vibrador Grande	48.000	5,00	6,20	-	2,88	3,30	17,38	3,32	20,70	401.37
e) Retroexcavadora 1 yd3	114.000	8,80	10,60	-	4,90	3,50	28,60	3,32	31,12	603.42
f) Cargador Frontal 2 $\frac{1}{2}$ yd3	60.000	7,00	8,60	1,80	4,40	3,90	25,70	3,32	29,02	562.70
g) Compresor 600 CFM	34.000	5,90	5,90	-	2,90	6,00	20,70	-	-	401.37
h) Compresor 365 CFM	28.000	4,80	4,80	-	2,40	4,50	16,50	-	-	319.93
i) Perforadora DTH	10.000	1,60	6,40	-	2,00	2,00	12,00	-	-	232.68
j) Perforadora COP 89	3.800	0,60	2,40	-	0,78	0,06	3,84	-	-	74.45
k) Rodillo Pata de Cabra	25.000	-	-	-	-	-	3,00	-	-	58.17
l) Tractor Agrícola	7.500	1,50	0,50	0,20	-	0,54	2,74	1,76	4,50	87.25
m) Camión Mack 12 Ton	30.000	3,60	4,30	1,50	2,40	3,30	15,10	2,49	17,59	341.07
n) Camión F-600 Regador	25.000	2,40	2,40	1,20	1,50	2,50	10,00	2,49	12,49	242.18
o) Camión Betonera	55.000	6,00	7,20	1,20	3,60	3,30	21,30	2,49	23,79	461.29
p) Planta Dosificadora Horm.	25.000	3,50	1,80	-	1,30	0,20	6,80	-	-	131.85
p') Planta Dosificadora Horm. (3)	25.000	3,50	2,80	-	2,30	1,10	9,70	-	-	188.08
q) Bomba Concreto	60.000	9,90	12,90	-	5,70	2,30	30,80	-	-	597.21
r) Motobomba 6"	10.000	3,70	4,00	-	1,90	3,20	12,80	-	-	248.19
s) Grupo Generador 15 KVA	6.000	0,70	0,80	-	0,40	1,90	3,80	-	-	73.68
t) Rodillo Vibrador BW CH 33	13.000	2,00	2,00	-	1,00	1,90	6,90	-	-	133.79

(1) El Servicio incluye la mano de obra de mecánicos y personal de mantención en el terreno, como también equipos y herramientas de taller y movilización para el personal de mecánica.
(2) Cifras tomadas del Cuadro 1.4.1.
(3) Incluye transporte a lo largo de un canal.
(4) 1 US$ = $ 19.39.

b) Mano de Obra

Peinado de taludes:

Se considera un rendimiento de 6 m3/día

$$1\ m3 = \frac{1j \times \$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{6\ m3/día} = \$\ 14,05/m3$$

El peinado del talud representa un 7% del total de la sección.

1 m3 = $ 14,05/m3 x 0,07 = $ 1.00/m3

a) maquinaria	=	$ 7,50
b) mano de obra	=	1,0
COSTO DIRECTO	=	$ 8,50
35% Gastos Generales y utilidades		2,98
VALOR TOTAL EXC. MESA MAT. COMUN	=	$11,48

2.2. Excavación Cuneta de Canal en Material Común

a) Maquinaria (incluso operadores y combustible)

1 Retroexcavadora de 1 yd3	=	$ 603,40 /hr
1 Bulldozer D-4	=	358,50 /hr
		$ 961,90 /hr

Se considera un rendimiento medio de la pala de 60 m3/hr.

1 m3 = $ 16,03

b) Obra de mano

Peinado de taludes: considerando un rendimiento de 5 m3/día.

$$1\ m3 = \frac{1j \times \$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{5\ m3\ /\ día} = \$\ 16,86/m3$$

El peinado del talud representa un 8% del total de la seccción:

1 m3 = $ 16,86 x 0,08 = $ 1,35/m3

a) Maquinaria	= $	16.03/m3
b) Mano de Obra	=	1,35
COSTO DIRECTO	= $	17,38/m3
35% Gastos Grales. y utilidades	=	6,08
COSTO TOTAL EXC. CUNETA MAT. COMUN	= $	23,46/m3

2.3. Excavación de Mesa en Roca

La organización de esta faena está basada en un sistema de perforación, carga y detonación, para luego excavar la roca despedazada.

El equipo de perforación estará compuesto por 4 perforistas con perforadora para tiros largos, con un compresor de 360 p.c.m. con arranque para 4 perforadoras.

La carga y detonación estará a cargo de 2 cargadores y un ayudante, poniendo una carga compuesta de una mezcla de TRONITA y TRONEX, adoptando para este caso 0,50 kg/m3 de carga específica. Además, se considera un equipo de 2 desquinchadores, bajando rebarbas y cooperando con el equipo.

Se considera un rendimiento de las 4 perforadoras de 200 ml/día y 1,44 ml/m3 de roca.

Profundidad útil de perforación 1,8 m.

Se usarán 3 cartuchos por perforación.

a) Mano de Obra

- 4 perforistas

$$1\ m3 = \frac{4 \times 15,16/hr \times 8\ hr \times 1,44\ ml/m3}{200\ ml/día} = \$\ 3,49/m3$$

2 cargadores	x $ 15,16/hr x 8 hr = $	242,56
1 ayudante	x $ 10,54/hr x 8 hr = $	84,32
2 desquinchad.	x $ 10,54/hr x 8 hr = $	168,64
	$	495,52/día

$\frac{200 \text{ ml/día}}{1,44 \text{ ml/m3}} = 139 \text{ m3/día}$

1 m3 = $\frac{\$ 495,52/\text{día}}{139 \text{ m3/día}} =$ $ 3,56/m3

1 compresorista:

$\frac{\$ 13,71/\text{hr} \times 8 \text{ hr} \times 1,44 \text{ ml/m3}}{200 \text{ ml}} =$ $ 0,79/m3

b) Materiales

TRONEX Nº 1	0,05 kg/m3 x $ 29,55/kg	=	$ 1,48
TRONITA E	0,45 kg/m3 x $ 12,01/kg	=	5,41
Guía detonante	0,50 ml/m3 x $ 4,13/ml	=	2,07
Fulminantes	2 u/m3 x $ 0,83/u	=	1,66
Guía de fuego	1,50 ml/m3 x $ 4,13/ml	=	6,20
Barrenos:	$\frac{\$ 479,23/\text{unid.} \times 1,44 \text{ ml/m3}}{200 \text{ ml/unid.}}$	=	3,45
			$ 20,27/m3

c) Maquinaria (incluso combustible y operador)

1 compresor de 365 p.c.m. Diesel

1 m3 = $\frac{319,44/\text{hr} \times 8 \text{ hr}}{4 \text{ perforac.} \times 50 \text{ ml/perf.}}$ = $ 12,72/ml

Una perforadora manual tiene un rendimiento de 50 ml/8 hr.

1 m3 = $\frac{\$ 74,36 \times 8 \text{ hr}}{50 \text{ ml}} = \frac{\$ 11,90/\text{ml}}{24,68/\text{ml}}$

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,44 ml/m3, se tiene:

Maquinaria: 1 m3 = 24,68/ml x 1,44 ml/m3 = $ 35,59/m3

Transporte de Material:

Se empleará un tractor D-6 con un rendimiento de 65 m3/hr

1 m3 = $\frac{675,16/\text{hr.}}{60 \text{ m3/hr.}} =$ 10,22/m3

Resumen:

a) Materiales	$ 20,27
b) Mano de Obra	7,84
c) Maquinaria	45,81
COSTO DIRECTO	$ 73,92/m3
35% Gtos. Grales. y Utilidad	25,87
COSTO TOTAL EXC. MESA EN ROCA	$ 99,79/m3

2.4. Excavación de Cuneta, de Canal en Roca

Igual que en mesa se consulta una faena mecanizada y con uso de explosivos.

a) Mano de Obra

- Perforación: se considera una cuadrilla de 4 perforistas con un rendimiento de 200 ml/día y un rendimiento de perforación medio de 1,44 ml/m3 de roca.

$$1\ m3 = \frac{4 \times \$\ 15,16/hr \times 8\ hr \times 1,44\ ml/m3}{200\ ml/día} = \$\ 3,49/m3$$

- Cargadores:

2 cargadores	x $ 15,16/hr x 8 hr =	$ 242,56
1 ayudante	X $ 10,54/hr x 8 hr =	84,32
4 en taluceo y desquinche	x $ 10,54/hr x 8 hr =	337,28
		$ 664,16/día

$\frac{200}{1,44}$ = 139/m3 día 1 m3 = $\frac{\$\ 664,16/día}{139\ m3/día}$ = $ 4,78 /m3

- 1 compresorista:

$$\frac{\$\ 13,71/hr \times 8\ hr \times 1,44\ ml/m3}{200\ ml/día} = \$\ 0,79/m3$$

b) Materiales

El sistema de perforación, carga y tronadura es similar a la realizada en mesa en roca y se usará una pala retroexcavadora y un tractor D-4.

TRONEX 1	0,05 kg/m3 x $ 29,55/kg	=	$ 1,48
TRONITA E	0,45 kg/m3 x $ 12,01/kg	=	5,41
Guía detonante	0,5 ml/m3 x $ 4,13/ml	=	2,07
Fulminante	2 u/m3 x $ 0,83	=	1,66
Guía de fuego	1,5 ml/m3 x $ 4,13/ml	=	6,20

Barrenos : $\frac{\$\ 479,23/unid \times 1,44\ m3/ml}{200\ ml/unid}$ = 3,45

$ 20,27/m3

c) Maquinaria (incluso combustible y operador)

1 compresor de 365 p.c.m. Diesel

$$1\ m3 = \frac{\$\ 319,44/hr \times 8\ hr}{4\ perf. \times 50\ ml/perf.} = \$\ 12,72/ml$$

1 perforador manual tiene un rendimiento de 50 ml/8 hr.

$$1\ m3 = \frac{\$\ 74,36/hr \times 8\ hr.}{50\ ml} = \$\ 11,90/ml$$

$$\$\ 24.68/ml$$

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,44 ml/m3, se tiene:

Maquinaria: 1 m3 = $ 24,68/ml x 1,44 ml/m3 = $ 35,39/m3

Transporte material:

1 pala retroexcavadora de 1 yd3. Rendimiento 25 m3/hr
1 Tractor Bulldozer D-4

$$1\ m3 = \frac{\$\ 961,93/hr}{40\ m3/hr} = \$\ 24.03$$

Resumen:

a) Materiales	$ 20,27
b) Mano de Obra	9,06
c) Maquinaria	59.62
COSTO DIRECTO	$ 88,95/m3
35% Gastos Generales y Utilidad	29,11
COSTO TOTAL EXC. CUNETA EN ROCA =	$ 118.06/m3

NOTA: Para excavación de canal con material mixto de común y roca, se calculará el precio unitario del material común, ponderando el valor del m3 de material por el % de roca estimado en terreno.

Ejemplo:

$ M común x % común + $ Roca x % Roca = $ Total

2.5. Excavación de Material Duro en Mesa de Canal

La organización de esta faena está basada en un sistema de perforación, carga y detonación, para luego excavar el material removido.

El equipo de perforación estará compuesto por 4 perforistas, con perforadora para tiros largos, con un compresor de 360 r.p.m. con arranque para 4 perforadoras.

La carga y detonación estará a cargo de 2 cargadores y un ayudante, poniendo una carga de pólvora de 0,25 kg. por m3.

Además, se considera un equipo de dos desquinchadores bajando rebarbas y cooperando con el equipo.

Se considera un rendimiento de las 4 perforadoras de 300 ml/día y un rendimiento de perforación de 1,27 ml por m3 de material duro.

Profundidad útil de perforación: 1,8 m.

a) Mano de obra

4 perforistas:

$$1\ m3 = \frac{4 \times \$\ 15,16/hr \times 8\ hr \times 1,27\ ml/m3}{300\ ml/día} = \$\ 2,05/m3$$

2 cargadores	x $ 15,16/hr x 8 hr =	$ 242,56
1 ayudante	x $ 10,54/hr x 8 hr =	84,32
2 desquinch.	x $ 10,54/hr x 8 hr =	168,64
		$ 495,52/d

$$\frac{300\ ml/día}{1,27\ ml/m3} = 236\ m3/día$$

$$1\ m3 = \frac{\$\ 495,52/día}{236\ m3/día} = \$\ 2,10/m3$$

1 compresorista:

$\frac{\$ 13,71/h \times 8\ h \times}{300\ ml}$ 1,27 ml/m3 = $ 0,46/m3

b) Materiales

0,25 kgs./pólvora/m3 x $ 15/kg = $ 3,75

Guía negra 1,5 ml/m3 x $ 4,67/ml = 7,01

Barrenos:

$\frac{\$ 479,23/un \times 1,27\ ml/m3}{300\ ml/unidad}$ = $ 2,03

$ 12,79/m3

c) Maquinaria

1 compresor 365 p.c.m. Diesel

1 m3 = $\frac{\$ 320/h \times 8\ h.}{4\ perf. \times 75\ ml/perf.}$ = $ 8,55

Una perforadora manual tiene un rendimiento de 75 ml/8 h.

1 m3 = $\frac{\$ 74,36 \times 8\ h.}{75\ ml.}$ = $\frac{\$ 7,93/ml}{\$ 16,48}$

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,27 ml/m3, se tiene:

Maquinaria: 1 m^3 = 16,48/ml x 1,27 ml/m^3 = $ 20,93/m^3

Transporte del material:

Se empleará un tractor D-6 con un rendimiento de 66 m3/hora.

1 m^3 = $\frac{\$ 664,30/hr.}{66\ m3\ hr.}$ = $ 10,22/m^3

Resumen:

a) Materiales	$	12,79
b) Mano de obra		4,61
c) Maquinaria		31,15
COSTO DIRECTO	$	48,55/m^3
35% Gtos. Grales.y Utilidad		16,99
TOTAL EXC.MESA EN MAT. DURO	$	65,55/m^3

2.6. Excavación de Material Duro en Cuneta de Canal

Igual que en excavación de mesa, se consulta una faena mecanizada y con uso de pólvora.

a) Mano de obra:

Perforación: se considera una cuadrilla de 4 perforistas con un rendimiento de 300 ml/día y un rendimiento de perforación medio de 1,27 ml/m3 de material DURO.

$$1\ m3 = \frac{4 \times \$\ 15,16/h \times 8h \times 1,27\ ml/m3}{300\ ml/día} = \$\ 2,05/m3$$

2 cargadores x $ 15,16/h x 8h = 242,56

1 ayudante x $ 10,54/h x 8h = 84,32

4 en taluceo y desquinche x $ 10,54/h x 8h = 337,28

$ 664,16/día

$$\frac{300\ ml/día}{1,27\ ml/m3} = 236\ m3/día$$

$$1\ m3 = \frac{\$\ 664,16/día}{236\ m3/día} = \$\ 2,81/m3$$

1 compresorista:

$$\frac{\$\ 13,71/h \times 8h}{300\ ml} \times 1,27\ ml/m3 = \$\ 0,46/m3$$

b) Materiales:

0,25 kg pólvora/m3 x $ 15/kg = $ 3,75

Guía negra 1,5 ml/m3 x $4,67/ml = 7,01

Barrenos:

$$\frac{\$\ 479,23/un. \times 1,27\ ml/m3}{300\ ml/unidad} = 2,03$$

$ 12,79/m3

c) Maquinaria:

1 compresor 365 p.c.m. Diesel

$$1\ m3 = \frac{\$\ 320/h \times 8\ h}{4\ perf. \times 75\ ml/perf.} = \$\ 8,55/ml$$

Una perforadora manual tiene un rendimiento de 75 ml/8 h:

$1\ m^3 = \frac{\$\ 74,36 \times 8\ h.}{75\ ml} = \$\ 7,93/ml$

$\$\ 16,48/ml$

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,27 ml/m3, se tiene:

Maquinaria: $1\ m^3 = \$\ 16,48/ml \times 1,27\ ml/m^3 = \$\ 20,93/m^3$

Transporte de material:

1 pala retroexcavadora de 1 yd^3. Rendimiento 30 m^3/h.

1 tractor Bulldozer D-4

$1\ m^3 = \frac{\$961,93/h}{40\ m3/h} = \$\ 24,05/m^3$

Resumen:

a) Materiales	$	12,79
b) Mano de obra		5,32
c) Maquinaria		44,98
COSTO DIRECTO	$	63,09
35% Gtos. Grales y Utilidad		22,08
TOTAL EXC.MAT.DURO EN CUNETAS		85,17/m^3

2.7. Revestimiento de Canal

Se parte de la base de una planta dosificadora de concreto, situada en un lugar plano próximo al sector de trabajo y que abarque un radio de acción amplio, para evitar un cambio continuo de la planta. La planta abastecerá camiones hormigoneros con un recorrido calculado para que no se disgregue el material, vertiendo el material en bateas elevadas a 1 m. de altura para luego vaciarlo en canoas cortas provistas de buzón. El moldaje será metálico deslizante a lo largo de guías metálicas tirado por cables y poleas en el borde del canal.

El rendimiento del equipo lo impone la planta dosificadora y la distancia de transporte del hormigón, lo que repercute en el número de cuadrillas y de moldajes deslizantes.

La mano de obra consistirá en:

. Preparadores de cancha

. Colocadores de Guía

. Concreteros

. Movedores de moldaje deslizante

. Afinado y curado.

Todo este equipo se considerará para los efectos de rendimiento como un conjunto.

La planta dosificadorá tendrá capacidad para 10m3/hr, abasteciendo con un camión hormigonero 3 frentes de trabajo en el canal

El espesor medio del revestimiento será de 0,10 metros.

2.7.1. Revestimiento de Taludes del Canal

a) Materiales:

Ripio	0,74 m3/m3 hormigón	x $ 129,75/m3	= $ 96,02
Arena	0,37 m3/m3 hormigón	x $ 152,94/m3	= $ 56,59
Cemento	6,4 sacos/m3	x $ 60,50/m3	= $ 387,20
Aditivos antisol	(1,6 kg/m3)	$ 18,73/m3	= $ 18,73
	VALOR TOTAL HORMIGON POR M3		= $ 558,54

b) Mano de Obra para un Frente de Trabajo

8 jornales en preparación de cancha
2 recibidores
2 desparramadores
1 vibrador
2 moldes deslizantes
2 platacheros
1 fraguado

18 jornales. Rendimiento 1,67 m3/hora/cuadrilla.

Se consultan 3 frentes de trabajo:

$$1\ m3 = \frac{3 \times 18\ j \times 10,54/hr \times 8\ hr}{40\ m3/día} = \$\ 113,83/m3$$

c) Maquinaria: (incluso operador y combustible)

- Una planta dosificadora y mezcladora

$1\ m^3 = \frac{\$\ 187,60/hr. \times 4\ hr.}{4\ m3/día} =$ $ 18,77/m^3$

1 camión hormigonero revolvedor

$1\ m^3 = \frac{\$\ 461,20/hr.}{6,5\ m3/hr.} =$ $ 70,33/m^3$

1 tractor con coloso y estanque de agua

$1\ m^3 = \frac{\$\ 87,29/hr.}{6,5\ m3/hr.} =$ $ 13,43/m^3$

- 3 moldes deslizantes $ 4,95/hr.
  4 vibradores de inmersión 13,22/hr.

  $ 18,17/hr.

$1\ m^3 = \frac{\$\ 18,17/hr.}{5\ m3/hr.} =$ $ 3,63/m^3$

- Mano de obra:

1 operador Planta Dosificadora $ 2,65/m^3

Resumen:

a) Materiales	$ 558,54
b) Mano de Obra	116,48
c) Maquinaria	106,16
COSTO DIRECTO	$ 781,18
35% Gastos Grales. y Utilidad	273,41
TOTAL REVEST. TALUDES POR M^3	$ 1.054,59/m^3

Se consulta un espesor medio de revestimiento de 0,10 m.

$1\ m^2 = \$\ 105,46$

2.7.2. Revestimiento de Radier del Canal

Se consulta la misma planta anterior empleada para taludes, pero

sólo con dos frentes de trabajo:

a) Mano de obra

4 jornales en preparación de cancha
2 recibidores
4 carretilleros
2 desparramadores
1 cercha vibradora
2 para arrastre de cercha
2 en junturas
1 en fraguado

18 Jornales

2 frentes x 18 j = 36 jornales

Si el rendimiento de una cuadrilla en 8 hr = 20 m3, o sea,

2,5 m3/hr:

$$1\ m3 = \frac{36 \times \$\ 10,54/hr \times 8\ hr.}{40\ m3/día} = \$\ 75,89/m3$$

b) Materiales:

Ripio	0,74 m3/m3 x	$ 129,75/m3=	$ 96,02
Arena	0,37 m3/m3 x	$ 152,94/m3=	56,59
Cemento	6,4 sacos/m3 x	$ 60,50/u =	387,20
Aditivos antisol		$ 18,73/m3=	18,73
		TOTAL =	$ 558,54

c) Maquinaria:

Se empleará la misma usada en taludes, sin moldes deslizantes ni vibradores de inmersión, pero sí con cerchas vibradoras.

Maquinaria = $ 102,53

2 cerchas vibradoras:

$$1\ m3 = \frac{2 \times \$\ 7,60/hr}{5\ m3/hr} = \$\ 3,04/m3$$

Combustible:

$$1\ m3 = \frac{\$\ 3,50/hr}{5\ m3/hr} = \$\ 0,70/m3$$

Resumen:

a) Mano de obra	$	75,89
b) Materiales		558,54
c) Maquinaria		105,57
d) Combustible		0,7
COSTO DIRECTO	$	740,70
35% Gastos Grales. y Utilidad		257,09
COSTO TOTAL REVEST. RADIER	$	997,79/m3

Se consulta un espesor medio de radier de 0,10 m.

1 m2 = $ 99,78

2.8 Excavación para Obras de Arte

a) Excavación a mano en material común

$$1\ m3 = \frac{\$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{5\ m3/día} = \$\ 16,86/m3$$

b) Carguío y transporte en carretilla a 10 m.

$$1\ m3 = \frac{\$\ 10,54 \times 8\ hr}{15\ m3/día} = \$\ 5,62/m3$$

c) Carretillas, chuzos, palas (10%) $ 2,25/m3

COSTO DIRECTO	$	24,73/m3
35% Gtos. Grales y Utilidad		8,66

TOTAL EXC. OBRAS DE ARTE A MANO 33,39/m3

2.9 Relleno para Obras de Arte

a) Excavación en tierra suelta y descarga con carretilla en zanja:

$$1\ m3 = \frac{4j \times \$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{32\ m3/día} = \$\ 10,54/m3$$

b) Esparcir:

$$1\ m3 = \frac{2j \times \$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{32\ m3/día} = \$\ 5,27/m3$$

c) Compactador tipo "Sapo":

1 jornal	=	$ 10,54/hr
1 sapo	=	16,52/hr
		$ 27,06/hr

1 m3 = $\frac{8 \text{ hr} \times \$ 27,06/\text{hr}}{32 \text{ m3/día}}$ = $ 6,77/m3

COSTO DIRECTO	$ 22,58/m3
35% Gastos Generales y Utilidad	7,90
COSTO TOTAL RELLENO EXC. OBRAS DE ARTE	$ 30,48/m3

2.10. Armaduras:

a) Suministro de fierro	$ 8,76 kg.
b) Flete (Santiago-Talca)	0,12
c) Alambre 0,015 kg x $ 14,50/kg	0,22
d) Estirado 2jx$10,54/hrx8hr /300 kg/día	0,56

e) Corte, doblado y ubicación:

1 maestro 1a.	$ 15,16/hr
1 ayudante	11,38/hr
	$ 26,54/hr

1 kg = $\frac{\$ 26,54/\text{hr} \times 8 \text{ hr}}{120 \text{ kg/día}}$ = 1,77

f) Varios	$ 0,07
COSTO DIRECTO	$ 11,50/kg
35% Gtos. Gles. y Utilidad	4,03
TOTAL	$ 15,53/kg

2.11. Moldaje Plano

Se confeccionarán de 1,50 m. x 3,00 m. enmarcados en todo el contorno en roble cepillado con cubierta de pino machihembrado y cepillado. Se le dará 5 usos.

a) Materiales

3,5 roble 2" x 3"; 3,5 x 0,6" x $ 112/" = $ 235,20

Materiales

10 pinos de 1" x 6"; 10 x 0,6" x $ 31,96/" = $ 191,76

Clavos 0,2 kg/m2 x 4,5 m2 x $ 17,00/K = 15,30

Aceite desmoldante $\frac{\$ 49,58/kg \times 4,5\ m2}{80\ m2/kg}$ = $ 2,79

$ 445,05

$1\ m2 = \frac{\$ 445,05}{4,5\ m2 \times 3\ usos} = \$ 32,97/m2$

b) Mano de Obra:

1 maestro de 1a. $ 15,16/hr
1 ayudante $ 11,38/hr

$ 26,54/hr

Rendimiento: 4 tableros de 4,5 m2 c/u al día

$1\ m2 = \frac{\$ 26,54/hr \times 8\ hr}{4 \times 4,5\ m2 \times 3\ usos} = \$ 3,93/m2$

c) Transporte interno

$\frac{1\ jornal \times \$ 10,54/hr \times 8\ hr}{50\ m2} = \$ 1,69/m2$

1 coloso y tractor: $\frac{\$ 32,22/hr}{45\ m2} = \$ 0,72/m2$

Combustible: $\frac{\$ 8,44/hr}{45\ m2} = \$ 0,19/m2$

Operador tractor: $\frac{\$ 26,55/hr}{45\ m2/h} = \$ 0,59/m2$

d) Limpieza:

$\frac{\$ 10,54/hr \times 8\ hr}{15\ m2} = \$ 5,62/m2$

e) Colocación:

Alambre 0,25 kg/m2 x $ 14,50/kg = $ 3,63/m2
Clavos 0,20 Kg/m2 x $ 17,00/Kg = 3,40/m2

$ 7,03/m2

1 maestro de 1a. $ 15,16/hr
1 ayudante $ 11,38/hr

$ 26,54/hr

$$1\ m2 = \frac{\$\ 26,54/hr \times 8\ hr}{27\ m2} = \$\ 7,86/m2$$

f) Descimbre:

Se consulta un rendimiento de 16 tableros/j/día.

$$1\ m2 = \frac{\$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{72\ m2} = \$\ 1,17/m2$$

g) Alzaprimas y andamios para 3 m.:

6 cuartones 4" x 4" x $ 28,14 c/u	= $	168,84
1 tabla 2" x 6" x 28,14 c/u	=	28,14
3 tablones 2" x 10" x 28,14 c/u	=	84,42
1 kg de clavos x $ 17/kg		17,00
	$	298,40

Se consulta para 5 usos:

$$1\ m2 = \frac{\$\ 298,40}{5 \times 9\ m2} = \$\ 6,63/m2$$

Transporte interno andamiaje:

$$\frac{1\ jornal \times \$\ 10,54 \times 8\ hr}{27\ m2} = \$\ 3,12/m2$$

Combustible: $\frac{8,44/hr}{18\ m2}$ = $ 0,47/m2

1 coloso con tractor: $\frac{32,22/hr}{18\ m2}$ = $ 1,79/m2

Operador tractor: $\frac{26,55/hr}{18\ m2}$ = $ 1,48/m2

Colocación = $ 7,86/m2

Resumen:

a) Mano de obra	$ 33,32
b) Materiales	46,63
c) Maquinaria	2,51
d) Combustible	0,66
COSTO DIRECTO	$ 83,12

Resumen (continúa)

35% Gastos Grales y Utilidad	$ 29,09
COSTO TOTAL MOLDAJE RECTO	$ 112,21/m2

2.12. Moldaje curvo

a) Materiales:

12" de Pino x $ 31,96	=	$ 383,52
0,8 kg. clavos x $ 17,00/kg.	=	13,60
		$ 397,12

1 m2 = $\frac{\$\ 397,12}{5\ m2 \times 2\ usos}$ = $ 39,71/m2

b) Confección:

1 maestro de 1a.	=	$ 15,16/hr
1 ayudante	=	11,38/hr
		$ 26,54/hr

1 m2 = $\frac{\$\ 26,54/hr \times 8\ hr}{5\ m2 \times 2\ usos \times 2\ tableros}$ = 10,61/m2

c) Desmoldante: $ 0,21/m2

d) Limpieza: $\frac{\$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{15\ m2}$ = $ 5,62/m2

e) Transporte interno:

1 jornalero, 1 operador tractor
1 tractor y coloso = $ 3,19/m2

f) Colocación:

Alambre 0,25 Kg/m2 x $ 14,50/kg	=	$ 3,63/m2
Clavos 0,2 kg/m2 x $ 17,00/kg	=	3,40/m2
		$ 7,03/m2

Mano de obra:

1 maestro 1a.	=	$ 15,16/hr
1 ayudante	=	11,38/hr
		$ 26,54/hr

1 m2 = $\frac{\$ 26,54/hr \times 8 hr}{18 m2}$ = $ 11,80/m2

g) Descimbre:

Mano de obra:

1 m2 = $\frac{\$ 10,54/hr \times 8 hr}{72 m2}$ = $ 1,17/m2

Alzaprimas y andamios para 3 m. (materiales) $ 6,63/m2

h) Transporte interno:

$\frac{1 j \times \$ 10,54/hr \times 8 hr}{50 m2}$ = $ 1,69/m2

1 coloso y un tractor:

$\frac{\$ 32,22/hr}{45 m2}$ = $ 0,72/m2

Combustible: $\frac{\$ 8,44/hr}{45 m2}$ = $ 0,19/m2

Operador tractor:

$\frac{\$ 26,55/hr}{45 m2}$ = $ 0,59/m2

Colocación: = $ 11,80/m2

Resumen:

a) Mano de obra	$ 45,56
b) Materiales	53,58
c) Maquinaria	1,44
d) Combustible	0,38
COSTO DIRECTO	$ 100,96
35% Gastos Grales y Utilidad	35,34
COSTO TOTAL MOLDAJE CURVO	$ 136,30/m2

2.13. Hormigón de 170 kg c/m3

a) Elaboración: se ocupa una cuadrilla de 5 jornaleros:

$$\frac{5\ j \times \$\ 10,54 \times 8\ hr}{18\ m3/día} = \$\ 23,42/m3$$

b) Materiales:

Ripio 1,0 m3/m3 x $ 129,75/m3=		$ 129,75
Arena 0,5 m3/m3 x $ 152,94/m3=		76,47
Cemento 4 bolsas x $ 60,50/u =		242,00
		$ 448,22/m3

c) Maquinaria:

1 betonera de 7 pie3	=	$ 8,26/hr
1 estanque de agua	=	3,30/hr
1 vibrador de inmersión	=	3,30/hr
		$ 14,86/hr

$$1\ m3 = \frac{\$\ 14,86/hr \times 8\ hr}{18\ m3/día} = \$\ 6,60/m3$$

d) Colocación:

$$\frac{4\ j \times \$\ 10,54/hr \times 8\ hr}{18\ m3/día} = \$\ 18,74/m3$$

Resumen:

a) Mano de obra	$ 42,16
b) Materiales	448,22
c) Maquinaria	6,60
COSTO DIRECTO	$ 496,98/m3
35% Gastos Generales y Utilids.	173,94
COSTO TOTAL HORM. 170 kg. c/m3	$ 670,92/m3

2.14 Hormigón de 255 kg c/m3

a) Elaboración: Similar al de 170 kg c/m3 = $ 23,42/m3

b) Materiales:

Ripio	= 1,0 m3/m3 x $ 129,75/m3	=	$ 129,75
Arena	= 0,5 m3/m3 x $ 152,94/m3	=	76,47
Cemento	= 6 bolsas x $ 60,50/u	=	363,00
			$ 569,22

c) Maquinaria: Similar al de 170 kg. c/m3 = $ 6,60/m3

d) Colocación: Similar al de 170 kg. c/m3 = $ 18,74/m3

Resumen:

a) Mano de obra	$ 42,16
b) Materiales	569,22
c) Maquinaria	6,60
COSTO DIRECTO	$ 617,98/m3
35% Gastos Grales y Utilidades	216,29
COSTO TOTAL HORM. 250 kg. c/m3	$ 834,27/m3

2.15. Hormigón de 300 kg c/m3

a) Elaboración, colocación y maquinarias = $ 48,76/m3

b) Materiales:

Ripio	1,0 m3/m3 x $ 129,75	=	$ 129,75
Arena	0,5 m3/m3 x $ 152,94	=	76,47
Cemento	7 sacos x $ 60,50	=	423,50
			$ 629,72
	COSTO DIRECTO		$ 678,48/m3
	35% Gastos Generales y Utilidad		237,47
COSTO TOTAL HORMIGON DE 300 kg c/m3			$ 915,95/m3

2.16. Hormigón de 340 kg c/m3

a) Elaboración, colocación y maquinaria = $ 48,76/m3

b) Materiales:

Ripio	1,0 m3/m3 x $ 129,75	=	$ 129,75
Arena	0,5 m3/m3 x $ 152,94	=	76,47
Cemento	8 sacos x $ 60,50	=	484,00
			$ 690,22
COSTO DIRECTO			$ 738,98/m3
35% Gastos Generales y Utilidad			258,64
COSTO TOTAL HORMIGON DE 340 kg c/m3			$ 997,62/m3

2.17. Escarpe

Desde el 2.17. hasta el 2.27. los precios unitarios son del embalse Litú.

a) Alojamiento y acumulación de material suelto con bulldozer CAT D-8

$$\frac{\$\ 1.138.58}{180\ m3/hr} = \$\ 6.33/m3$$

b) Aflojamiento y acumulación de material compacto o roca descompuesta con bulldozer CAT D-8

$$\frac{\$\ 1.138.58}{120\ m3/hr} = \$\ 9.49/m3$$

c) Costo ponderado:

30% material suelto : 6.33 x 0,3 = $ 1.90

70% material compacto : 9.49 x 0,7 = $ 6.64 $ 8.54/m3

d) Carguío con cargador frontal de 2 $\frac{1}{2}$ yd3

$$\frac{\$\ 562.70}{90\ m3/hr} = \$\ 6.25/m3$$

e) Costo fijo camión: se estima que el camión pierde 5 min. de tiempo entre espera y car-

guío, y se aplica el 50% de la tarifa durante ese lapso:

$$\frac{50\% \times \$\ 341.07/hr \dfrac{5\ min.}{60\ min/hr.}}{5\ m3} = \$\ 2,84/m3$$

Transporte a 500 mts.

Velocidad ida 15 km/hr

Tiempo ida= $\dfrac{0,5\ km \times 60\ min/hr}{15\ km/hr}$ = 2 min.

Tiempo descarga 1 min.

Velocidad vuelta 20 km/hr

Tiempo vuelta= $\dfrac{0,5\ km \times 60 min/hr}{20\ km/hr}$ = 1,5 min.

Tiempo total del ciclo 4,5 min.

Rendimiento = $\dfrac{60\ min/hr \times 5\ m3/ciclo}{4,5\ min/ciclo}$ = 66,7 m3/hr

Costo Transporte = $\dfrac{\$\ 341.07}{66.7\ m3/hr}$ = $ 5.11/m3

f) Costo total $ 22.74/m3

Recargo 35% 7.96

Precio unitario $ 30.70/m3

2.18. Rock-fill

a) Explotación de cantera con perforadoras tipo "Down The Hole". Se hacen perforaciones distanciadas una de otra a 3 mts. en un sentido y 3,5 mts. en el otro.

Factor de Perforación: 3,0 x 3,5 = 10,5 m3/ml

Compresor de 600 CFM	$ 401.37/hr
2 Equipos DTM a $ 232,60/hr.	$ 465.36
2 maestros de 1ra. a $ 50,41/hr.	$ 100.83
2 ayudantes a $ 34,13/hr.	$ 68.25
	$ 1.035.81/hr

Rendimiento del Conjunto: 9 ml/hr

Costo Perforación: $\frac{\$\ 1.035.81/hr}{9\ ml/hr} = \$\ 115.09$

Costo perforación por m3: $\frac{\$\ 115.09/ml}{10,5\ m3/ml} = \$\ 10.96/m3$

b) Explosivos: se estima remover la roca con un factor de explosivos de 0,3 kg/m3.

Amon Gel 60%: 15% x 0,30 kg/m3 x $ 38.78/kg = $ 1.75/m3

Tronita :85% x 0,30 kg/m3 x $ 8.53/kg = $ 2.18/m3

Guía detonante:

$\frac{1,4\ ml\text{-}guía/ml\ perf. \times \$\ 4.27/ml\text{-}guía}{10,5\ m3/ml\ perf.} = \$\ 0.57/m3$

Sub-Total Explosivos $ 4.50/m3

3% detonadores, herramientas, implementos 0.19

Costo Unitario Explosivos $ 4.69

Tronadura: diariamente se tronará

9 ml/hr x 5 hr/día x 10,5 m3/ml = 472,5 m3/día

Este volumen se carga y truena con 2 maestros de 1ra.

2 maestros de 1ra. c $ 282.12/día = $ 564.25/día

Costo unitario tronadura: $\frac{\$\ 564.25/día}{472,5\ m3/día} = \$\ 1.19/m3$

c) Remoción y selección con Bulldozer Cat D-8

$\frac{\$\ 1.138.58/hr}{140\ m2/hr} = \$\ 8.13/m3$

Costo Acumulado $ 24.97/m3

80% material aprovechable = $\frac{\$\ 24.97/m3}{0,8} = \$\ 31.21/m3$

d) Carguío con cargador frontal de 2 $\frac{1}{2}$ yd3

$\frac{\$\ 562.70}{60\ m3/hr}$ = $ 9.38/m3

e) Costo Fijo Camión (según 2.12.) $ 2.84/m3

Transporte a 500 mts., se recarga el costo del transporte calculado para el item 1 en un 35% por tratarse de roca:

$ 5.04/m3 x 1,35 = $ 6.80 /m3

Sub-total $ 50.23/m3

18% de esponjamiento de cantera a muro (incluye sobre perfiles: $\frac{\$50.22/m3}{1,18}$ = $ 42.56/m3

f) Acomodación en capas de 2 mts. con bulldozer Cat D-8

$\frac{\$\ 1.138.58}{200\ m3/hr}$ = $ 5.69/m3

g) Compactación con rodillo vibrador

$\frac{\$\ 401.37}{300\ m3/hr}$ = $ 1.34/m3

h) Riego con monitores: se estima una producción de 2.000 m3/día

2 motobombas x	$ 248.29/hr =	$ 496.38/hr
2 monitores x	$ 25.21/hr =	$ 50.42/hr
		$ 546.80/hr
$ 546.80/hr x 4 hr/día	=	$ 2.187.20/día
3 jornaleros x	$ 145.62/día=	$ 436.86/día
		$ 2.624.06

Costo unitario riego $\frac{\$\ 2.624.06}{2.000\ m3}$ = $ 1.31/m3

i) Costo Unitario Total $ 50.90 /m3

Recargo 35% 17.82

Precio unitario $ 68.72/m3

2.19. Hormigón colocado en losas y cuadrícula de apoyo

a) Aridos: compra a proveedor local puesto en pozo sobre camión: $ 29.09/m3

Subcontrato de transporte a 20 kms. (camión plano) $ 96.95/m3

Costo por m3 de árido $ 126.04/m3

1,4 m3 árido/m3 hormigón a $ 126.04/m3 árido $ 176.46/m3

b) Cemento: 7 sacos por m3 de hormigón a $ 56.23/s $ 393.62/m3

Costo unitario Materiales $ 570.08/m3

c) Alimentación planta dosificadora de hormigón

Cargador frontal 2 1/2 yd3 $\frac{\$ 562.70/hr}{30\ m3/hr}$ $ 18.76/m3

d) Dosificación de hormigón

Planta dosificadora Ross	$ 131.85/hr
Grupo generador planta (15 kVA)	$ 73.68/hr
Operador planta (chofer)	$ 48.28/hr
4 jornaleros x $ 25.98/hr	$ 103.93/hr
	$ 357.74/hr

Rendimiento del conjunto 12 m3/hr

Costo unitario dosificación $\frac{\$ 357.74/hr}{12\ m3/hr}$ = $ 29.81/m3

e) Transporte y mezcla en camión betonera

$\frac{\$ 461.29/hr}{6\ m3/hr}$ = $ 76.88/m3

f) Colocación con bomba de hormigón

Bomba Schwing			$ 597.21/hr
2 maestros de 1a.	x	$ 50.41/hr	100.82
4 ayudantes	x	$ 34.13/hr	136.52

2 jornaleros x $ 25.98/hr $ 51.96

$ 886.51/hr

Rendimiento del conjunto 12 m3/hr

Costo Unitario colocación $ 886.51/hr / 12 m3/hr = $ 73.88/m3

Varios Adicionales (moldajes, estacas, fraguado, etc.) 96.95/m3

g) Costo unitario total $ 866.36/m3

Recargo 35% 303.23

Precio Unitario $ 1.169,59

2.20. Juntas de cobre entre losas

a) Se usa plancha de 1 mm. de espesor y 50 cms. de ancho

Peso de la plancha 8,9 kg/m2

Peso de cobre en junturas 4,50 kg/ml

4,5 kg/ml x $ 135.73/kg $ 610.79

Otros materia les (PVC,asfalto, pintura, Igol) 146.59

Costo Unitario Materiales $ 757.38

b) Preparación juntas y colocación

1 maestro de 1era. $ 282.12/día

2 ayudantes x $ 190.99/día 381.98

$ 664.10/día

Rendimiento de la cuadrilla 5 ml/día

Costo Unitario preparación y colocación juntas

$ 664.10/día / 5 ml/día = $ 132.82/ml

c) Costo Unitario Total $ 890.20/ml

Recargo 35% 311.57/

Precio Unitario $ 1.201,77

2.21. Roca Gruesa

Costo Acumulado según 2.18.	$ 24.97/m3	
Carguío (idem 2.18.)	9.38	
Costo Fijo camión (id. 2.18.)	2.84	
Transporte (id. 2.18.)	6.80	
Sub-Total	$ 43.99/m3	
Esponjamiento y sobre perfil: 18%		
$\frac{\$ 44.02/m3}{1,18}$ =	$ 37.31/m3	
Acomodación en capas (id. 2.18.)	5.69	
Compactación (idem 2.18.)	1.34	
Riego (idem 2.18.)	1.31	
Costo Unitario Total		$ 45.65/m3
Recargo 35%		15.98
Precio Unitario		$ 61.63/m3

2.22. Roca Menor

Costo esponjado según item 2.21.	$ 37.31/m3	
Acomodación en capas de 1 mt. (idem 2.18.)	5.69	
Compactación con rodillo vibrador	2.00	
$\frac{\$ 401.37}{200 m3/hr}$ = $ 2.00/m3		
Riego (idem 2.18.)	1.31	
Costo Unitario Total		$ 46.31/m3
Recargo 35%		16.21
Precio Unitario		$ 62.52/m3

2.23. Núcleo

a) Remoción empréstito con Bulldozer CAT D-8

$\frac{\$\ 1.138,58/hr}{240\ m3/hr}$ = $ 4.74/m3

b) Carguío con cargador frontal de 2 $\frac{1}{2}$ yd3

$\frac{\$\ 562.70/hr}{90\ m3/hr}$ = $ 6.25/m3

c) Costo Fijo Camión (idem 2.17.) $ 2.84/m3

Transporte a 3.5 kms.

Velocidad ida 35 km/hr

Tiempo ida = $\frac{3,5\ km \times 60\ min/hr}{35\ km/hr}$ = 6 min.

Tiempo descarga 1 min.

Velocidad vuelta 45 km/hr.

Tiempo vuelta

$\frac{3,5\ km \times 60\ min/hr}{45\ km/hr}$ = 4.7 min.

Tiempo Total Ciclo 11.7 min.

Rendimiento

$\frac{60\ min/hr \times 5\ m3/ciclo}{11.7\ min/ciclo}$ = 25.6 m3/hr

Costo Transporte $\frac{\$\ 341.07/hr}{25.6\ m3/hr}$ $ 13.32/m3

d) Acomodación en capas de 0.20 mts. de espesor

Bulldozer CAT D-6 $\frac{\$\ 675.16/hr}{260\ m3/hr}$ $ 2.70/m3

e) Compactación con 6 pases de pata de cabra

Bulldozer CAT D-6 $ 675.16/hr

Rodillo pata de cabra 58.17/hr

$ 733.33/hr

$\frac{\$\ 733.33/hr}{70\ m3/hr}$ = $ 10.48/m3

Riego

Camión regador	$ 242.18/hr
1 jornalero	$ 25.98/hr
	$ 268.16/hr

$\frac{\$ 268.16/hr}{70\ m3/hr}$ = $ 3.83/m3

f) Costo Unitario Total $ 44.16/m3

Recargo 35% 15.46

Precio Unitario $ 59.62/m3

2.24. Filtros

a) Compra de material en pozo puesto acoplo $ 23.27/m3

b) Carguío camión con cargador de 2 $\frac{1}{2}$ yd3

$\frac{\$ 562.70}{60\ m3/hr}$ = $ 9.38/m3

c) Costo fijo camión (idem 2.18.) $ 2.84/m3

d) Transporte a 20 km

Velocidad ida 55 km/hr

Tiempo ida $\frac{20\ kms \times 60\ min/hr}{55\ km/hr}$ 21,8 min

Tiempo descarga 1 min

Velocidad vuelta 70 km/hr

Tiempo vuelta $\frac{20\ kms \times 60\ min/hr}{70\ km/hr}$ 17,1 min

Tiempo total ciclo 39,9 min

Rendimiento:

$\frac{60\ min/hr \times 5\ m3\ ciclo}{39,9\ min/ciclo}$ = 7,5 m3/hr

Costo Transporte $\frac{\$ 341.07/hr}{7,5\ m3/hr}$ = $ 45.48/m3

e) Acomodación en capas de 20 cms. (según 2.23) $ 2.70/m3

f) Compactación con rodillo vibrador arrastrado con tractor agrícola

Rodillo Vibro Werken	$ 133.79/hr	
Tractor Agrícola	$ 168.50/hr	
	$ 302.29/hr	
$\frac{\$ 302.29}{80\ m3/hr}$ =		$ 3.78/m3

g) Riego

Camión regador	$ 242.18/hr	
1 jornalero	$ 25.98/hr	
	$ 268.16	
$\frac{\$ 268.16/hr}{80\ m3/hr}$		$ 3.35/m3

h) Costo Unitario Total	$ 90.80/m3
Recargo 35%	31.78
Precio Unitario	$ 122.58/m3

2.25. Materiales Finos para Núcleo y Zonas Exteriores en Alternativo 3.-

Se considera el mismo costo que los materiales para núcleo haciendo variar el transporte de 3,5 kms. a 4 kms.

a) Costo Unitario Material Núcleo	$ 44.21/m3
Se resta el costo de transporte 3,5 kms.	13.38
Costo sin transporte	$ 30 .83 /m3

b) Transporte a 4 kms.

Velocidad ida	40 km/hr
Tiempo ida $\frac{4\ kms \times 60\ min/hr}{40\ km/hr}$	6 min
Tiempo descarga	1 min
Velocidad vuelta	50 km/hr

Tiempo vuelta $\frac{4 \text{ kms} \times 60 \text{ min/hr}}{50 \text{ km/hr}}$ 4,8 min

Tiempo total del ciclo 11,8 min

Rendimiento $\frac{60 \text{ min/hr} \times 5 \text{ m3/ciclo}}{11,8 \text{ min/ciclo}}$ 25,4 m3/hr

Costo Transporte	$	13.38/m3
c) Costo Unitario Total	$	44.21/m3
Recargo 35%		15.47
Precio Unitario	$	59.68/m3

2.26. Rip-Rap

a) Costo Acumulado según 2.18.	$	24.97 /m3
60% de material aprovechable		
$\frac{\$ 24.97/m3}{0,6}$ =	$	41.62/m3
b) Carguío (idem 2.18.)	$	9.38/m3
c) Costo Fijo Camión (idem 2.18.)	$	2.84/m3
d) Transporte a 500 mts. (idem 2.18.)	$	6.80/m3
Sub Total	$	60.64/m3
25% esponjamiento		
$\frac{\$ 60.64/m3}{1,25}$ =	$	48.51/m3

e) Acomodación en talud

Retroexcavadora Bucyrus 228 de 3/4 yd3 $ 618.93/hr

2 jornaleros x $ 25.98/hr $ 51.96

$ 670.89/hr

$\frac{\$ 670.89/hr}{30 \text{ m3/hr}}$ $ 22.36/m3

f) Costo Unitario Total	$	70.87/m3
Recargo 35%		24.80
Precio Unitario	$	95.67/m3

2.27. Armaduras

a) Suministro, flete y pérdidas			$ 10.28/kg
b) Preparación y colocación			
1 maestro de 1ra.	$ 282.12/día		
1 ayudante	$ 190.99/día		
	$ 473.11/día		
Rendimiento cuadrilla	170 kg/día		
Costo = $\frac{\$ 473.11/día}{170 kg/día}$	=		$ 2.78/kg
c) Costo Unitario Total			$ 13.06/kg
Recargo 35%			4.57
	Precio Unitario		$ 17.63/kg

2.28. Hormigón de 170 kg c/m3

Desde 2.28 a 2.35 son precios unitarios de las obras de arte construídas en la zona Lircay-Panguilemu. Se incluye el cálculo del valor de los áridos y fierro debido a una menor longitud de tans - porte que en este caso es de 5 km. Los costos de elaboración y de maquinaria se tomarán de los análisis análogos ya realizados.

a) Ripio (costo unitario)

Despeje del frente de trabajo :	$\frac{10,54}{10}$ =	$	1,05
Carguío: 1,5 m3/peón hora	$\frac{10,54}{1,5}$	$	7,03
10% de herramientas y vigilancia		$	0,81
Acarreo: (5 km x 1,6 x 4,23 $/km ton.)		$	33,84
Descarga: 2 m3/peón hora	$\frac{10,54}{2}$	$	5,27
10% vigilancia		$	0,53
		$	48,53/m3

b) Arena (costo unitario)

Despeje del frente de trabajo :	$	1,05
Cernido : 0,5 m3/peón hora : 10,54x2	$	21,08
Carguío a camión : 1,5 m3/peón hora	$	7,03
10% de vigilancia	$	2,92
Acarreo a 5 km	$	33,84
Descarga a 2 m3/peón	$	5,27
10% de vigilancia	$	0,53
	$	71,72/m3
c) Elaboración	$	23,42/m3
d) Materiales:		
Ripio 1,0 m3/m3 a $ 48,53/m3	$	48,53/m3
Arena 0,5 m3/m3 a $ 71,72/m3	$	35,86
Cemento 4 bolsas a 60,50/u	$	242,00
	$	326,39/m3
e) Maquinaria	$	6,60/m3
f) Colocación	$	18,74/m3
TOTAL COSTO DIRECTO	$	375,15/m3
35% Gastos Generales y Utilidades	$	131,30
COSTO TOTAL Hormigón 170 kg c/m3	$	506,45/m3

2.29. Hormigón de 255 kg c/m3

a) Elaboración	$	23,42/m3
b) Materiales:		
Ripio : 1,0 m3/m3 a $ 48,53/m3	$	48,53
Arena : 0,5 m3/m3 a 71,72/m3	$	35,86
Cemento: 6 bolsas x 60,50	$	363,00
c) Maquinaria	$	6,60
d) Colocación	$	18,74
TOTAL COSTO DIRECTO	$	496,15/m3
35% Gastos Generales y Utilidades	$	173,65
COSTO TOTAL Hormigón 255 kg c/m3	$	669,80/m3

2.30. Hormigón de 300 kg c/m3

a) Elaboración, colocación y maquinarias	$	48,76/m3
b) Materiales:		
Ripio : 1,0 m3/m3 a $ 48,53/m3	$	48,53
Arena : 0,5 m3/m3 a $ 71,72/m3	$	35,86
Cemento: 7 sacos x $ 60,50	$	423,50
TOTAL COSTO DIRECTO	$	556,65/m3
35% Gastos Generales y Utilidades	$	194,83
COSTO TOTAL Hormigón 300 kg c/m3	$	751,48/m3

2.31. Hormigón de 340 kg c/m3

a) Elaboración, colocación y maquinarias	$	48,76/m3
b) Materiales:		
Ripio : 1,0 m3/m3 a $ 48,53/m3	$	48,53
Arena : 0,5 m3/m3 a $ 71,72/m3	$	35,86
Cemento: 8 sacos x $ 60,50	$	484,00
TOTAL COSTO DIRECTO	$	617,15/m3
35% Gastos Generales y Utilidades	$	216,00
COSTO TOTAL Hormigón 340 kg c/m3	$	833,15/m3

2.32. Armaduras

a) Precio del kg de Fe:		
Flete en F.C. Talcahuano-Talca	$	147,97/Ton
Carguío carro camión: 2 hr peón/Ton	$	21,08
Flete Talca-obra: 20 km x $ 4,23	$	84,60
Descarga camión bodega: 2 hr peón/Ton	$	21,08
Flete por Ton	$	274,73
Flete por Kg	$	0,27
Valor en Huachipato	$	8,40
Valor kg de fierro suministrado	$	8,67/kg

b) Suministro de fierro	$	8,67/kg
c) Flete Santiago-Talca	$	0,12
d) Alambre 0,015 kg x $ 14,50/Kg	$	0,22
e) Estirado 2 j x $ 10,54/hrx8hr/300 kg/día	$	0,56
f) Corte, doblado y ubicación	$	1,77
g) Varios	$	0,07
COSTO DIRECTO	$	11,41/kg
35% Gastos Generales y Utilidad	$	3,99
TOTAL	$	15,40/kg

2.33. Enrocado de 0.30 y 0.40 m de diámetro

a) Extracción según costo acumulado item 2.18 $ 24.97

b) Carguío según item 2.18. $ 9.38

c) Costo fijo de camión según item 2.18. $ 2.84

d) Transporte a 25 km $

velocidad cargado 35 km/hora
velocidad vacío 55 km/hora
tiempo de descarga 1 minuto

tiempo total del ciclo 71 minutos

rendimiento horario 4.23 m3

costo transporte $\frac{\$ 341.07}{4.23} = 77$ $ 80.63

Subtotal $ 117.82

e) esponjamiento y sobre perfil 18% valor definitivo $ 99.91

f) acomodación en capas a mano

rendimiento horario 0.094 m3
jornal horario $ 10.54 $ 112.13

g) compactación y riego según item 2.18. $ 2.71

$ 214.75

recargo 35% 75.04

Precio unitario $ 289.79

2.34. Pedraplén de 0.20 m de diámetro

a) compra de material en cancha		$ 23.26
b) carga con cargador frontal		
rendimiento 60 m3/hora		
costo $\frac{\$ 562.70}{60}$		$ 9.38
c) costo fijo camión		$ 2.84
d) transporte a 10 km		$
velocidad cargado 35 km/hora velocidad vacío 55 km/hora		
tiempo de descarga 1 minuto		
tiempo total del ciclo 28.9 minutos		
rendimiento horario 10.38 m3		
costo transporte $\frac{\$ 341.07}{10.38}$		$ 32.85
e) acomodación en capas a mano		$ 112.13
f) compactación y riego		$ 2.71
		$ 183.17
	recargo 35%	$ 64.11
	Precio unitario	$ 247.28

2.35. Tubos de cemento comprimido

Se determinará el costo del metro lineal de tubos colocados de cemento comprimido tipo alcantarillado para diámetros de 0.30, 0.40, 0.50, 0.60 y 0.80 m. Para todos ellos se considerará un costo uniforme de colocación.

a) Precio de adquisición y de transporte

Para el transporte se considera una distancia media de 25 km a razón de $ 4.23 por tonelada-kilómetro.

Diametro	Costo ($)	Peso (kg)	Costo Transporte ($)
0.20	33.92	53	5.60
0.30	61.46	94	9.94
0.40	98.18	160	16.92
0.50	127.71	200	21.15
0.60	183.59	250	26.44
0.80	399.11	520	54.99

b) Colocación

Se ha estimado que un maestro de primera con un jornal horario de $ 15.16 con dos ayudantes de un jornal horario cada uno de $ 11.38 colocan un tubo por hora. En esta forma se tiene que el costo de colocación es de $ 37.92 por metro lineal.

c) Costo total.

Sumando los tres rubros calculados se tiene:

Diámetro	Costo ($)	35% G.Generales y Utilidad ($)	Precio unitario ($)
0.20	77.44	27.10	104.54
0.30	109.32	38.26	147.58
0.40	153.02	53.56	206.58
0.50	186.78	65.37	252.15
0.60	247.95	86.78	334.73
0.80	492.02	172.21	664.23

E. ANALISIS DE COSTOS A PRECIOS SOCIALES

En la evaluación social de los costos, en general, se ha conservado la estructura de análisis y cálculo que se empleó en la evaluación de los costos a precios privados. La única modificación fue reemplazar los precios privados por su valor social equivalente en los casos en que ambos diferían.

En consecuencia, el presente capítulo es una exposición de la metodología que se empleó, tanto para identificar los precios privados que contienen distorsiones, como para estimar el correspondiente precio social, seguida de la correspondiente determinación de los costos unitarios a precios sociales.

1. CRITERIOS UTILIZADOS EN LA EVALUACION

En términos generales, se han adoptado los criterios propuestos por ODEPLAN en su informe "Preparación y Presentación de Proyectos de Inversión", complementados en el aspecto cuantitativo, con el Anexo "Precios Sociales de Factores" elaborado por la misma oficina, que establece los costos sociales correspondientes a Abril de 1977 y fija el procedimiento para actualizarlos a otras fechas.

La realización del proyecto requiere que el Estado, como demandante, participe en un solo mercado, que es el de la construcción, cuya oferta está dada por los contratistas, que son las empresas constructoras. Sin embargo, se ha supuesto que la oferta en este mercado es perfectamente elástica, tanto por estar actualmente deprimida la construcción respecto a sus niveles históricos, como por la elevada movilidad que tienen los factores que intervienen en este rubro. El supuesto anterior implica, desde el punto de vista de la evaluación, que es necesario calcular el costo social de los insumos y factores que se requieren en la construcción de la misma manera que

si el estado fuera directamente el empresario.

Dentro de la construcción participan tanto factores como insumos; para los primeros se aplica en forma directa el precio social; mientras que para los segundos, es necesario analizar previamente si se trata de bienes cuyo mercado está o no en equilibrio, para después introducir correcciones en los casos que correspondan.

2. PRECIO SOCIAL DE FACTORES

2.1 Obra de Mano

La obra de mano se dividió entre las tres categorías que señala ODEPLAN, de acuerdo a los siguientes criterios:

- Obra de mano no especializada: nivel obrero, abarcando jornaleros, ayudantes y choferes.
- Obra de mano semi-especializada: nivel empleado, abarcando operadores, choferes y capataces.
- Obra de mano especializada: para el caso de la construcción no existe personal de esta categoría dentro de los costos directos, su costo está incluído en gastos generales.

Según las pautas de actualización que fijó ODEPLAN, el costo social, en los meses relevantes para la evaluación, es el siguiente:

	Mano de Obra No Especializada		Mano de Obra Semi Especializada	
	$ Corrientes	US$ al tipo de cambio vigente al 31 del mes	$ Corrientes	US$ al tipo de cambio vigente al 31 del mes
Abril	870	45,9	1.010	53,2
Mayo	903	45,6	1.049	52,9
Agosto	1.003	42,8	1.164	49,7

2.2 Capital

En la evaluación a costos privados del presente proyecto, se incluyó el pago del factor capital dentro de una categoría que incorporaba tanto gastos generales como utilidades, con un monto total equivalente al 35% del costo de todos los demás insumos. Adicionalmente, se consideró dentro del costo de maquinaria un componente de amortización.

Dentro de la evaluación social, se consideró que el único requerimiento de capital corresponde a la inversión en maquinarias.

Para estimar el costo social de este factor, se calculó el pago unitario constante equivalente por uso de capital necesario para hacer cero el valor presente de las inversiones en equipo, descontando a la tasa de interés social el 17% anual.

Adicionalmente, fue necesario anular los costos privados del factor capital implícitos en los gastos generales. Para ello, se calculó la tarifa unitaria constante equivalente necesaria para hacer cero el valor presente de la inversión, a costos privados, usando como tasa de descuento, la tasa de interés bancario promedio del año 1976, que fue de 11,28%. A esta tarifa unitaria por uso de capital, que incorpora tanto amortizaciones como intereses, se le restó el cálculo previo de amortizaciones lineales, y la diferencia se cargó a los gastos generales y utilidades, con lo cual el saldo corresponde sólo a gastos generales.

2.3 Divisa

Dado el procedimiento que se siguió, no existen insumos íntegramente importados, sino sólo componentes importados dentro del costo global de insumos más agregados. Cuando

correspondió descomponer los costos para evaluarlos según criterio social, se aplicó a las importaciones el precio social de la divisa.

A continuación se presentan para los meses relevantes los valores sociales de la divisa, calculada según el procedimiento que indica ODEPLAN:

	I.P.C. Chile	I.P.M. Chile	I.P.C. U.S.A.	Tipo de cambio social $/US$	Tipo de cambio privado al 31 de cada mes US$
Abril	1.505,41	1.704,02	154,4	26,2	18,97
Mayo	1.562,97	1.772,36	155,3	27,1	19,82
Agosto	1.735,12	1.953,23	158,0*	29,4	23,44

* Para este mes, fue necesario estimar el I.P.C. USA por no contarse con el dato exacto.

Considerando que algunas evaluaciones de costos en el informe están enteramente expresadas en US$,es necesario aclarar que en esos casos, los precios de artículos importados, se corrigieron según la relación entre el precio social y privado de la divisa en ese momento, de tal manera que todos los valores correspondieran al costo social expresado en US$ al tipo de cambio vigente a la fecha.

3. VALOR SOCIAL DE LOS INSUMOS

En general, el costo social de un insumo es el costo alternativo que tendría en términos de productividad o beneficio, si no se realizara el proyecto.

De acuerdo al criterio propuesto por ODEPLAN, en todo mercado en equilibrio (sin precio fijado externamente), para el cual se ignoren las elasticidades de oferta y demanda, se supondrá

con oferta rígida, es decir, el costo social es el precio de demanda del bien.

Aplicando la pauta anterior, se identificaron sólo dos insumos cuyo precio social podría diferir del privado:

- Combustibles y Lubricantes: por tener precio fijado y una oferta elástica (todo exceso de demanda se suple con importaciones).
- Maquinarias: casi la totalidad es importada, luego la oferta es elástica.

Adicionalmente conviene destacar que si bien en la evaluación privada los gastos generales (en conjunto con las utilidades) se estimaron como en 35% del resto de los costos, para la evaluación social se abandona el procedimiento de porcentaje, y en vez, se toma el monto absoluto que resulta en la evaluación privada, disminuído por el componente de pago al factor capital. (Ver punto 2.2).

3.1 Combustibles y Lubricantes

Dentro de la categoría de combustibles y lubricantes solo se calculó específicamente el precio social del petróleo que constituye el 75% del costo total de la categoría. Para el resto de los combustibles y lubricantes su costo social se calculó aplicando el coeficiente que se obtuvo entre el precio privado y el social del petróleo.

Siguiendo indicaciones entregadas por la Comisión Nacional de Riego, el costo social de los combustibles se calculó como el promedio ponderado de los costos sociales de importaciones y de producción nacional. Dentro del consumo nacional, el 25% corresponde a pozos chilenos y el 75% a importaciones.

Respecto al precio social del petróleo, fue necesario con-

siderar los siguientes aspectos:

a) Una parte (20%)del costo del petróleo computado corresponde a elaboración nacional.
b) Tarifas aduaneras de un 10% (sólo para importaciones)
c) Precio social y privado de la divisa (sólo para importaciones).
d) Impuesto indirecto al petróleo (26%).

Como precio base se utilizó el precio ENAP (PE), al cual se le incrementa en un 6% por comisión a los distribuidores.

Cuantificación:

Costo social del componente importado:

$$CSI = PE \left[(0,80)(0,91) \frac{\text{tc social}}{\text{tc privado}} + 0,20\right] \quad (1.06)$$

donde:

0,80 es el componente de materia prima importada;
0,91 es el costo neto de tarifas aduaneras;
0,20 es el componente de elaboración nacional, y
0,06 es el incremento por distribución.

Costo social de la producción interna:

$$CSP = P_E \ (1.06)$$

Costo privado:

$$CP = P_E \ (1,32)$$

donde 1,32 se descompone en un incremento del 26% por impuesto y del 6% por distribución (ambos sobre precio ENAP).

Para los meses relevantes se obtuvieron los siguientes coeficientes entre costo social y privado del petróleo:

	costo social / costo privado
Abril	0,920
Mayo	0,920
Agosto	0,865

3.2 Maquinaria

Para la evaluación social se operó con los costos por hora de uso para una muestra de 20 maquinarias, que incorporan gastos de capital, costo de mantención, costo en combustibles y lubricantes y costo de mano de obra.

El gasto unitario de capital por máquina se estimó como la tarifa por hora constante equivalente (TCE), que hace cero el valor presente de la inversión, a la tasa de interés social.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

$$\sum_{t=1}^{T} \frac{TCE}{(1_1+r)^t} = CST - \frac{VR}{(1+r)^T}$$

donde:

- T es la vida útil.
- CST es el costo social de la inversión (Valor CIF evaluado al precio social de la divisa, más gastos portuarios y fletes),
- VR es el valor residual al final de la vida útil (se supuso que el mercado para el desecho está en equilibrio),y
- r es la tasa de interés unitaria (por hora).

Definiendo el valor actualizado de la inversión como:

$$VAI = CST - \frac{VRT}{(1+r)^T}$$

se tiene que:

$$VAI = \sum_{t=1}^{T} \frac{TCE}{(1+r)^T} = \frac{\sum_{t=1}^{\infty} TCE}{(1+r)^t} - \frac{\sum_{t=T}^{\infty} TCE}{(1+r)^t}$$

luego:

$$VAI = \frac{TCE}{r} - \frac{TCE}{r\,(1+r)^T}$$

despejando

$$TCE = VAI \times \frac{r\,(1+r)^T}{(1+r)^T - 1}$$

Para el cálculo completo del costo unitario de la maquinaria, ver cuadros adjuntos. En el cuadro 3.2.a aparece el costo de amortización horario y en el 3.2.b el costo total de operación horaria.

CUADRO 3.2.a

Equipo	Valor CIF Privado	VALOR CIF Social	Despach. Aduana 2% x(CIF+D.A.) Privado	Gtos.Port. y Fletes 4% x CIF Privado	Valor Interna-do Total	Valor Resi-dual	Vida Util	Gto.Soc. Horario
Buldoz.CAT D-8	157.000	196.920	3.925	6.280	207.125	46.000	12.000	13.43
CAT D-6	91.000	114.138	2.275	3.640	120.053	24.000	12.000	8.00
CAT D-4	50.200	62.964	1.255	2.008	66.227	15.100	12.000	4.26
Rodillo vibrador grande	48.000	60.205	1.200	1.920	63.325	12.000	12.000	4.28
Retroexcav.3/4 yd^3	114.000	142.986	2.850	4.560	150.396	30.000	16.000	7.52
Cargador frontal 2 1/2 yd^3	60.000	75.256	1.500	1.800	78.556	13.000	11.000	5.96
Compresor 600 CFM	34.000	42.645	850	1.020	44.515	9.500	7.000	5.00
Compresor 365 CFM	28.000	35.119	700	840	36.659	8.000	7.000	4.09
Perf. DTH	10.000	12.543	250	300	13.093	2.000	8.000	1.39
Perf. COP 89	3.800	4.766	95	114	4.975	770	8.000	0.53
Rodillo Pata de Cabra	25.000	31.357	625	1.000	32.982	-	Indef.	-
Monitores	1.000	1.000	-	-	1.000	-	4.000	0.25
Tractor Agrícola	7.500	9.407	189	225	9.821	2.000	6.000	1.30
Camión Mack 12 T.	30.000	37.628	1.080	900	39.608	10.000	15.000	1.97
Camión F600 Regador	25.000	31.357	900	750	33.007	-	15.000	
Camión Betonera	55.000	68.985	1.408	1.650	72.043	12.000	12.000	5.00
Pta.Dosif.Horm.	25.000	31.357	625	1.000	32.982	2.500	10.000	3.05
Pta.Dosif.Horm. (Transp.)	25.000	31.357	625	1.000	32.982	2.500	10.000	3.05
Bomba de concreto	60.000	75.256	1.500	1.800	78.556	10.000	8.000	8.57
Motobomba 6"	10.000	12.543	250	300	13.093	-	8.000	
Grupo generador 15 KVA	6.000	7.526	157	180	7.863	1.000	12.000	0.57
Rodillo vibrador BWCH 33	13.000	16.305	325	520	17.150	3.500	8.000	1.71

CUADRO 3.2.b [M]

Equipo	Costo Soc. Capit.	Repts. y Rep Priv	Repts. y Rep Soc.	Neum.	Serv.	Lubr. y Comb Privad	Lubr y Comb Soc.	Mano de Obra	Total Costo Soc.	Costo Priv. Cap.	Costo Priv. Capit. -Amort.	Tarifa Horar. Social US$	Tarifa Horaria Social $
Buldoz.CAT D-8	26.63	21.2	18.59	-	9.00	9.40	8.13	0.39	62.74	25.55	9.75	52.99	1.027,48
CAT D-6	15.56	12.6	11.05	-	5.50	4.00	3.46	0.39	35.96	14.96	5.56	30.40	589.46
CAT D-4	8.50	6.2	5.44	-	2.88	2.00	1.73	0.39	18.94	8.15	3.15	15.79	306.17
Rodillo vibrador grande	8.24	6.2	5.44	-	2.90	3.30	2.85	0.39	19.82	7.93	2.93	16.89	327.50
Retroexcavadora 3/4 yd^3	17.31	10.6	9.29	-	4.90	3.50	3.03	0.39	34.92	15.98	7.18	27.74	537.88
Cargador frontal 2 1/2 yd^3	10.75	8.6	7.54	1.8	4.40	3.90	3.37	0.39	28.25	10.50	3.50	24.75	479.90
Compresor 600 CFM	7.70	5.9	5.17	-	2.90	6.00	5.19	-	20.96	7.91	2.01	18.95	367.44
Compresor 365 CFM	6.33	4.8	4.21	-	2.40	4.50	3.89	-	16.83	6.49	1.69	15.14	293.56
Perf. DTH	2.16	6.4	5.61	-	2.00	2.00	1.78	-	11.50	2.19	0.59	10.91	211.54
Perf.COP 89	0.82	2.4	2.10	-	0.78	0.06	0.05	-	3.75	0.83	0.23	3.52	68.25
Rodillo Pata de Cabra	3.08	-	-	-	-	-	-	-	3.08	2.39	-	3.08	59.72
Monitores	0.30	-	-	-	-	-	-	-	0.30	0.28	-	0.30	5.82
Tractor agríc.	1.89	0.5	0.44	0.2	-	0.54	0.47	0.39	3.39	1.99	0.49	2.90	56.23
Camión Mack 12 ton.	4.61	4.3	2.66	1.5	2.40	3.30	2.85	0.39	14.41	6.23	2.63	11.78	228.41
Camión F-600 Regador	4.09	2.4	1.48	1.2	1.50	2.50	2.16	0.39	10.82	5.52	3.12	7.70	149.30
Camión Betoner.	9.44	7.2	6.17	1.2	3.60	3.30	2.85	0.39	23.65	9.34	3.34	20.31	393.81
Pta.Dosif.Horm.	4.93	1.8	1.58	-	1.30	0.20	0.17	-	7.98	4.90	1.40	6.58	127.59
Pta.Dosif.Horm. (Transp.)	4.93	2.8	2.46	-	2.30	1.10	0.95	-	10.64	4.90	1.40	9.24	179.16
Bomba de concr.	13.10	12.9	11.31	-	5.70	2.30	1.99	-	32.10	13.32	3.42	28.68	556.11
Motobomba 6"	2.32	4.0	3.51	-	1.90	3.20	2.77	-	10.50	2.38	1.32	11.82	229.19
Grupo generad. 15 KVA	1.04	0.8	0.67	-	0.40	1.90	1.64	-	3.76	1.06	0.36	3.39	65.73
Rodillo vibrad. BWCH 33	2.75	2.0	1.75	-	1.00	1.90	1.64	-	7.14	2.78	0.78	6.36	123.32

[M] Todos los valores expresados en dólares corresponden a la situación de Agosto de 1977, con la excepción del costo social de mano de obra, que corresponde a Mayo de 1977.

4. COSTOS UNITARIOS DE DIVERSAS FAENAS*

4.1 Excavación de Mesa de Canal en Material Común

a) Maquinaria (incluso combustible y operador)
Bulldozers D-6 = $ 675,16/hora
Se considera un rendimiento medio de 90 m^3/hr.

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 589,46/hr}{90\ m3/hr} = \$\ 6.55/m^3$$

b) Mano de Obra**
Peinado de taludes:
Se considera un rendimiento de 6 m^3/día

$$1\ m^3 = \frac{1j \times \$6,45/hr \times 8\ hr}{6\ m3/día} = \$\ 8,60/m^3$$

El peinado del talud representa un 7% del total de la sección:

$1\ m^3 = \$\ 8,60/m^3 \times 0,07 = \$\ 0,60/m^3$

a) Maquinaria	=	$ 6,55
b) Mano de Obra	=	0,60
COSTO DIRECTO	=	$ 7,15
Gtos.Generales y Utilid.	=	2,98
VALOR TOTAL EXC. MESA MATERIAL COMUN	=	$10,13

4.2 Excavación Cuneta de Canal en Material Común

a) Maquinaria (incluso operadores y combustible)

1 Retroexcavadora de 1 yd^3	=	$ 537,88/hr
1 Bulldozer D-4	=	306,17/hr
		$ 844,05/hr

Se considera un rendimiento medio de la pala de 60 m^3/hr

$1\ m^3 = \$\ 14,07.$

---

* Los valores base fueron calculados en dólares, para la situación correspondiente a Agosto de 1977. La conversión a pesos se realizó según el tipo de cambio vigente al 15 de Mayo. En términos de IPC, el tipo de cambio vigente al 31 de Agosto es un 6,89% superior al del 15 de Mayo.

** Expresado a valores de Mayo de 1977.

b) Mano de Obra

Peinado de taludes: considerando un rendimiento de 5 m^3/día.

$$1\ m^3 = \frac{1j \times \$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{5\ m^3/día} = \$\ 10,32/m^3$$

El peinado del talud representa un 8% del total de la sección:

$$1\ m^3 = \$\ 10,32 \times 0,08 = \$\ 0,83/m^3$$

a) Maquinaria	= $ 14,07/m^3
b) Mano de Obra	= 0,83
COSTO DIRECTO	= $ 14,90/m^3
Gtos.Gen.y Utilid.	= 6,08
COSTO TOTAL EXC.CUNETA MATERIAL COMUN	= $ 20,98/m^3

4.3 Excavación de Mesa en Roca

La organización de esta faena está basada en un sistema de perforación, carga y detonación, para luego excavar la roca despedazada.

El equipo de perforación estará compuesto por 4 perforistas con perforadora para tiros largos, con un compresor de 360 p.c.m. con arranque para 4 perforadoras.

La carga y detonación estará a cargo de 2 cargadores y un ayudante, poniendo una carga compuesta de una mezcla de TRONITA y TRONEX, adoptando para este caso 0,50 kg/m^3 de carga específica. Además, se considera un equipo de 2 desquinchadores, bajando rebarbas y cooperando con el equipo.

Se considera un rendimiento de las 4 perforadoras de 200 ml/día y 1,44 ml/m^3 de roca.

Profundidad útil de perforación 1,8 m.

Se usarán 3 cartuchos por perforación.

a) Mano de Obra

4 perforistas

$$1\ m^3 = \frac{4 \times 6,45/hr \times 8hr \times 1,44\ ml/m^3}{200\ ml/día} = \$\ 1,49/m^3$$

2 cargadores	x $ 6,45/hr x 8 hr	=	$ 103,20
1 ayudante	x $ 6,45/hr x 8 hr	=	51,60
2 desquinchad.	x $ 6,45/hr x 8 hr	=	103,20
			$ 258,00/día

$$\frac{200\ ml/día}{1,44\ ml/m3} = 139\ m^3/día$$

$$1\ m^3 = \frac{\$258,00/día}{139\ m^3/día} = \$\ 1,86/m^3$$

1 compresorista:

$$\frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr \times 1,44\ ml/m^3}{200\ ml} = 0,37/m^3$$

b) Materiales

TRONEX Nº1	$0,05 kg/m^3$	x $ 29,55/kg	= $ 1,48
TRONITA E	$0,45 kg/m^3$	x $ 12,01/kg	= 5,41
Guía detonante	$0,50 ml/m^3$	x $ 4,13/ml	= 2,07
Fulminantes	$2\ u/m^3$	x $ 0,83/u	= 1,66
Guía de fuego	$1,50 ml/m^3$	x $ 4,13/ml	= 6,20
Barrenos: $\frac{\$\ 479,23/unid. \times 1,44\ ml/m^3}{200\ ml/unid}$			= 3,45
			$ 20,27/m^3

c) Maquinaria (incluso combustible y operador)

1 compresor de 365 p.c.m. Diesel

$$1\ m^3 = \frac{293,56/hr \times 8\ hr}{4\ perforac. \times 50\ ml/perf.} = \$11,74/ml$$

Una perforadora manual tiene un rendimiento de 50 ml/8 hr.

De la vuelta $ 11,74/ml

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 74,36 \times 8\ hr}{50\ ml} = \underline{11,90/ml}$$

$ 23,64/ml

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,44 ml/m^3, se tiene:

Maquinaria: 1 m^3 = 23,64/ml x 1,44 ml/m^3 = $ 34,04/m^3

Transporte de Material:

Se empleará un tractor D-6 con un rencimiento de 65 m^3/hr

$$1\ m^3 = \frac{589,46/hr}{60\ m^3/hr} = 9,82/m^3$$

Resumen:

a) Materiales	$ 20,27
b) Mano de Obra	3,72
c) Maquinaria	43,86
COSTO DIRECTO	$ 67,85
Gastos Generales y Utilidad	25,87
COSTO TOTAL EXC.MESA EN ROCA	$ 93,72

4.4 Excavación de Cuneta, de Canal en Roca

Igual que en mesa se consulta una faena mecanizada y con uso de explosivos:

a) Mano de Obra

-Perforación: se considera una cuadrilla de 4 perforistas con un rendimiento de 200 ml/día y un rendimiento de perforación medio de 1,44 ml/m^3 de roca.

$$1m^3 = \frac{4 \times \$6,45/hr \times 8\ hr \times 1,44\ ml/m^3}{200\ ml/día} = \$\ 1,49/m^3$$

-Cargadores:

2 cargadores	x $ 6,45/hr x	8 hr =	$103,20
1 ayudante	x $ 6,45/hr x	8 hr =	51,60
4 en taluceo y desquinche	x $ 6,45/hr x	8 hr =	206,40
			$361,20/día

$$\frac{200}{1,44} = 139/m^3 \text{ día } 1m^3 = \frac{\$ 361,20/día}{139\ m^3/día} = \$\ 2,60/m^3$$

- 1 compresorista:

$$\frac{\$ 6,45/hr \times 8\ hr \times 1,44\ ml/m^3}{200\ ml/día} = \$\ 0,37/m^3$$

b) Materiales

El sistema de perforación, cargo y tronadura es similar a la realizada en mesa en roca y se usará una pala retroexcavadora y un tactor D-4.

TRONEX 1	$0,05kg/m^3$ x	$ 29,55/kg =	$ 1,48
TRONITA E	$0,45kg/m^3$ x	$ 12,01/kg =	5,41
Guía detonante	$0,5ml/m^3$ x	$ 4,13/ml =	2,07
Fulminante	$2\ u/m^3$ x	$ 0,83/u =	1,66
Guía de fuego	$1,5\ ml/m^3$ x	$ 4,13/ml =	6,20
Barrenos: $\frac{\$ 479,23/unid. \times 1,44\ m^3/ml}{200\ ml/unid}$		=	3,45
			$20,27/m^3

c) Maquinaria (incluso combustible y operador)

1 compresor de 365 p.c.m.Diesel

$$1\ m^3 = \frac{\$ 293,56/hr \times 8\ hr}{4\ perf. \times 50\ ml/perf.} = \$\ 11,74/ml$$

1 perforador manual tiene un rendimiento de 50 ml/8 hr.

$$1\ m^3 = \frac{\$ 74,36/hr \times 8\ hr.}{50\ ml} = \$\ 11,90/ml$$

$ 23,64/ml

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,44 ml/m^3, se tiene:

Maquinaria: 1 m^3 = $ 23,64/ml x 1,44ml/m^3 = $ 34,04/m^3

Transporte material:

1 pala retroexcavadora de 1 yd^3. Rendimiento 25 m^3/hr
1 Tractor Bulldozer D-4:

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 844,05/hr}{40\ m^3/hr} = \$\ 21,10$$

Resumen:

a) Materiales	$ 20,27
b) Mano de Obra	4,46
c) Maquinaria	55,14
COSTO DIRECTO	$ 79,87/m^3
Gastos Generales y Utilidad	29,11
COSTO TOTAL EXC.CUNETA EN ROCA =	$108,98/$m^3$

NOTA: Para excavación de canal con material mixto de común y roca, se calculará el precio unitario del material común, ponderando el valor del m^3 de material por el % de roca estimado en terreno.

Ejemplo:

$ M común x % común + $ Roca x % Roca = $ Total

4.5 Excavación de Material Duro en Mesa de Canal

La organización de esta faena está basada en un sistema de perforación, carga y detonación, para luego excavar el material removido.

El equipo de perforación estará compuerto por 4 perforistas, con perforadora para tiros largos, con un compresor de 360 r.p.m. con arranque para 4 perforadoras.

La carga y detonación estará a cargo de 2 cargadores y un ayudante, poniendo una carga de pólvora de 0,25 kg. por m^3. Además, se considera un equipo de dos desquinchadores bajando rebarbas y cooperando con el equipo.

Se considera un rendimiento de las 4 perforadoras de 300 ml/día y un rendimiento de perforación de 1,27 ml por m^3 de material duro.

Profundidad útil de perforación: 1,8 m.

a) Mano de obra

4 perforistas:

$$1\ m^3 = \frac{4 \times \$6,45/hr \times 8\ hr \times 1,27\ ml/m^3}{300\ ml/día} = \$\ 0,87/m^3$$

2 cargadores	x $ 6,45/hr x 8 hr	= $	103,20
1 ayudante	x $ 6,45/hr x 8 hr	=	51,60
2 desquinch.	x $ 6,45/hr x 8 hr	=	103,20
		$	258,00/día

$$\frac{300\ ml/día}{1,27\ ml/m3} = 236\ m^3/día$$

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 258,00/día}{236\ m^3/día} = \$\ 1,09/m^3$$

1 compresorista:

$$\frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr \times 1,27\ ml/m^3}{300\ ml} = \$\ 0,22/m^3$$

b) Materiales

0,25 kgs/pólv./m^3	x $ 15/kg	= $ 3,75
Guía negra 1,5ml/m^3	x $4,67/ml	= 7,01
Barrenos: $\frac{\$\ 479,23/un. \times 1,27\ ml/m^3}{200\ ml/unidad}$		= 2,03
		$12,79/$m^3$

c) Maquinaria

1 compresor 365 p.c.m. Diesel:

$$1m^3 = \frac{\$\ 293,56/hr \times 8\ hr/}{4\ perf. \times 75\ ml/perf.} = \$\ 7,83$$

Una perforadora manual tiene un rendimiento de 75 ml/8 hr.

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 74,36 \times 8\ hr.}{75\ ml} = \$\ 7,93/ml$$

$$\$\ 15,76$$

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,27 ml/m^3, se tiene:

Maquinaria: $1m^3 = 15,76/ml/m^3 = \$\ 20,02/m^3$

Transporte del material:

Se empleará un tractor D-6 con un rendimiento de 66 m^3/hora.

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 589,46/hr}{66\ m^3/hr} = 8,93/m^2$$

Resumen:

a) Materiales	$ 12,79
b) Mano de obra	2,18
c) Maquinaria	28,95
COSTO DIRECTO	$ 43,92/m^3
Gastos generales y Util.	16,99
TOTAL EXC.MESA EN MAT.DURO	$ 60,91/m^3

4.6 Excavación de Material Duro en Cuneta de Canal

Igual que en excavación de mesa, se consulta una faena mecanizada y con uso de pólvora.

a) Mano de Obra

Perforación: se considera una cuadrilla de 4 perforistas con un rendimiento de 300 ml/día y un rendimiento de perforación medio de 1,27 ml/m^3 de material duro.

$$1\ m^3 = \frac{4 \times \$\ 6,45/hr \times 8hr \times 1,27 ml/m^3}{300\ ml/día} = \$\ 0,87/m^3$$

2 cargadores x $ 6,45/hr x 8hr = $ 103,20
1 ayudante x $ 6,45/hr x 8hr = 51,60
4 en taluceo y desquinche x $6,45/hr x 8hr = 206,40
$ 361,20/día

$$\frac{300\ ml/día}{1,27\ ml/m3} = 236\ m^3/día$$

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 361,20/día}{236\ m^3/día} = \$\ 1,53/m^3$$

1 compresorista:

$$\frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr \times 1,27\ ml/m^3}{300\ ml} = \$\ 0,22/m^3$$

b) Materiales

0,25kg pólvora/m^3 x $ 15/kg = $ 3,75
Guía negra 1,5ml/m^3x $4,67/ml= 7,01
Barrenos:

$$\frac{\$\ 479,23/un. \times 1,27\ ml/m^3}{300\ ml/unidad} = 2,03$$

$ 12,79/m^3

c) Maquinaria

1 compresor 365 p.c.m. Diesel

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 293,56/hr \times 8\ hr.}{4\ perf. \times 75\ ml/perf.} = \$\ 7,83/ml$$

Una perforadora manual tiene un rendimiento de 75 ml/ 8hr:

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 74,36 \times 8\ hr}{75\ ml} = \$\ 7,93/ml$$

$15,76/ml

Si consideramos un rendimiento medio de perforación de 1,27 ml/m^3, se tiene:

Maquinaria: 1 m^3 = $15,76/ml x 1,27 ml/$m^3$ = $ 20,02/m^3

Transporte de material:

1 pala retroexcavadora de 1 yd^3. Rendimiento 30 m^3/h.

1 tractor Bulldozer D-4

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 844,05/hr}{40\ m^3/hr} = \$\ 21,10/m^3$$

Resumen:

a) Materiales	$ 12,79
b) Mano de Obra	2,62
c) Maquinaria	41,12
COSTO DIRECTO	$ 56,53
Gastos Generales y Util.	22,08
TOTAL EXC.MAT.DURO EN CUNETA	$78,61/$m^3$

4.7 Revestimiento de canal

Se parte de la base de una planta dosificadora de concreto, situada en un lugar plano próximo al sector de trabajo y que abarque un radio de acción amplio, para evitar un cambio continuo de la planta. La planta abastecerá camiones hormigoneros con un recorrido calculado para que no se disgregue el material, vertiendo el material en bateas elevadas a 1 m. de altura para luego vaciarlo en canoas cortas provistas de buzón. El moldaje será metálico deslizante a lo largo de guías metálicas tirado por cables y poleas en el borde del canal.

El rendimiento del equipo lo impone la planta dosificadora y la distancia de transporte del hormigón, lo que repercute en el número de cuadrillas y de moldajes deslizantes.

La mano de obra consistirá en:

- Preparadores de cancha
- Colocadores de Guía
- Concreteros
- Movedores de moldaje deslizante

. Afinado y curado.

Todo este equipo se considerará para los efectos de rendimiento como un conjunto.

La planta dosificadora tendrá capacidad para 10 m^3/hr.,abasteciendo con un camión hormigonero 3 frentes de trabajo en el canal.

El espesor medio del revestimiento será de 0,10 metros.

4.7.1 Revestimiento de Taludes del Canal

a) Materiales

Ripio	0,74m^3/m^3 hormigón	x $ 129,75/m^3	= $ 96,02
Arena	0,73m^3/m^3 hormigón	x $ 152,94/m^3	= 56,59
Cemento	6,4 sacos/m^3	x $ 60,50/m^3	= 387,20
Aditivos antisol (1,6 kg/m^3)		$ 18,73/m^3	= 18,73
VALOR TOTAL HORMIGON POR m^3			= $558,54

b) Mano de Obra para un Frente de Trabajo

8 jornales en preparación de cancha
2 recibidores
2 desparramdores
1 vibrador
2 moldes deslizantes
2 platacheros
1 fraguado

---

18 jornales. Rendimiento 1,67 m^3/hora/cuadrilla.

Se consultan 3 frentes de trabajo:

$$1\ m^3 = \frac{3 \times 18j \times 6,45/hr \times 8\ hr}{40\ m^3/día} = \$\ 69,66/m^3$$

c) Maquinaria: (incluso operador y combustible)

- Una planta dosificadora y mezcladora

$$1m^3 = \frac{\$179,16/hr \times 4\ hr}{40\ m^3/día} = \$\ 17,92/m^3$$

- Un camión hormigonero revolvedor

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 393,81/hr}{8,5\ m^3/hr} = \$\ 60,59/m^3$$

- Un tractor con coloso y estanque de agua:

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 56,23/hr}{6,5\ m^3/hr} = \$\ 8,65/m^3$$

- 3 moldes deslizantes $ 4,95/hr
  4 vibradores de inmersión 13,22/hr
  $ 18,17/hr

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 18,17/hr}{5\ m^3/hr} = \$\ 3,63/m^3$$

- Mano de Obra:

  1 operador Planta Dosificadora $ 1,45/m³

Resumen:

a) Materiales	$ 558,54
b) Mano de obra	71,11
c) Maquinaria	90,79
COSTO DIRECTO	$ 720,44
Gastos generales y Util.	273,41
TOTAL REVEST.TALUDES POR m³	$ 993,85

4.7.2 Revestimiento de Radier del Canal

Se consulta la misma planta anterior empleada para taludes, pero sólo con dos frentes de trabajo:

a) Mano de obra

4 jornales en preparación de cancha
2 recibidores
4 carretilleros
2 desparramadores
1 cercha vibradora
2 para arrastre de cercha
2 en junturas
1 en fraguado

18 jornales

2 frentes x 18 j = 36 jornales

Si el rendimiento de una cuadrilla en 8 hr = 20 m^3, o sea, 2,5 m^3/hr:

$$1\ m^3 = \frac{36 \times \$\ 6,45/hr \times 8\ hr.}{40\ m^3/día} = \$\ 46,44/m^3$$

b) Materiales:

Ripio	0,74m^3/m^3	x $ 129,75/m^3	= $	96,02
Arena	0,37m^3/m^3	x $ 152,94/m^3	=	56,59
Cemento	6,4 sacos/m^3	x $ 60,50/u	=	387,20
Aditivos antisol		$ 18,73/m^3	=	18,73
		TOTAL	= $	558,54

c) Maquinaria

Se empleará la misma usada en taludes, sin moldes deslizantes ni vibradores de inmersión, pero sí con cerchas vibradoras.

Maquinaria = $ 87,16

2 cerchas vibradoras:

$$1\ m^3 = \frac{2 \times \$\ 7,60/hr}{5\ m^3/hr} = \$\ 3,04/m^3$$

Combustible:

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 3,03/hr}{5\ m^3/hr} = \$\ 0,61/m^3$$

Resumen:

a) Mano de obra	$ 46,44
b) Materiales	558,54
c) Maquinaria	90,20
d) Combustible	0,61
COSTO DIRECTO	$ 695,79
Gastos Generales y Utilidad	257,09
COSTO TOTAL REVEST.RADIER	$ 952,88/m³

Se consulta un espesor medio de radier de 0,10 m.

$1\ m^3 = \$\ 95,29$

4.8 Excavación para Obras de Arte

a) Excavación a mano en material común

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{5\ m^3/día} = \$\ 10,32/m^3$$

b) Carguío y transporte en carretilla a 10 m.

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 6,45 \times 8\ hr}{15\ m^3/día} = \$\ 3,44/m^3$$

c) Carretillas, chuzos, palas = $ 2,25/m³

COSTO DIRECTO	$ 16,01/m³
Gtos.Gles.y Util.	8,66
TOTAL EXC.OBRAS DE ARTE A MANO	$ 24,67/m³

4.9 Relleno para Obras de Arte

a) Excavación en tierra suelta y descarga con carretilla en zanja:

$$1\ m^3 = \frac{4j \times \$\ 6{,}45/hr \times 8\ hr.}{32\ m^3/día} = \$\ 6{,}45/m^3$$

b) Esparcir:

$$1\ m^3 = \frac{2j \times \$\ 6{,}45/hr \times 8\ hr}{22\ m^3/día} = \$\ 3{,}23/m^3$$

c) Compactador tipo "Sapo":

1 jornal	=	$ 6,45/hr
1 sapo	=	16,52/hr
		$ 22,97/hr

$$1\ m^3 = \frac{8hr \times \$\ 22{,}97/hr}{32\ m^3/día} = \$\ 5{,}74/m3$$

COSTO DIRECTO	=	$ 15,42/m³
Gtos.Gles.y Util.	=	7,90
COSTO TOTAL RELLENO EXC. OBRAS DE ARTE	=	$ 23,32/m³

4.10 Armaduras

a) Suministro de fierro	$	8,76 kg.
b) Flete (Santiago-Talca)		0,12
c) Alambre 0,015 kg x $14,50/kg		0,22
d) Estirado 2j x $10,54/hr x 8 hr/ 300 kg/día		0,56
e) Corte, doblado y ubicación:		
1 maestro 1a. $ 6,45/hr		
1 ayudante 6,45/hr		
$12,90/hr		
$1\ kg = \frac{\$12{,}90/hr \times 8\ hr}{120\ kg/día}$ =		0,86
f) Varios		0,07
COSTO DIRECTO	$	10,59/kg
Gastos Generales y Utilidad		4,03
TOTAL	$	14,62/kg

4.11 Moldaje Plano

Se confeccionarán de 1,50 m. x 3,00 m. enmarcados en todo el contorno en roble cepillado con cubierta de pino machihembrado y cepillado. Se le dará 5 usos.

a) Materiales

3,5 roble 2" x 3"; 3,5 x 0,6" x $ 112/" = $ 235,20

10 pinos de 1"x 6"; 10 x 0,6" x $ 31,96/" = $ 191,76
Clavos 0,2 kg/m^2 x 4,5 m^2 x 17,00/K = 15,30
Aceite desmold. $\frac{\$49,58/kg \times 4,5\ m^2}{80\ m2/kg}$ = 2,79
$ 445,05

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 445,05}{4,5\ m^2 \times 3\ usos} = \$\ 32,97/m^2$$

b) Mano de Obra:

1 maestro de 1a. $ 6,45/hr
1 ayudante $ 6,45/hr
$ 12,90/hr

Rendimiento: 4 tableros de 4,5m^2 c/u al día

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 12,90/hr \times 8\ hr}{4 \times 4,5\ m^2 \times 3\ usos} = \$\ 1,91/m^2$$

c) Transporte interno

$\frac{1\ jornal \times \$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{50\ m^2}$ = 1,03/m^2

1 coloso y tractor: $\frac{\$\ 20,76/hr}{45\ m2}$ = 0,46/m^2

Combustible: $\frac{\$\ 7,30/hr}{45\ m2}$ = 0,16/m^2

Operador tractor: $\frac{\$\ 7,49/hr}{45\ m2/h}$ = 0,17/m^2

d) Limpieza $\frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{15\ m2}$ = 3,44/m^2

e) Colocación:

Alambre 0,25 kg/m^2 x $ 14,50/kg = $ 3,63/m^2
Clavos 0,20 kg/m^2 x $ 17,00/kg = 3,40/m^2
$ 7,03/m^2

1 maestro de 1a. $ 6,45/hr
1 ayudante 6,45/hr
$ 12,90/hr

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 12,90/hr \times 8\ hr}{27\ m^2} = \$\ 3,82/m^2$$

f) Descimbre

Se consulta un rendimiento de 15 tableros/j/día.

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{72\ m^2} = \$\ 0,72/m^2$$

g) Alzaprimas y andamios para 3 m.:

6 cuartones 4" x 4" x $ 28,14 c/u	=	$ 168,84
1 tabla 2" x 6" x 28,14 c/u	=	28,14
3 tablones 2" x 10" x 28,14 c/u	=	84,42
1 Kg de clavos x $ 17/kg		17,00
		$ 298,40

Se consulta para 5 usos:

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 298,40}{5 \times 9\ m2} = \$\ 6,63/m^2$$

Transporte interno andamiaje:

$$\frac{1\ jornal \times \$\ 6,45 \times 8\ hr}{27\ m^2} = \$\ 1,91/m^2$$

Combustible:

$$\frac{7,30/hr}{18\ m2} = \$\ 0,40/m^2$$

1 coloso con tractor: $\frac{20,76/hr}{18\ m2} = \$\ 1,15/m^2$

Operador tractor: $\frac{7,49/hr}{18\ m2} = \$\ 0,42/m^2$

Colocación = $ 4,81/m^2

Resumen:

a) Mano de obra	$ 18,23
b) Materiales	46,63
c) Maquinaria	1,61
d) Combustible	0,56
COSTO DIRECTO	$ 67,07
Gastos Generales y Utilidad	29,09
COSTO TOTAL MOLDAJE RECTO	$ 96,16/m^2

4.12 Moldaje curvo

a) Materiales:

12" de Pino x $ 31,96	$ 383,52
0,8 kg. clavos x $ 17,00/kg	13,60
	$ 397,12

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 397,12}{5\ m^2 \times 2\ usos} = \$\ 39,71/m^2$$

b) Confección:

1 maestro de 1a.	$ 6,45/hr
1 ayudante	6,45/hr
	$ 12,90/hr

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 12,90/hr \times 8\ hr}{5\ m^2 \times 2\ usos \times 2\ tableros} = \$\ 5,16/m^2$$

c) Desmoldante: $ 0,21/m^2

d) Limpieza: $\frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{15\ m2} =$ $ 3,44/m^2

e) Transporte interno:

1 jornalero, 1 operador tractor, 1 tractor y coloso = $ 1,82/m^2

f) Colocación:

Alambre 0,25 Kg/m^2 x $ 14,50/kg	=	$ 3,63/m^2
Clavos 0,2 kg/m^2 x $ 17,00/kg	=	$ 3,40/m^2
		$ 7,03/m^2

Mano de obra:

1 maestro 1a.	=	$ 6,45/hr
1 ayudante	=	6,45/hr
		$ 12,90/hr

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 12,90/hr \times 8\ hr}{18\ m^2} = \$\ 5,73/m^2$$

g) Descimbre:

Mano de obra:

$$1\ m^2 = \frac{\$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{72\ m^2} = \$\ 0,72/m^2$$

Alzaprimas y andamios para 3 m.(materiales) $ 6,63/m²

h) Transporte interno:

$$\frac{1j \times \$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{50\ m^2} = \$\ 1,03/m^2$$

1 coloso y un tractor:

$$\frac{\$\ 20,76/hr}{45\ m^2} = \$\ 0,46/m^2$$

Combustible: $\frac{\$\ 7,30/hr}{45\ m^2}$ = $ 0,16/m²

Operador tractor: $\frac{\$\ 7,49/hr}{45\ m^2}$ = $ 0,17/m²

Colocación: = $ 5,73/m²

Resumen:

a) Mano de obra	$ 23,18
b) Materiales	53,58
c) Maquinaria	0,92
d) Combustible	0,32
COSTO DIRECTO	$ 78,00
Gastos Generales y Utilidad	35,34
COSTO TOTAL MOLDAJE CURVO	$ 113,34/m²

4.13 Hormigón de 170 kg c/m^3

a) Elaboración: se ocupa una cuadrilla de 5 jornaleros:

$$\frac{5j \times \$\ 6,45 \times 8\ hr}{18\ m^3/día} = \$\ 14,33/m^3$$

b) Materiales:

Ripio	1,0 m^3/m^3	x $ 129,75/m^3	=	$ 129,75
Arena	0,5 m^3/m^3	x $ 152,94/m^3	=	76,47
Cemento	4 bolsas	x $ 60,50/u	=	242,00
				$ 448,22/m^3

c) Maquinaria

1 betonera de 7 pie^3	=	$ 8,26/hr
1 estanque de agua	=	3,30/hr
1 vibrad. de inmersión	=	3,30/hr
		$ 14,86/hr

$$1\ m^3 = \frac{\$\ 14,86/hr \times 8\ hr}{18\ m^3/día} = \$\ 6,60/m^3$$

d) Colocación:

$$\frac{4j \times \$\ 6,45/hr \times 8\ hr}{18\ m^3/día} = \$\ 11,47/m^3$$

Resumen:

a) Mano de obra	$ 25,80	
b) Materiales	448,22	
c) Maquinaria	6,60	
COSTO DIRECTO	$ 480,62/m^3	
Gastos Generales y Utilidad	173,94	
COSTO TOTAL HORM. 170kg. c/m^3	$ 654,56/m^3	

4.14 Hormigón de 255 kg c/m^3

a) Elaboración: Similar al de 170kg c/m^3 = $ 14,33/m^3

b) Materiales

Ripio	1,0 m^3/m^3	x $ 129,75/m^3	=	$ 129,75
Arena	0,5 m^3/m^3	x $ 152,94/m^3	=	76,47
Cemento	6 bolsas	x $ 60,50/u	=	363,00
				$ 569,22

c) Maquinaria: Similar al de 170 kg. c/m^3 = $ 6,60/m^3

d) Colocación: Similar al de 170 kg. c/m^3 = $ 11,47/m^3

Resumen:

a) Mano de obra	$ 25,80
b) Materiales	569,22
c) Maquinaria	6,60
COSTO DIRECTO	$ 601,62/m^3
Gastos Generales y Utilidad	216,29
COSTO TOT.HORM.250kg.c/m^3	$ 817,91/m^3

4.15 Hormigón de 300 kg c/m^3

a) Elaboración, colocación y maquinarias $ 32,40/m^3

b) Materiales:

Ripio	1,0 m^3/m^3	x $ 129,75	=	$ 129,75
Arena	0,5 m^3/m^3	x $ 152,94	=	76,47
Cemento	7 sacos	x $ 60,50	=	423,50
				$ 629,72

COSTO DIRECTO	$ 662,12/m^3
Gastos Generales y Utilidad	237,47
COSTO TOTAL HORMIGON DE 300 kg c/m^3	$ 899,59/m^3

4.16 Hormigón de 340 kg c/m^3

a) Elaboración, colocación y maquinaria = $ 32,40/m^3

b) Materiales:

Ripio	1,0 m^3/m^3	x $ 129,75	=	$ 129,75
Arena	0,5 m^3/m^3	x $ 152,94	=	76,47
Cemento	8 sacos	x $ 60,50	=	484,00
				$ 690,22
COSTO DIRECTO			=	$ 722,62/m^3
Gastos Generales y Utilidad			=	258,64
COSTO TOTAL HORMIGON DE 340 kg c/m^3			=	$ 981,26/m^3

4.17 Escarpe

Desde el 4.17 hasta el 4.27 los precios unitarios son del embalse Litú.

a) Alojamiento y acumulación de material suelto con bulldozer CAT D-8

$$\frac{\$\ 1.027.48}{180\ m^3/hr} = \$\ 5,71/m^3$$

b) Aflojamiento y acumulación de material compacto o roca descompuesta con bulldozer CAT D-8

$$\frac{\$\ 1.027,48}{120\ m^3/hr} = \$\ 8,56/m^3$$

c) Costo ponderado:

30% material suelto : 5,71 x 0,3 = $ 1,71
70% material compacto : 8,56 x 0,7 = 5,99 $ 7,70/m^3

d) Carguío con cargador frontal de 2 1/2 yd^3

$$\frac{\$\ 479,90}{90\ m^3/hr} = \$\ 5,33/m^3$$

e) Costo fijo camión: se estima que el camión pierde 5 min. de tiempo entre espera y carguío, y se aplica el 50% de la tarifa durante ese lapso:

$$\frac{50\% \times 228,41/hr \ \frac{5 \text{ min.}}{60 \text{ min/hr}}}{5 \ m^3} = \$ \ 1,90/m^3$$

Transporte a 500 mts.

Velocidad ida 15 km/hr

tiempo ida= $\frac{0,5km \times 60 \text{ min/hr}}{15 \text{ km/hr}}$ = 2 min.

Tiempo descarga 1 min.

Velocidad vuelta 20 km/hr

Tiempo vuelta=

$$\frac{0,5 \text{ km} \times 60 \text{ min/hr}}{20 \text{ km/hr}} = 1,5 \text{ min.}$$

Tiempo total del ciclo 4,5 min.

Rendimiento:

$$\frac{60 \text{ min/hr} \times 5 \ m^3/ciclo}{4,5 \text{ min/ciclo}} = 66,7 \ m^3/hr$$

Costo Transporte: $\frac{228,41}{66,7 \ m^3/hr}$ = $ 3,42/m³

f) Costo total $ 18,35/m³

Recargo 7,95

Precio unitario $ 26,31/m³

4.18 Rock-fill

a) Explotación de cantera con perforadoras tipo "Down The Hole". Se hacen perforaciones distanciadas una de otra a 3 mts. en un sentido y 3,5 mts. en el otro.
Factor de Perforación: 3,0 x 3,5 = 10,5 m^3/ml

Compresor de 600 CFM	$ 367,44/hr
2 equipos CTH a $ 211,54/hr	$ 423,08
2 maestros de 1a. a $ 6,45/hr	$ 12,90
2 ayudantes a $ 6,45/hr	$ 12,90
	$ 816,32/hr

Rendimiendo del Conjunto: 9 ml/hr

Costo Perforación: $\frac{\$\ 816,32/hr}{9\ ml/hr}$ = $ 90,70

Costo perf.por m^3: $\frac{\$\ 90,70/ml}{10,5\ m^3/ml}$ = $ 8,64/m^3

b) Explosivos: se estima remover la roca con un factor de explosivos de 0,3 kg/m^3.

Amon Gel 60%: 15% x 0,30kg/m^3 x $ 38,78/kg = $ 1,75/m^3
Tronita : 85% x 0,30kg/m^3 x $ 8,53/kg = $ 2,18/m^3

Guía detonante:

$\frac{1,4\ ml\text{-}guía/ml\ perf.\ x\ \$\ 4,27/ml\text{-}guía}{10,5\ m^3/ml\ perf.}$ = $ 0,57/m^3

Sub-Total Explosivos = $ 4,50/m^3
3% detonadores, herramientas, implementos = 0,19
Costo Unitario Explosivos = $ 4,69

Tronadura: diariamente se tronará
9 ml/hr x 5 hr/día x 10,5 m^3/ml = 472,5m^3/día

Este volumen se carga y truena con 2 maestros de 1a.
2 maestros de 1ra.c $ 282.12/día = $ 564,25/día

Costo unitario tronadura: $\frac{\$\ 564,25/día}{472,5\ m^3/día}$ = $ 1,19/m^3

c) Remoción y selección con Bulldozer Cat D-8

$\frac{\$\ 1.027.48/hr}{140\ m^2/hr}$ = $ 7,34/m^3

Costo Acumulado = $ 21,86/m^3

80% material aprovechable = $\frac{\$\ 21,86/m^3}{0,8}$ = $ 27,33/m^3

d) Carguío con cargador frontal de 2 1/2 yd^3

$\frac{\$\ 479,90}{60\ m^3/hr}$ = $ 8,00/m^3

e) Costo Fijo Camión (seg. 4.17) $ 1,90/m^3

Transporte a 500 mts., se recarga el costo del transporte calculado en 4.17 en un 35% por tratarse de roca:

$ 3,42/m^3 x 1,35 = $ 4,62/m^3

Sub-total = $ 41,85/m^3

18% de esponjamiento de cantera a muro (incluye sobreperfiles:

$$\frac{\$\ 41,85/m^3}{1,18} = \$\ 35,47/m^3$$

f) Acomodación en capas de 2 mts. con bulldozer Cat D-8

$$\frac{\$\ 1.027.48}{200\ m^3/hr} = \$\ 5,14/m^3$$

g) Compactación con rodillo vibrador

$$\frac{\$\ 327,50}{300\ m^3/hr} = \$\ 1,09/m^3$$

h) Riego con monitores: se estima una producción de 2.000 m^3/día

2 motobombas x $ 229,19/hr = $ 458,38/hr

2 monitores x $ 5,82/hr = $ 11,64/hr

$ 470,02/hr

$ 470,02/hr x 4 hr/día = $ 1.880,08/día

3 jornaleros x $ 51,6/día = $ 154,80/día

$ 2.034,88

Costo unitario riego $\frac{\$\ 2.034,88}{2.000\ m^3}$ = $ 1,02/m^3

i) Costo Unitario Total $ 42,72/m^3

Recargo 17,82

Precio unitario $ 60,54/m^3

4.19 Hormigón colocado en losas y cuadrícula de apoyo

a) Aridos: compra a proveedor logal puesto en pozo sobre camión $ 29,09/m^3

Subcontrato de transporte a 20 kms. (camión plano) $ 96,95/m^3

Costo por m^3 de árido $ 126,04/m^3

1,4 m^3 árido/m^3 hormigón a $ 126,04/m^3 árido $ 176,46/m^3

c) Cemento: 7 sacos por m^3 de hormigón a $ 56,23/s $ 393,62/m^3

Costo unitario Materiales $ 570,08/m^3

c) Alimentación planta dosificadora de hormigón

Cargador frontal 2 1/2 yd^3

$$\frac{\$\ 479,90/hr}{30\ m^3/hr} = \$\ 16,00/m^3$$

d) Dosificación de hormigón

Planta dosificadora Ross	$ 127,59/hr
Grupo generador planta (15kVA)	$ 65,73/hr
Operador planta (chofer)	$ 7,49/hr
4 jornaleros x $ 6,45/hr	$ 25,80/hr
	$ 226,61/hr

Rendimiento del conjunto 12 m^3/hr

Costo unitario dosificación: $\frac{\$\ 226,61/hr}{12\ m^3/hr} = \$\ 18,88/m^3$

e) Transporte y mezcla en camión betonera

$$\frac{\$\ 393,81/hr}{6\ m^3/hr} = \$\ 65,64/m^3$$

f) Colocación con bomba de hormigón

Bomba Schwing	$ 556,11/hr
2 maestros de 1a. x $ 6,45/hr	12,90
4 ayudantes x $ 6,45/hr	25,80
2 jornaleros x $ 6,45/hr	12,90
	$ 607,71/hr

Rendimiento del conjunto: 12 m^3/hr

Costo unitario colocación: $\frac{\$\ 607,71/hr}{12\ m^3/hr}$ = $ 50,64/m^3

Varios Adicionales (moldajes, estacas, fraguado, etc.) = $ 96,95/m^3

g) Costo unitario total = $ 818,11/m^3

Recargo = 303,23

Precio unitario = $1.121,34/$m^3$

4.20 Juntas de cobre entre losas

a) Se usa plancha de 1 mm.de espesor y 50 cms. de ancho

Peso de la plancha: 8,9 kg/m^2

Peso de cobre en junturas: 4,50 kg/ml

4,5 kg/ml x $ 135,73/kg	= $	610,79
Otros materiales (PVC,asfalto,pintura,Igol)		146,59
Costo Unitario Materiales	$	757,38

b) Preparación juntas y colocación

1 maestro de 1a.	$ 51,60/día
2 ayudantes x $ 51,60/día	103,20
	$ 154,80/día

Rendimiento de la cuadrilla: 5 ml/día

Costo unitario preparación y colocación juntas: $\frac{\$\ 154,80/día}{5\ ml/día}$ = $ 30,96/ml

c) Costo Unitario Total = $ 788,34/ml

Recargo 311,57

Precio unitario = $ 1.099,91/ml

4.21 Roca Gruesa

Costo Acumulado según 4.18	$ 21,87/m^3	
Carguío (idem 4.18)	8,00	
Costo Fijo camión (idem 4.18)	1,90	
Transporte (id. 4.18)	4,62	
Sub-Total	$ 36,39/m^3	
Esponjamiento y sobreperfil: 18%		
$\frac{\$ \ 36,39/m^3}{1,18}$ =	$ 30,84/m^3	
Acomodación en capas (id.4.18)	5,14	
Compactación (idem 4.13)	1,09	
Riego (idem 4.18)	1,02	
Costo Unitario Total		$ 38,09/m^3
Recargo		15,98
Precio unitario		$ 54,07/m^3

4.22 Roca Menor

Costo esponjado según item 4.21	$ 30,84/m^3	
Acomodación en capas de 1 mt. (idem 4.18)	5,14	
Compactación con rodillo vibrador		
$\frac{\$ \ 327,50}{200 \ m^3/hr}$ =	1,64	
Riego (idem 4.18)	1,02	
Costo unitario total		$ 38,64/m^3
Recargo		16,21
Precio unitario		$ 54,85/m^3

4.23 Núcleo

a) Remoción empréstito con Bulldozer CAT D-8

$$\frac{\$ \ 1.027,48/hr}{240 \ m^3/hr} = \$ \ 4,28/m^3$$

b) Carguío con cargador frontal de 2 1/2 yd^3

$$\frac{\$\ 479,90/hr}{90\ m^3/hr} = \$\ 5,33/m^3$$

c) Costo Fijo Camión (idem 4.17) = 1,90/m^3

Transporte a 3,5 kms.

Velocidad ida 35 km/hr

Tiempo ida:

$$\frac{3,5\ km \times 60\ min/hr}{35\ km/hr} = 6\ min.$$

Tiempo descarga 1 min.

Velocidad vuelta 45 km/hr

Tiempo vuelta:

$$\frac{3,5\ km \times 60\ min/hr}{45\ km/hr} = 4,7\ min.$$

Tiempo Total Ciclo 11,7 min.

Rendimiento:

$$\frac{60\ min/hr \times 5\ m^3/ciclo}{11,7\ min/ciclo} = 25,6 m^3/hr$$

Costo Transporte $\frac{\$\ 228,41/hr}{25,6\ m^3/hr} = \$\ 8,92/m^3$

d) Acomodación en capas de 0,20 mts.de espesor:

Bulldozer CAT D-6 $\frac{\$\ 589,46/hr}{250\ m^3/hr} = \$\ 2,36/m^3$

e) Compactación con 6 pases de pata de cabra:

Bulldozer CAT D-6 $ 589,46/hr

Rodillo pata de cabra 59,72/hr

$ 649,18/hr

$$\frac{\$\ 649,18/hr}{70\ m^3/hr} = \$\ 9,27/m^3$$

Riego:

Camión regador	$	149,30/hr
1 jornalero	$	6,45/hr
	$	155,75/hr

$$\frac{\$\ 155,75/hr}{70\ m^3/hr} = \$\ 2,23/m^3$$

f) Costo Unitario Total = $ 34,29/m³

Recargo 15,46

Precio unitario = $ 49,75/m³

4.24 Filtros

a) Compra de material en pozo puesto acoplo $ 23,27/m³

b) Carguío camión con cargador 2 1/2 yd³

$$\frac{\$\ 479,90}{60\ m^3/hr} = \$\ 8,00/m^3$$

c) Costo fijo camión (id. 4.18) = $ 1,90/m³

d) Transporte a 20 km.

Velocidad ida 55 km/hr

Tiempo ida:

$$\frac{20\ kms \times 60\ min/hr}{55\ km/hr} = 21,8\ min$$

Tiempo descarga 1 min.

Velocidad vuelta 70 km/hr

Tiempo vuelta:

$$\frac{20\ kms \times 60\ min/hr}{70\ km/hr} = 17,1\ min$$

Tiempo total ciclo 39,9 min

Rendimiento:

$$\frac{60\ min/hr \times 5\ m^3/ciclo}{39,9\ min/ciclo} = 7,5\ m^3/hr$$

Costo transporte: $\frac{\$\ 228,41/hr}{7,5\ m^3/hr} = \$\ 30,45/m^3$

e) Acomodación en capas de 20 cms.(id.4.23) $ 2,36/m^3

f) Compactación con rodillo vibrador arrastrado con tractor agrícola:

Rodillo Vibro Werken	$ 123,32/hr	
Tractor Agrícola	$ 56,23/hr	
	$ 179,55/hr	
$\frac{\$ 179,55/hr}{80\ m^3/hr}$	=	$ 2,24/m^3

g) Riego:

Camión regador	$ 149,30/hr	
1 jornalero	$ 6,45/hr	
	$ 155,75/hr	
$\frac{\$ 155,75/hr}{80\ m^3/hr}$	=	$ 1,95/m^3

h) Costo Unitario Total	=	$ 70,17/m^3
Recargo		31,78
Precio Unitario	=	$ 101,95/m^3

4.25 Materiales Finos para Núcleo y Zonas Exteriores en Alternativo 3

Se considera el mismo costo que los materiales para núcleo haciendo variar el transporte de 3,5 kms. a 4 kms.

a) Costo Unitario Material Núcleo	$ 34,29/m^3
Se resta el costo de transp. 3,5 kms.	8,92
Costo sin transporte	$ 25,37/m^3

b) Transporte a 4 kms.

Velocidad ida	40 km/hr
Tiempo ida: $\frac{4\ kms \times 60\ min/hr}{40\ km/hr}$	6 min
Tiempo descarga	1 min
Velocidad vuelta	50 km/hr

Tiempo vuelta: $\frac{4 \text{ kms} \times 60 \text{ min/hr}}{50 \text{ km/hr}}$ 4,8 min.

Tiempo total del ciclo 11,8 min

Rendimiento:

$\frac{60 \text{ min/hr} \times 5 \text{ m}^3/\text{ciclo}}{11,8 \text{ min/ciclo}}$ 25,4 m^3/hr

Costo Transporte $ 8,92/m^3

c) Costo Unitario Total $ 34,29/m^3

Recargo 15,47

Precio Unitario $ 49,76/m^3

4.26 Rip-Rap

a) Costo Acumulado según 4.18 $ 21,86/m^3

60% de material aprovechable $\frac{\$ 32,86/m^3}{0,6}$ $ 36,43/m^3

b) Carguío (idem 4.18) $ 8,00/m^3

c) Costo Fijo Camión (idem 4.18) $ 1,90/m^3

d) Transporte a 500 mts.(idem 4.18) $ 4,62/m^3

Sub-Total $ 50,95/m^3

25% esponjamiento: $\frac{\$ 50,95/m^3}{1,25}$ $ 40,76/m^3

e) Acomodación en talud:

Retroexcavadora Bucyrus 228 de 3/4 yd^3 $ 537,88/hr

2 jornaleros x $ 6,45/hr $ 12,90

$ 550,78/hr

$\frac{\$ 550,78/hr}{30 \text{ m}^3/\text{hr}}$ $ 18,34/m^3

f) Costo Unitario Total $ 59,10/m^3

Recargo 24,80

Precio unitario $ 83,90/m^3

4.27 Armaduras

a) Suministro, Flete y pérdida $ 10,28/kg

b) Preparación y colocación:

1 maestro de 1a. $ 51,60/día
1 ayudante $ 51,60/día
$103,20/día

Rendimiento cuadrilla: 170 kg/día

Costo: $\frac{\$\ 103,20/día}{170\ kg/día}$ $ 0,61/kg

c) Costo Unitario Total $ 10,89/kg
Recargo 4,57
Precio unitario $ 15,46/kg

4.28 Hormigón de 170 kg c/m^3

Desde 4.28 a 4.39 son precios unitarios de las obras de arte construídas en la zona Lircay-Panguilemu. Se incluye el cálculo de los áridos debido a una menor longitud de transporte que en este caso es de 5 kms. Los costos de elaboración y de maquinaria se tomarán de los análisis análogos ya realizados.

a) Ripio:

Despeje del frente de trabajo $\frac{6,45}{10}$	=	$ 0,65
Carguío: 1,5 m^3/peón hr $\frac{6,45}{1,5}$	=	$ 4,30
50% herramientas y vigilancia	=	$ 0,50
Acarreo: 5 km.x 1,6 ton/m^3 x 4,23 $/ton km	=	$ 33,84
Descarga: 2 m^3/peón hr $\frac{6,45}{2}$	=	$ 3,23
10% Vigilancia	=	$ 0,32
		$ 42,84/m^3

b) Arena:

Despeje del frente de trabajo	=	$ 0,65
Cernido: 0,5 m^3/peón hr $\frac{6,45}{0,5}$	=	$ 12,90
Carguío a camión 1,5 m^3/peón hr $\frac{6,45}{1,5}$	=	$ 4,30

10% Vigilancia		=	$ 1,79
Acarreo a 5 km.		=	$ 33,84
Descarga 2 m^3/peón hr	$\frac{6,45}{2}$	=	$ 3,23
Vigilancia		=	$ 0,32
			$ 57,03/m^3

c) Elaboración:

5 jornaleros $\frac{5 \times \$6,45/hr \times 8\ hr}{18\ m^3/día}$ = $ 14,33

d) Materiales:

Ripio	1,0 m^3/m^3	$ 42,84/m^3	=	$ 42,84
Arena	0,5 m^3/m^3	$ 57,03/m^3	=	$ 28,52
Cemento	4 bolsas	$ 50,50 c/u	=	$ 242,00

e) Maquinaria = $ 6,60

f) Colocación:

4 jornaleros: $\frac{4 \times \$6,45/hr \times 8\ hr}{18\ m^3/día}$ = $ 11,47

COSTO DIRECTO	$ 345,76
Gastos Generales y Utilidades	$ 131,30
COSTO TOTAL HORMIGON 170 kg.	$ 477,06

4.29 Hormigón de 255 kg c/m^3

a) Elaboración = $ 14,33

b) Materiales:

Ripio	1 m^3/m^3	$ 42,84/m^3	=	$ 42,84
Arena	0,5 m^3/m^3	$ 57,03/m^3	=	$ 28,52
Cemento	6 bolsas	$ 60,5 c/u	=	$ 363,00

c) Maquinaria = $ 6,60

d) Colocación = $ 11,47

COSTO DIRECTO	$ 466,76
Gastos Generales y Utilidades	$ 173,65
COSTO TOTAL HORMIGON 255 kg	$ 640,41

4.30 Hormigón de 300 kg c/m^3

a) Elaboración, colocación y maquinaria			$ 32,40
b) Materiales:			
Ripio	1 m^3/m^3	$ 42,84/m^3	$ 42,84
Arena	0,5 m^3/m^3	$ 57,03/m^3	$ 28,52
Cemento	7 bolsas	$ 60,50 c/u	$ 423,50
COSTO DIRECTO			$ 527,26
Gastos Generales y Utilidades			$ 194,83
COSTO TOTAL HORMIGON 300 kg.			$ 722,09

4.31 Hormigón de 340 kg c/m^3

a) Elaboración, colocación y maquinaria			$ 32,40
b) Materiales:			
Ripio	1 m^3/m^3	$ 42,84/m^3	$ 42,84
Arena	0,5 m^3/m^3	$ 57,03/m^3	$ 28,52
Cemento	8 sacos	$ 60,50 c/u	$ 484,00
COSTO DIRECTO			$ 587,76
Gastos Generales y Utilidades			$ 216,00
COSTO TOTAL HORMIGON 340 kg.			$ 803,76

4.32 Armaduras

a) Precio Kg. Fierro:

Flete en FF.CC. Talcahuano-Talca	$ 147,97/ton
Carguío carro camión 2 hr. peón/ton	$ 12,90
Flete Talca-obra 20 km. x $ 4,23	$ 84,60
Descarga camión bodega 2 hr peón/ton	$ 12,90
Flete	$ 258,37/ton
Flete	$ 0,26/kg
Valor en Huachipato	$ 8,40
Valor Kg. Fierro suministro	$ 8,66/kg

b) Suministro de fierro	$ 8,66/kg
c) Flete Santiago-Talca	0,12
d) Alambre 0,015 Kg x $ 14,50/kg	0,22
e) Estirado 2j x $ 6,45/hr x 8 hr/300kg/día	0,34
f) Corte, doblado y ubicación: 2j x $ 6,45/hr x 8 hr/120 kg/día	0,86
g) Varios	0,07
COSTO DIRECTO	$ 10,27
Gastos Generales y Utilidades	$ 3,99
COSTO KG. FIERRO ARMADURAS	$ 14,26

4.33 Enrocado de 0,30 y 0,40 de diámetro

a) Costo acumulado (según 4.18)	$ 21,86
b) Carguío (según 4.18)	$ 8,00
c) Costo fijo camión (según 4.18)	$ 1,90
d) Transporte a 25 km. $ 228,41/4,23m^3/hr	$ 54,00
Sub-Total	$ 85,76
e) Esponjamiento y sobreperfil: 18% $\frac{\$ 85,76}{1,18}$ =	$ 72,68
f) Acomodación en capas: $\frac{\$ 6,45}{0,094\ m^3/hr}$ =	$ 68,62
g) Compactación (según 4.18)	$ 1,09
y riego (según 4.18)	$ 1,02
COSTO DIRECTO	$143,41
Gastos Generales y Utilidades	$ 75,04
COSTO TOTAL ROCAS D = 0,4 y D = 0,3	$218,45

4.34 Redraplén de 0,20 m.

a) Compra material en cancha		$ 23,27
b) Carguío en camión con carg. 2 1/2 yd^3		$ 8,00
c) Costo fijo camión		$ 1,90
d) Transporte a 10 km. : $\frac{\$ 228/hr}{10,38 m^3/hr}$	=	$ 21,96
e) Acomodación en capas a mano: $\frac{\$ 6,45}{0,094 m^3/hr}$	=	$ 68,62
f) Compactación y riego		$ 2,11
COSTO DIRECTO		$ 125,86
Gastos Generales y Utilidades		$ 64,11
COSTO TOTAL ROCA D = 0,2 m.		$ 189,97

F. ANALISIS GENERAL DE LOS SISTEMAS DE RIEGO PROPUESTOS PARA EL RIEGO DEL VALLE DE PENCAHUE

1. ANTECEDENTES

El Valle de Pencahue puede ser regado con diversos sistemas matrices que al mismo tiempo utilizarían aguas de distintos orígenes, las cuales, a su vez, se encuentran en situaciones diversas en lo que se refiere a sus posibles usos alternativos.

La consideración anterior es válida en lo que se refiere a los sistemas matrices, pero al mismo tiempo se puede afirmar que las redes interiores de riego del valle presentarán similitudes generales debido a que el área de riego es prácticamente la misma en todos los casos. En dos de los sistemas matrices propuestos se produce una coincidencia casi completa entre las respectivas redes de canales de riego.

Los sistemas matrices que puede utilizarse para el riego del valle de Pencahue son los siguientes:

1.1 Sistema Río Claro en Itahue

Está formado por un canal matriz cuya bocatoma estará situada en el río Claro, alrededor de 3 kms. aguas arriba del pueblo de Itahue, con una longitud total de aproximadamente 45 kms., incluyendo dos túneles y dos sifones, y por un embalse ubicado en el lecho del estero Litú, que es uno de los orígenes del estero Los Puercos, con volumen de embalse comprendido entre 80 y 130 millones de metros cúbicos. En este caso, las aguas de riego entran al valle por su extremo norte.

1.2 Sistema río Claro en La Orilla

Está formado por una central de bombeo con una capacidad de elevación del orden de 17 m^3/s a una altura de 45 m.

La central incluye la construcción de una línea de alta tensión de 66.000 volts desde Talca, casa de máquinas, 2,5 kms. de canal matriz, un estanque de compensación, etc. En este caso las aguas entran al valle por su extremo sur.

1.3 Sistema río Lircay en La Higuera

Está formado por tres canales colectores que captan los recursos de los cauces bajos del río Lircay y de los esteros Pangue y Las Chilcas. La unión de los tres canales, cuyas longitudes respectivas son 9.300, 10.700 y 5.500 kms., da origen al Canal Matriz Pencahue que después de un recorrido de 21.600 kms. entra al valle de Pencahue por su extremo sur.

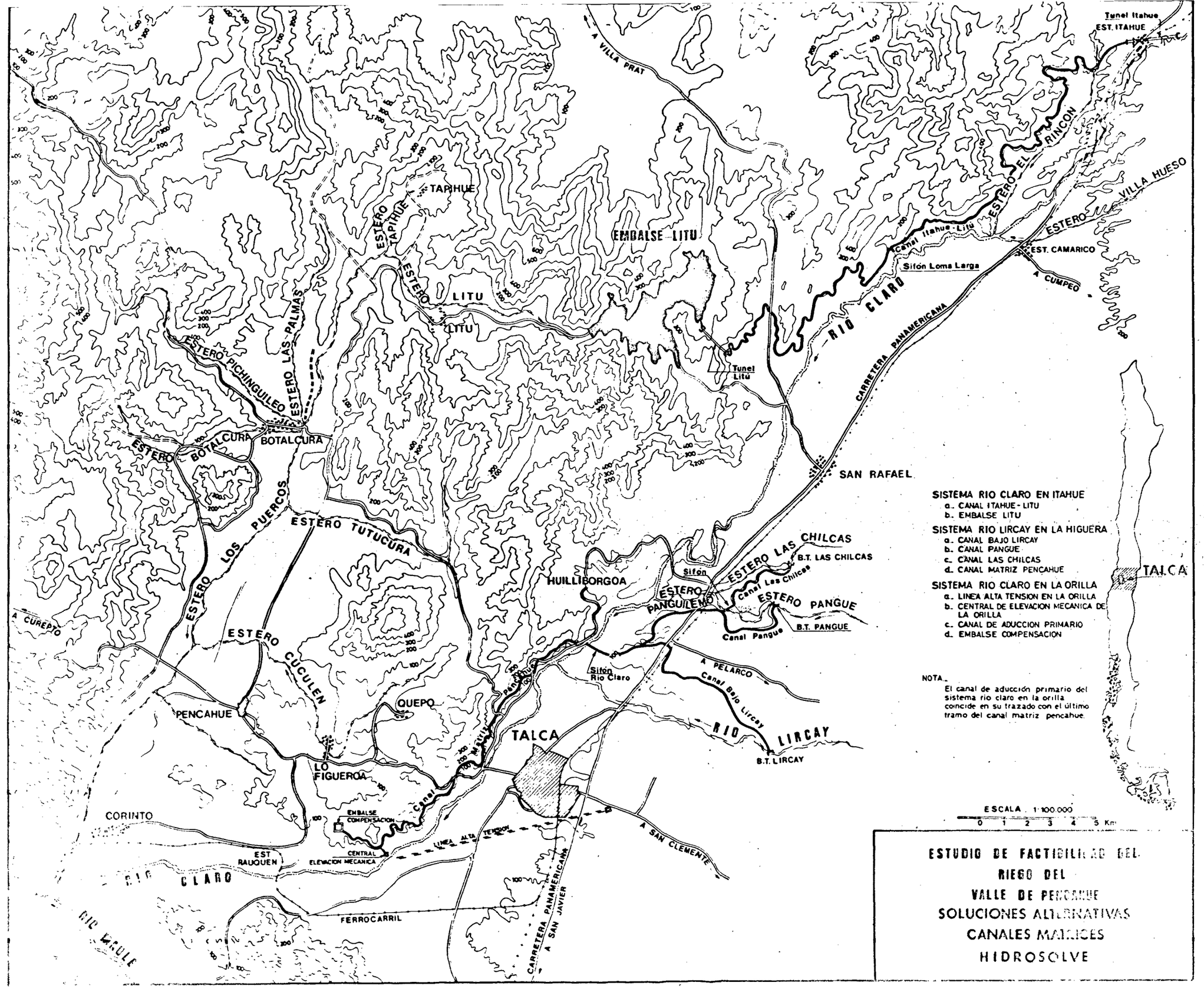
1.4 Otras soluciones consideradas

Además de los tres sistemas descritos sumariamente en los párrafos anteriores, se examinó la conveniencia de construir, como complemento del Sistema río Claro en La Higuera, un canal desde el río Claro con su bocatoma a la cota 70 aproximadamente. El análisis de esta posibilidad condujo a su rechazo por tres razones principales:

a) su superficie de riego dentro del valle es muy semejante a la cubierta por los canales que utilizarán los derrames de riego de las zonas altas;

b) su desarrollo es considerablemente largo a menos que se construyan túneles que son también largos y que obligarían a construir otros canales derivados para cubrir las áreas que los túneles dejarían atrás;

c) el canal cruzaría por el pueblo de Corinto, a menos que se construyan los túneles indicados en la letra b), que se encuentra ubicado entre las cotas 45 y 75 aproximadamente.


Tunel Itahue
EST. ITAHUE
A VILLA PRAT
TAPIHUE
ESTERO TAPIHUE
ESTERO LITU
LITU
EMBALSE LITU
ESTERO EL RINCON
VILLA HUESO
ESTERO
Canal Itahue - Litu
EST. CAMARICO
Sifón Loma Larga
A CUMPEO
RIO CLARO
CARRETERA PANAMERICANA
Tunel Litu
ESTERO PICHINGUILEO
ESTERO LAS PALMAS
BOTALCURA
ESTERO BOTALCURA
SAN RAFAEL
ESTERO LOS PUERCOS
ESTERO TUTUCURA
HUILLIBORGOA
ESTERO LAS CHILCAS
B.T. LAS CHILCAS
Sifón
Canal Las Chilcas
ESTERO PANGUILEMO
ESTERO PANGUE
Canal Pangue
B.T. PANGUE
A CUREPTO
ESTERO CUCULEN
PENCAHUE
QUEPO
Sifón Rio Claro
A PELARCO
Canal Bajo Lircay
RIO LIRCAY
B.T. LIRCAY
TALCA
LO FIGUEROA
CORINTO
EMBALSE COMPENSACION
Canal Matriz
EST RAUQUEN
CENTRAL ELEVACION MECANICA
LINEA ALTA TENSION
A SAN CLEMENTE
RIO CLARO
FERROCARRIL
RIO MAULE
CARRETERA PANAMERICANA
A SAN JAVIER
TALCA
SISTEMA RIO CLARO EN ITAHUE
a. CANAL ITAHUE - LITU
b. EMBALSE LITU
SISTEMA RIO LIRCAY EN LA HIGUERA
a. CANAL BAJO LIRCAY
b. CANAL PANGUE
c. CANAL LAS CHILCAS
d. CANAL MATRIZ PENCAHUE
SISTEMA RIO CLARO EN LA ORILLA
a. LINEA ALTA TENSION EN LA ORILLA
b. CENTRAL DE ELEVACION MECANICA DE LA ORILLA
c. CANAL DE ADUCCION PRIMARIO
d. EMBALSE COMPENSACION
NOTA.-
El canal de aducción primario del sistema rio claro en la orilla coincide en su trazado con el último tramo del canal matriz pencahue.
ESCALA 1:100.000
0 1 2 3 4 5 Km
ESTUDIO DE FACTIBILIDAD DEL
RIEGO DEL
VALLE DE PENCAHUE
SOLUCIONES ALTERNATIVAS
CANALES MATRICES
HIDROSOLVE

La circunstancia especial de que las redes interiores de canales riegan áreas de superficies semejantes, con trazados que difieren poco entre sí, no obstante que en dos casos la dirección general de movimiento de aguas es sur-norte, en tanto que en el otro es norte-sur, permite elegir el sistema matriz de riego más adecuado para el riego del Valle de Pencahue haciendo una comparación económica entre ellos tomando en cuenta solamente la parte que se ha considerado como el conjunto de elementos propiamente matrices.

2. CONSIDERACIONES ESPECIALES DE EVALUACION

Cada uno de los tres sistemas de riego presenta algunas características especiales y distintas que tienen consecuencias económicas y de evaluación que son difíciles de ponderar y que solo se tomarán en consideración en el caso que haya a lo menos dos soluciones que se encuentren equilibradas desde el punto de vista de costos. No obstante esta última observación, se procederá a hacer un análisis somero de esas características y de sus consecuencias desde el punto de vista cualitativo, que son: seguridad hidrológica, consumo de energía y uso alternativo de las aguas.

2.1 Sistema de riego Río Claro en Itahue

2.1.1 Seguridad Hidrológica

Prescindiendo de la temporada 1968-1969, durante la cual se produce una falla casi total, ya que el abastecimiento alcanza sólo al 20% de la demanda, se tiene que la seguridad hidrológica es muy alta, del orden del 100% para todos los otros años que comprende la estadística fluviométrica de Claro en Camarico.

2.1.2 Consumo de energía

No produce un consumo de energía, con excepción de

la necesaria para el manejo de las instalaciones.

2.3.1 Uso alternativo de las aguas

Se distinguirá entre aguas de invierno y aguas de primavera:

a) Aguas de invierno.

Las aguas de invierno pueden ser trasvasadas hacia la hoya hidrográfica del río Lontué.

b) Aguas de primavera.

Las aguas de primavera pueden ser trasvasadas igualmente hacia el norte, o bien pueden ser utilizadas en el riego de zonas situadas bajo la última sección del canal Maule Bajo mediante la utilización de los canales Purísima y Pelarco-Buena Unión.

2.2 Sistema de riego Río Lircay en La Higuera

2.2.1 Seguridad hidrológica

Las aguas del Bajo Lircay o Lircay en La Higuera, provienen de los retornos de riego de la zona situada entre el estero de Perquín y el río Claro, para lo cual será necesario contar eventualmente con canales provenientes de los esteros Pangue y Chilcas. Dicha zona tendrá en el futuro una seguridad de servicio del orden del 90%, una vez construído y en funcionamiento el embalse Colbún. El análisis hidrológico realizado para la determinación del gasto disponible estuvo basado en presunciones relacionadas con la eficiencia de riego de la zona cuyos resultados se controlaron con los datos estadísticos de gastos disponibles y con corridas de aforos realizadas durante la temporada 1976-1977. De acuerdo con los antecedentes de gastos (Compañía General de Electricidad Industrial), el año más desfavorable habría sido 1962-1963 durante el cual se habría dispuesto de un 85% de demanda del mes de

enero considerando la suma de los aportes de Lircay, Pangue y Chilcas.

2.2.2 Uso Alternativo de las aguas

No tienen uso alternativo debido a la cota a la cual se encuentran disponibles.

2.2.3 Consumo de energía

No produce consumo de energía con excepción del necesario para el manejo de las instalaciones.

2.3 Sistema de riego Elevación Mecánica en La Orilla

2.3.1 Seguridad hidrológica

Presenta análogas características a las descritas para el caso anterior, pero al mismo tiempo la disponibilidad de agua es mayor, ya que a los aportes indicados entonces se agregan los que proporcionan el río Claro y los esteros Piduco y Caiván.

2.3.2 Uso alternativo de las aguas

No tienen uso alternativo debido a la cota a la cual se encuentran disponibles.

2.3.3 Consumo de energía

Una elevación mecánica en La Orilla exigirá la instalación de equipos eléctricos de una potencia y un consumo anual de energía aproximados de 9.100 kW y 21.300 MWh, respectivamente.

Por el momento no hay una evaluación social del costo de la energía si bien se tiene la convicción (estimaciones de ENDESA) que la energía base debería tener un valor a lo menos un 50% superior al actual y que el cargo por kW de demanda máxima debería subir unas doce veces por sobre el nivel existente.

En todo caso, no se ha realizado hasta el momento ningún análisis que permita comparar entre sí dos sistemas, uno de los cuales usa energía potencial y el otro energía eléctrica o térmica, exclusivamente sobre la significación que ambas situaciones puedan tener en el futuro frente a una eventual crisis de producción de energía.

3. ESTUDIOS ESPECIALES DE TERRENO

Para el estudio del Proyecto Pencahue se dispuso de un conjunto de planos en escala 1:10.000 con curvas de nivel a 2.50 m. que abarca toda la zona del Proyecto y una parte de las áreas donde se construirán algunos de los sistemas matrices. Estos planos fueron completados con las investigaciones y trabajos de terreno que se describen a continuación:

3.1 Levantamientos topográficos

Los levantamientos topográficos especiales realizados son:

3.1.1 Canal Matriz Itahue Litú

Se hizo el levantamiento taquimétrico de una faja situada entre la boca de salida del túnel Litú y la bocatoma situada 2,5 kms. aguas arriba del pueblo de Itahue. La escala del plano correspondiente es de 1:10.000 con curvas de nivel a 5 m. Incluye el detalle de las bocas de entrada y de salida de los dos túneles.

3.1.2 Embalse de Litú

Se realizó el levantamiento taquimétrico de la zona de muro en escala 1:2.000 con curvas de nivel a 10 m. debido a lo abrupto del terreno y un perfil transversal por el eje del muro.

3.1.3 Canal Matriz Bajo Lircay (Lircay en La Higuera)

Se ejecutó un levantamiento taquimétrico en escala 1:2.000 y curvas de nivel a 1 m. de toda la zona comprendida entre la cámara de salida del sifón del río Claro (orilla poniente del Claro) y los lomajes ubicados al oriente de la línea del ferrocarril longitudinal, con el objeto de definir la ubicación de las cámaras de entrada y de salida del sifón, de fijar la cota del eje hidráulico en su cámara de entrada, de determinar el trazado más adecuado entre esta última y el aeródromo de Panguilemu y de ubicar las obras de arte para cruzar el camino Longitudinal y la línea férrea.

3.1.4 Zona de elevación de La Orilla

Se hizo el levantamiento taquimétrico de la zona en que se ubicará la Planta de Elevación Mecánica de La Orilla en escala 1:1.000 con curvas a nivel a 1 m. Este levantamiento incluye la parte pertinente del lecho y de la ribera oriente del río Claro.

3.1.5 Zona del embalse compensación

El sistema de riego basado en una elevación mecánica en La Orilla necesitará un embalse de compensación para evitar el bombeo durante las horas de demanda máxima y proporcionar un gasto continuo a los canales primarios de distribución. Con este objeto se realizó un levantamiento taquimétrico en la meseta alta de Rauquén en escala 1:1.000 con curvas de nivel a 1 m. de distancia.

3.2 Exploraciones del subsuelo

Las exploraciones del subsuelo tienen por objeto definir las características de los terrenos en que se excavarán los canales e identificar zonas de empréstitos de materiales finos, tanto en volumen como en calidad, para el embalse de Litú.

3.2.1 Calicatas en canales

Se excavaron calicatas cada 1 km. en el Canal Matriz Itahue-Litú y se excavaron las necesarias para completar los antecedentes que sobre esta materia entrega el Proyecto Guerra del Canal Matriz Bajo Lircay.

3.2.2 Calicatas en empréstitos

Se identificaron dos zonas de empréstitos situadas a una distancia comprendida entre 2 y 3 kms. del eje del muro del embalse de Litú y se excavaron en ellas veinticinco calicatas. Se practicaron ensayes en seis muestras representativas que incluyen los límites de Attenberg, índices de plasticidas y análisis granulométrico. Los resultados se agregan en el Apéndice 2. El volumen reconocido aprovechable de materiales finos aptos para núcleo central de muro de escollera asciende a 1.100.000 m^3, cantidad muy superior a la necesaria para dicho núcleo.

4. OTROS ANTECEDENTES

La solución de riego basada en una elevación mecánica en La Orilla significa un consumo anual elevado de energía eléctrica con una inversión en capital directo presumiblemente inferior a la que demandaría un sistema de riego gravitacional equivalente. El consumo de energía exige resolver dos problemas que son: la determinación de la tarifa eléctrica y de la tasa de interés para el cálculo del capital que representa dicho consumo.

4.1 Tarifas eléctricas

En relación con las tarifas eléctricas para regadía mecánico se hizo una consulta escrita a ENDESA que incluía otras

materias. ENDESA en su contestación no dió respuesta a esta parte de la consulta.

Considerando el resultado obtenido se procedió a solicitar información verbal. Los resultados de las entrevistas se pueden sintetizar como sigue:

a) La crisis energética provocada por el alza del valor del petróleo ha hecho que la tendencia histórica del precio del kWh deje de tener significación;
b) El costo del kWh en Chile está lejos de su valor real debido a que los precios extremadamente bajos que se fijaron en el período 1970-1973, han impedido que recupere hasta el momento niveles más de acuerdo con la realidad, especialmente para la componente de la tarifa derivada del consumo en períodos de demanda máxima;
c) ENDESA estima que el costo del kWh de energía básica es igual a 450 gramos de carbón corriente puesto en bocamina de Lota; a este valor se llega considerando todos los insumos directos para producir un kWh en una planta termoeléctrica tipo Bocamina o Ventanas;
d) ENDESA estima que el costo del kW de demanda máxima debe ser igual a US$ 304 por kW anual sobre la base de un costo de US$ 2.000 por kW instalado y considerando un 2,5% anual en mantención y operación, un 1,2% por concepto de accidentes, un 2,5% de depreciación y un 10% de rentabilidad que es el márgen que fija la legislación vigente. En el caso que se prescindiera de la rentabilidad, el kW anual de demanda máxima bajaría a US$ 104.40.

4.2 Tasa de interés del capital

Para la fijación de la tasa de interés del capital se consultó a la Comisión Nacional de Riego y de acuerdo con la

respuesta obtenida, se ha establecido que dicha tasa, para los efectos de calcular el capital equivalente al consumo anual en energía, es igual a 11,28%, que a su vez es interés corriente promedio en 1976 determinado por la Superintendencia de Bancos considerando el interés promedio cobrado por los bancos comerciales.

5. PRECIOS UNITARIOS

Para el análisis económico comparativo entre los tres sistemas matrices descritos, se utilizarán los costos unitarios a precios privados determinados en el capítulo D de este mismo anexo. Los precios sociales utilizados, en cambio, son ligeramente diferentes a los que aparecen en el Anexo E, debido a ajustes que se realizaron en el cálculo de ellos con posterioridad al análisis económico comparativo.

La lista de los precios unitarios, tanto privados como sociales, aparecen en el cuatro siguiente:

Item	Un.	Costo Privado	Costo Social
Excavación Mesa Material Común	m^3	$ 11,48	$ 13,96
Excavación Mesa Material Duro	m^3	65,55	64,71
Excavación Mesa Material Roca	m^3	99,79	97,75
Excavación Cuneta Material Común	m^3	23,46	24,36
Excavación Cuneta Material Duro	m^3	85,17	85,97
Excavación Cuneta Material Roca	m^3	118,06	115,40
Revestimiento taludes del Canal	m^2	105,46	101,65
Revestimiento Radier de Canal	m^3	99,78	99,80
Excavación Obras de Arte a Mano	m^3	33,39	21,49
Rellenos Compactados	m^3	30,48	20,43
Acero en Barras Suministro y Colocación	kg	15,53	14,27
Moldaje Plano	m^2	112,21	92,43
Moldaje Curvo	m^2	136,30	107,51
Hormigón de 170 kg cem/m^3	m^3	670,92	638,10
Hormigón de 255 kg cem/m^3	m^3	834,27	801,45
Hormigón de 300 kg cem/m^3	m^3	915,95	883,13
Hormigón de 340 kg cem/m^3	m^3	997,62	964,80
Escarpe Embalse Litú	m^3	30,70	31,94
Roca Gruesa Embalse Litú	m^3	61,68	62,40
Roca Mediana Embalse Litú	m^3	62,52	63,18
Núcleo Embalse Litú	m^3	59,62	61,81
Filtros Embalse Litú	m^3	122,58	121,48

El costo definitivo de la excavación en mesa y cuneta de los diferentes canales se fijó sobre la base de la proporción de los distintos materiales base: roca, duro y blando, que se encontraran en cada uno de ellos, las cuales fueron fijadas mediante el análisis de las calicatas y de las pendientes transversales deducidas de los planos existentes.

6. CRITERIOS DE SIMPLIFICACION

Para realizar la comparación en la forma que se desea, es necesario hacer algunas simplificaciones en los procedimientos y en los factores que intervendrán en ella. A continuación se hace un análisis de ellos.

6.1 Obras que no se tomarán en cuenta en los presupuestos

Para los efectos de la comparación de costos de las tres alternativas descritas anteriormente, se eliminarán de ellos los correspondientes a los elementos que siguen debido a que son obras de valores semejantes en los tres casos:

- Bocatoma del Canal Matriz Itahue-Litú en el río Claro en Itahue;
- Bocatoma del Canal Matriz Bajo Lircay en río Lircay inmediatamente aguas abajo de la confluencia con la Quebrada Arenas;
- Obras de captación para la Planta Elevación en La Orilla;
- Obras menores tales como pasos de quebrada, puentes, descargas, etc.

En todos los casos de estructuras de captación, la obra pertinente deberá poder desviar la totalidad del caudal presente en las épocas de estiaje hacia los dispositivos de control. Por otra parte, los posibles gastos de las avenidas de diseño para los dos primeros casos son compa-

rables entre sí. La avenida del tercer caso es sensiblemente superior.

6.2 Costos anuales de operación

No se tomarán en cuenta los costos anuales capitalizados de operación, excepto el consumo de energía en el caso de la elevación mecánica. Por lo tanto, no se considerarán sueldos de personal ni gastos de mantención y reparación.

6.3 Defase en la obtención de beneficios

Puede presumirse que las tres soluciones propuestas tendrán distintos plazos de construcción siendo el más corto el correspondiente a la elevación Mecánica de La Orilla y el más largo es del Canal Matriz del Claro en Itahue. Esto producirá también distintos plazos para el comienzo de la obtención de los beneficios. No obstante, a menos que los costos directos resulten semejantes, no se tomará en cuenta este factor dentro de la comparación.

6.4 Faenas de construcción

Debido a que se trata en esta comparación de canales de tamaño grande, para el cálculo de los costos respectivos sólo se ha considerado el sistema corriente de faenas de construcción en el país que consiste en lo fundamental en una faena semimecanizada con uso de equipos pesados de tractores tipo bulldozer, retroexcavadoras, etc. Por lo tanto, no se ha tomado en cuenta una faena del tipo predominantemente manual que podría dar resultados favorables en la evaluación social.

7. ANALISIS PARAMETRICO DE LOS SISTEMAS MATRICES

La comparación económica de los sistemas matrices se hará en forma paramétrica para distintas capacidades de los canales, del embalse Litú y de las bombas y motores de la central de elevación en La Orilla. Se procederá en esta forma debido a que existe la posibilidad de regar entre 0 y 1.500 hás dentro del valle de Pencahue utilizando los derrames o retornos de riego de las zonas altas en el riego de los terrenos de la terraza baja. El análisis correspondiente se hizo en el Capítulo C, numeral 2, páginas 58 a 68 de este mismo anexo.

El análisis paramétrico se extendió hasta 3.000 hás. de menor riego desde los sistemas matrices para tomar en cuenta que la evaluación económica final del Proyecto Pencahue diera como resultado que no conviene regar parte de los suelos de capacidad de uso IV.

En resumen, se estudiarán los tres sistemas matrices para cinco casos de superficies de riego directo que varían entre la superficie máxima regable para cada caso y una superficie inferior en 3.000 hás. con una gradación de 750 en 750 hás.

El análisis paramétrico descrito se combinará con un estudio de optimización, en los casos que proceda, para tener como resultado, que la solución propuesta en cada caso sea la más económica.

Con posterioridad al análisis general de los sistemas de riego matrices y su comparación de costos de construcción y consumo de energía, se han introducido algunas modificaciones en los costos sociales de precios unitarios y en las superficies sectoriales y totales que no alteran los resultados relativos. En todo caso, los valores definitivos de los ítems indicados serán los que se utilizarán en el dimensionamiento y presupuesto de las obras del sistema matriz y red de canales correspondiente que sea elegida como la solución más adecuada para el riego del área del Proyecto Pencahue.

G. SISTEMA DE RIEGO RIO CLARO EN ITAHUE

1. SUPERFICIE TOTAL DE RIEGO

La superficie de riego del sistema de riego Río Claro en Itahue comprende todos los suelos de clases de capacidad de uso I a IV reconocidos como susceptibles de riego, situados bajo la cota 100, descontando los que se riegan con el canal Corinto, las zonas de Buenavista y Huilliborgoa y los terrenos situados a orillas del río Claro. En la parte alta de Litú hay también algunos suelos regables situados sobre la cota 100. La superficie bruta total es igual a 12.079,5 hás. que equivalen a 10.968 hás. de riego al disminuir la parte ocupada por estructuras no directamente productivas tales como canales, caminos, embalses reguladores, construcciones, corrales, etc. La zona de riego será cubierta por dos canales trazados por la parte alta del valle de Pencahue en ambos costados de 1 estero Los Puercos. Se hizo una sectorización de acuerdo con las características topográficas.

Los resultados aparecen en el cuadro siguiente de acuerdo con el ramal primario de distribución que riega a cada uno de ellos.

CANAL IZQUIERDO

Sector	Superficie bruta (hás)	Superficie neta (hás)
La Peña y Litú Sur	291,8	264,9
La Orilla y Espinal	465,3	422,5
Tutucura Norte	409,7	372,0
Tutucura Sur	516,2	468,7
Las Doscientas	1.539,9	1.398,2
Lo Figueroa Norte	577,9	524,7
Quepo	322,5	292,8
Lo Figueroa Oriente	74,7	67,8
Lo Figueroa Sur	741,7	673,4
Rauquén	607,8	551,9
Corinto	180,3	163,7
Pencahue Oriente	204,3	185,5
El Peral	562,7	510,9
Las Tizas	381,9	346,7
Pencahue Poniente	1.143,9	1.038,6
	8.020,6	7.282,3

CANAL DERECHO

La Peña y Litú Norte	270,7	245,8
Tapihue Oriente	356,5	323,7
Tapihue Poniente	198,1	179,9
Puercos	127,6	115,8
Las Palmas	172,2	156,3
La Constancia	221,3	200,9
Pichinguileo Norte	48,0	43,6
Pichinguileo Sur	48,8	44,3
Totoral Oriente	340,7	309,3
Totoral Poniente	113,5	103,0
Botalcura Norte	112,9	102,5
Botalcura Sur	271,3	246,3
La Esperanza	342,9	311,3
Cabrería	663,1	602,1
Matancilla	609,4	553,3
El Quillay	161,9	147,0
	4.058,9	3.685,1
TOTAL GENERAL	12.072,5	10.967,4

2. CANAL MATRIZ ITAHUE-LITU

2.1 Metodología de Análisis

El estudio del costo total del Canal Matriz Itahue-Litú se hizo en forma paramétrica para los siguientes gastos: 5.0, 6.5, 8.0, 9.5 y 11.0 m^3/s utilizando la metodología de optimización y el programa de computación que se agregan en el Apéndice 1 de este capítulo. Se analizaron, además de la cuneta, los siguientes elementos ubicados en posición correlativa desde aguas arriba hacia aguas abajo: túnel Itahue, sifón Rinconada, sifón Loma Larga y túnel Litú.

La metodología de optimización tiene por objeto determinar las pérdidas de carga para cada elemento que interviene en el Canal Matriz, considerado como una unidad compuerta de varias partes, para una pérdida de carga total invariable y de manera que se obtenga el costo mínimo del conjunto. Cada uno de los elementos descritos será estudiado separadamente.

2.2 Cuneta

2.2.1 Datos para el programa de computación

La determinación del costo de excavación del canal se hizo mediante un programa de computación al cual se entregaron los datos que se analizan enseguida:

a) Longitud total y parcial por tramos.
La longitud total se determinó mediante el trazado de un eje rojo tentativo que incluyó una comparación económica en el sector denominado Loma Larga para definir la solución más conveniente entre la construcción de un sifón o del canal equivalente. Posteriormente se dividió la longitud total en tres categorías según la pendiente transversal: hasta 33%, suave; de 33% hasta 66%, media; y más de 66%, fuerte. La pendiente trasversal se obtuvo del plano en escala 1:10.000 con medidas cada 100 m.

RIO CLARO

Entrada Tunel Km 0+000

TUNEL ITAHUE

Salida Tunel Km 7+500

PTE. INSPECCION

COTA NIVEL DE AGUAS FRENTE A LA ESTACION 1 214.52 EL DIA 7 DE MAYO DE 1977 «ABIA LLOVIDO, POR LO QUE SE ESTIMA EL NIVEL NORMAL EN 0.50 M MAS BAJO

SIFON L=200m

Entrada Sifón

Salida Sifón

Km 15.800

Km 16.000

Km 19 000

Km 20 000

Km 21.000

Km 22.000

SIFON LOMA LARGA L=900m

Entrada Sifón

Salida Sifón

LOMA LARGA

Km 23.000

Km 24 000

Km 25 000

Km 26 000

Km 27 000

Km 29 000

Km 30 000

Km 31 000

Km 32 000

Km 33 000

Km 34 000

Km 35 000

Km 36 000

Km 37 000

Km 38 000

Km 39 000

Km 40 000

Km 41 000

Entrada Tunel

TUNEL LITU

Salida Tunel

A SAN RAFAEL

A VILLA LUCO

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE Jefe Proyecto E.O.M. Jefe Area M.M.P. Asesor Ingeniería S.V.V.	CANAL MATRIZ ITAHUE - LITU EJE ROJO ENTRE BOCATOMA Y SALIDA TUNEL LITU
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad		Escala 1:10.000 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de aprobación Lámina AN-8-G-2

b) Pendientes longitudinales.

Se tomaron las siguientes pendientes longitudinales del canal: 0.0001, 0.0002, 0.0003, 0.0004, 0.0005 y 0.0006.

c) Tipos de sección y coeficientes de rugosidad.

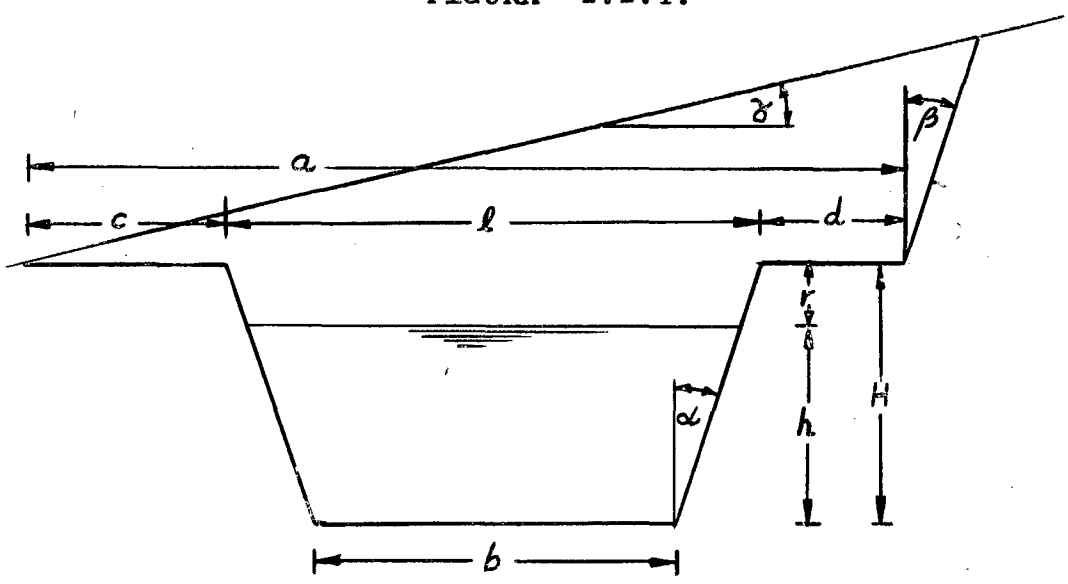
Los cálculos se hicieron para dos tipos de sección: revestida y no revestida. Para la primera se tomó un valor de n igual a 0.014 y para la segunda un valor de 0.035 debido a que las calicatas exploratorias indicaron que un 78% de la cuneta estaría excavada en roca o en sedimentos glaciolacustres cementados.

d) Características geométricas de la sección transversal del canal.

De acuerdo con la figura 2.2.1, las características fijas de la sección son las siguientes:

- "c" ancho del camino de borde: 1.00, 2.50 y 4.00 para pendientes suave, media y fuerte, respectivamente.

FIGURA 2.2.1.



- "B/H" : 1.15 para los tres casos de pendientes transversales.
- "tg α : 0.25 debido a que se trata de canal excavado en su mayor parte en roca o sedimentos cementados;
- "tg β : 0.25;
- "d" : 1.00 m.;
- "tg γ : variable cada 100 m. de acuerdo con las medidas realizadas en el plano 1:10.000.

e) Precios unitarios de excavación.

Los precios unitarios tanto sociales como privados se determinaron para los distintos tipos de pendientes transversales, distinguiendo entre mesa y cuneta, sobre la base de la información proporcionada por las calicatas y de los precios unitarios calculados para excavación en roca, en material blando y en material duro (sedimentos cementados).

En esta forma los precios unitarios de excavación, expresados en $ son los siguientes:

	Pendiente suave	Pendiente Media	Pendiente Fuerte	Tipo de Evaluación
Mesa	14.07	47.82	68.88	Privada
Cuneta	73.28	112.52	118.06	Privada
Mesa	16.03	48.12	68.25	Social
Cuneta	73.21	110.32	115.40	Social

f) Gastos.

Se consideraron los siguientes gastos: 5.00, 6.50, 8.00, 9.50 y 11.00 m^3/seg.

2.2.2 Resultados del programa de computación

El programa de computación entrega los siguientes resultados: para cada una de las pendientes longitudinales consideradas en el estudio; y para los tres tipos de

pendiente transversal:

- ancho de la base;
- altura normal;
- revancha;
- sección de la cuneta;
- pérdida de carga total en el tramo;
- volumen de excavación en mesa;
- volumen de excavación en cuneta;
- volumen de hormigón en revestimiento de talud;
- volumen de hormigón en revestimiento de radier;
- costo total del tramo para el gasto y pendiente considerados.

Se hicieron dos series de procesamiento del programa de computación. Una se realizó con precios sociales y la otra con precios de mercado.

Las características de las secciones para cada uno de los casos, tanto en dimensiones como en volumen de excavaciones en mesa y cuneta aparecen en los cuadros siguientes en los cuales las dimensiones de altura normal y ancho basal están dadas en metros, las secciones en metros cuadrados y los volúmenes en metros cúbicos.

CANAL SIN REVESTIMIENTO

$Q = 5.0\ m^3/seg$

Pendiente Transversal Suave

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m^2)	Volumen Mesa (m^3)	Volumen Cuneta (m^3)
0.00010	3.173	3.649	16.645	119.490	411.128
0.00020	2.786	3.204	12.835	99.111	317.023
0.00030	2.582	2.970	11.025	89.128	272.305
0.00040	2.447	2.814	9.897	82.785	244.459
0.00050	2.347	2.699	9.103	78.246	224.834
0.00060	2.268	2.608	8.501	74.765	209.976

Pendiente Transversal Media

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m2)	Volumen Mesa (m3)	Volumen Cuneta (m3)
0.00010	3.173	3.649	16.645	198.753	204.731
0.00020	2.786	3.204	12.835	170.301	157.869
0.00030	2.582	2.970	11.025	156.179	135.601
0.00040	2.447	2.814	9.897	147.128	121.734
0.00050	2.347	2.699	9.103	140.611	111.962
0.00060	2.268	2.608	8.501	135.588	104.563
		Pendiente Transversal Fuerte			
0.00010	3.173	3.649	16.645	20.976	8.322
0.00020	2.786	3.204	12.835	18.389	6.417
0.00030	2.582	2.970	11.025	17.093	5.512
0.00040	2.447	2.814	9.897	16.253	4.948
0.00050	2.347	2.699	9.103	15.653	4.551
0.00060	2.268	2.608	8.501	15.186	4.250
		$Q = 6.5\ m^3/seg.$			
		Pendiente Transversal Suave			
0.00010	3.501	4.026	20.113	137.838	496.783
0.00020	3.074	3.536	15.626	114.111	385.966
0.00030	2.849	3.277	13.422	102.301	331.524
0.00040	2.700	3.105	12.049	94.807	297.621
0.00050	2.589	2.978	11.082	89.450	273.729
0.00060	2.502	2.877	10.350	85.345	255.639
		Pendiente Transversal Media			
0.00010	3.501	4.026	20.113	224.020	247.386
0.00020	3.074	3.536	15.626	191.288	192.201
0.00030	2.849	3.277	13.422	174.788	165.090
0.00040	2.700	3.105	12.049	164.230	148.207
0.00050	2.589	2.978	11.082	156.636	136.310
0.00060	2.502	2.877	10.350	150.789	127.302
		Pendiente Transversal Fuerte			
0.00010	3.501	4.026	20.113	23.251	10.056
0.00020	3.074	3.536	15.626	20.300	7.813
0.00030	2.849	3.277	13.422	18.799	6.711
0.00040	2.700	3.105	12.049	17.833	6.024
0.00050	2.589	2.978	11.082	17.135	5.541
0.00060	2.502	2.877	10.350	16.596	5.174

$Q = 8.0\ m^3/seg.$

Pendiente Transversal Suave

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m2)	Volumen Mesa (m3)	Volumen Cuneta (m3)
0.00010	3.785	4.352	23.238	154.372	573.991
0.00020	3.323	3.822	18.259	127.925	451.005
0.00030	3.080	3.542	15.684	114.416	387.389
0.00040	2.918	3.356	14.080	105.853	347.772
0.00050	2.799	3.219	12.950	99.735	319.854
0.00060	2.705	3.110	12.094	95.052	298.717
		Pendiente Transversal Media			
0.00010	3.785	4.352	23.238	246.560	185.833
0.00020	3.323	3.822	18.259	210.406	224.589
0.00030	3.080	3.542	15.684	191.712	192.910
0.00040	2.918	3.356	14.080	179.766	173.182
0.00050	2.799	3.219	12.950	171.181	159.280
0.00060	2.705	3.110	12.094	164.575	148.754
		Pendiente Transversal Fuerte			
0.00010	3.785	4.352	23.238	25.265	11.619
0.00020	3.323	3.822	18.259	22.027	9.129
0.00030	3.080	3.542	15.684	20.338	7.841
0.00040	2.918	3.356	14.080	19.253	7.039
0.00050	2.799	3.219	12.950	18.469	6.474
0.00060	2.705	3.110	12.094	17.865	6.046

$Q = 9.5\ m^3/seg.$

Pendiente Transversal Suave

0.00010	4.037	4.642	26.205	169.850	647.262
0.00020	3.545	4.076	20.577	140.313	508.264
0.00030	3.285	3.778	17.841	125.751	440.679
0.00040	3.113	3.580	16.017	116.179	395.612
0.00050	2.985	3.433	14.731	109.345	363.854
		Pendiente Transversal Media			
0.00010	4.037	4.642	26.205	267.496	322.320
0.00020	3.545	4.076	20.577	227.407	253.102
0.00030	3.285	3.778	17.841	207.408	219.447
0.00040	3.113	3.580	16.017	194.161	197.005
0.00050	2.985	3.433	14.731	184.647	181.190
0.00060	2.885	3.318	13.757	177.332	169.216

Pendiente Transversal Fuerte

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m2)	Volumen Mesa (m3)	Volumen Cuneta (m3)
0.00010	4.037	4.642	26.205	27.126	13.102
0.00020	3.545	4.076	20.577	23.554	10.288
0.00030	3.285	3.778	17.841	21.757	8.920
0.00040	3.113	3.580	16.017	20.560	8.008
0.00050	2.985	3.433	14.731	19.697	7.365
0.00060	2.885	3.318	13.757	19.031	6.878

Q = 11.0 m^3/seg.

Pendiente Transversal Suave

0.00010	4.265	4.904	29.045	184.504	717.400
0.00020	3.745	4.307	22.787	152.001	562.845
0.00030	3.471	3.991	19.791	136.124	488.849
0.00040	3.289	3.782	17.878	125.944	441.593
0.00050	3.154	3.627	16.443	118.428	406.144
0.00060	3.048	3.505	15.356	112.679	379.304

Pendiente Transversal Media

0.00010	4.265	4.904	29.045	28.868	14.522
0.00020	3.745	4.307	22.787	24.978	11.393
0.00030	3.471	3.991	19.791	23.040	9.895
0.00040	3.289	3.782	17.878	21.781	8.939
0.00050	3.154	3.627	16.443	20.843	8.221
0.00060	3.048	3.505	15.356	20.119	7.678

Pendiente Transversal Fuerte

0.00010	4.265	4.904	29.045	28.868	14.522
0.00020	3.745	4.307	22.787	24.978	11.393
0.00030	3.471	3.991	19.791	23.040	9.895
0.00040	3.289	3.782	17.878	21.781	8.939
0.00050	3.154	3.627	16.443	20.843	8.221
0.00060	3.048	3.505	15.356	20.119	7.678

CANAL CON REVESTIMIENTO

Q = 5.0 m^3/seg.

Pendiente Transversal Suave

0.00010	2.250	2.588	9.182	79.292	226.804
0.00020	1.976	2.273	7.170	67.447	177.086
0.00030	1.831	2.106	6.208	61.585	153.337
0.00040	1.735	1.996	5.607	57.836	138.494
0.00050	1.664	1.914	5.182	55.139	128.006
0.00060	1.608	1.850	4.860	53.063	120.046

Pendiente Transversal Media

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m2)	Volumen Mesa (m3)	Volumen Cuneta (m3)
0.00010	2.250	2.588	9.182	142.116	112.942
0.00020	1.976	2.273	7.170	124.947	88.184
0.00030	1.831	2.106	6.208	116.336	76.358
0.00040	1.735	1.996	5.607	110.781	68.966
0.00050	1.664	1.914	5.182	106.762	63.743
0.00060	1.608	1.850	4.860	103.653	59.780
	Pendiente Transversal Fuerte				
0.00010	2.250	2.588	9.182	15.793	4.591
0.00020	1.976	2.273	7.170	14.192	3.584
0.00030	1.831	2.106	6.208	13.381	3.104
0.00040	1.735	1.996	5.607	12.856	2.803
0.00050	1.664	1.914	5.182	12.474	2.591
0.00060	1.608	1.850	4.860	12.178	2.430
	$Q = 6.5\ m^3/seg.$				
	Pendiente Transversal Suave				
0.00010	2.483	2.856	11.085	90.091	273.797
0.00020	2.180	2.508	8.645	76.180	213.540
0.00030	2.021	2.324	7.481	69.312	184.768
0.00040	1.915	2.202	6.753	64.925	166.793
0.00050	1.836	2.112	6.239	61.775	154.095
0.00060	1.775	2.041	5.849	59.351	144.459
	Pendiente Transversal Media				
0.00010	2.483	2.856	11.086	157.547	136.344
0.00020	2.180	2.508	8.645	137.632	106.337
0.00030	2.021	2.324	7.481	127.669	92.010
0.00040	1.915	2.202	6.753	121.253	83.059
0.00050	1.836	2.112	6.239	116.615	76.735
0.00060	1.775	2.041	5.849	113.031	71.937
	Pendiente Transversal Fuerte				
0.00010	2.483	2.856	11.085	17.219	5.542
0.00020	2.180	2.508	8.645	15.376	4.322
0.00030	2.021	2.324	7.481	14.447	3.740
0.00040	1.915	2.202	6.753	13.845	3.376
0.00050	1.836	2.112	6.239	13.408	3.119
0.00060	1.775	2.041	5.849	13.069	2.924

$Q = 8.0\ m^3/seg$

Pendiente Transversal Suave

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m2)	Volumen Mesa (m3)	Volumen Cuneta (m3)
0.00010	2.684	3.087	12.873	99.979	317.969
0.00020	2.357	2.711	10.032	84.155	247.787
0.00030	2.184	2.512	8.676	76.357	214.290
0.00040	2.070	2.380	7.829	71.382	193.367
0.00050	1.985	2.283	7.230	67.812	178.588
0.00060	1.918	2.206	6.776	65.069	167.377
	Pendiente Transversal Media				
0.00010	2.684	3.087	12.873	171.523	158.340
0.00020	2.357	2.711	10.032	149.088	123.392
0.00030	2.184	2.512	8.676	137.887	106.711
0.00040	2.070	2.380	7.829	130.683	96.291
0.00050	1.985	2.283	7.230	125.481	88.932
0.00060	1.918	2.206	6.776	121.463	83.349
	Pendiente Transversal Fuerte				
0.00010	2.684	3.087	12.873	18.501	6.436
0.00020	2.357	2.711	10.032	16.439	5.015
0.00030	2.184	2.512	8.676	15.400	4.337
0.00040	2.070	2.380	7.829	14.729	3.914
0.00050	1.985	2.283	7.230	14.242	3.615
0.00060	1.918	2.206	6.776	13.864	3.388

$Q = 9.5\ m^3/seg$

Pendiente Transversal Suave

0.00010	2.863	3.292	14.575	109.197	359.991
0.00020	2.514	2.891	11.351	91.574	292.843
0.00030	2.330	2.679	9.812	82.903	253.151
0.00040	2.208	2.539	8.851	77.377	228.363
0.00050	2.117	2.435	8.173	73.414	210.857
0.00060	2.046	2.353	7.658	70.370	197.578
	Pendiente Transversal Media				
0.00010	2.863	3.292	14.575	184.444	179.266
0.00020	2.514	2.891	11.351	159.652	139.611
0.00030	2.330	2.679	9.812	147.297	120.688
0.00040	2.208	2.539	8.851	139.359	108.871
0.00050	2.117	2.435	8.173	133.631	100.525
0.00060	2.046	2.353	7.658	129.210	94.194

Pendiente Transversal Fuerte

Pendiente Longitud.	Altura Normal (m)	Ancho Base (m)	Sección Cuneta (m2)	Volumen Mesa (m3)	Volumen Cuneta (m3)
0.00010	2.863	3.292	14.575	19.678	7.287
0.00020	2.514	2.891	11.351	17.413	5.675
0.00030	2.330	2.679	9.812	16.273	4.906
0.00040	2.208	2.539	8.851	15.537	4.425
0.00050	2.117	2.435	8.173	15.004	4.086
0.00060	2.046	2.353	7.658	14.591	3.829

$Q = 11.0\ m^3/seg$

Pendiente Transversal Suave

0.00010	3.025	3.478	16.206	117.895	400.292
0.00020	2.656	3.054	12.615	98.563	311.585
0.00030	2.462	2.831	10.901	89.063	269.265
0.00040	2.332	2.682	9.832	83.014	242.838
0.00050	2.237	2.572	9.076	78.678	224.179
0.00060	2.162	2.486	8.503	75.350	210.025

Pendiente Transversal Media

0.00010	3.025	3.478	16.206	196.543	45.318
0.00020	2.656	3.054	12.615	169.530	40.104
0.00030	2.462	2.831	10.901	156.086	37.354
0.00040	2.332	2.682	9.832	147.456	35.525
0.00050	2.237	2.572	9.076	141.233	34.174
0.00060	2.162	2.486	8.503	136.433	33.110

Pendiente Transversal Fuerte

0.00010	3.025	3.478	16.206	20.776	8.103
0.00020	2.656	3.054	12.615	18.318	6.307
0.00030	2.462	2.831	10.901	17.084	5.450
0.00040	2.332	2.682	9.832	16.288	4.915
0.00050	2.237	2.572	9.076	15.711	4.538
0.00060	2.162	2.486	8.503	15.265	4.251

2.3 Sifones Rinconada y Loma Larga

Para ambos sifones se siguió una metodología semejante. Esta consistió en el cálculo de costos para los cinco casos de gastos indicados anteriormente y para velocidades de 1.00, 1.50, 2.00, 2.50, 2.75, 3.00, 3.25 m^3/s. Las tres primeras velocidades están fuera de las Especificaciones Técnicas de la Dirección de Riego vigentes en

la actualidad y se utilizaron principalmente con el objeto de disponer del rango completo útil del gráfico de costos. No obstante, conviene señalar que la norma vigente tiene una rigidez que no concuerda necesariamente con el contenido de sólidos en suspensión que presentan las aguas de los distintos ríos del país.

No se hará el cálculo de costo de las cámaras de entrada, de salida y de visita, considerándose solamente un costo fijo para los embudos en todos los casos.

1.3.1 Cálculo de las pérdidas de carga

Las pérdidas de carga se han calculado de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Pérdida en embudo de entrada:

$0.1 \times \frac{U^2s}{2g}$ $\quad U_c$ velocidad del sifón

b) Pérdidas en embudo de salida:

$0.2 \left(\frac{U^2s}{2g} - \frac{U^2c}{2g}\right)$ $\quad U_c = 0.8$ m/seg.

c) Pérdidas por curvas:
Se utilizará el ábaco del Bureau of Reclamation para un radio de curvatura de 10 m. y considerando cuatro curvas de 30º.

d) Pérdidas por frotamientos:
Se utilizará el ábaco de Moody para una rugosidad "e" igual a 0.5 mm. que corresponde a hormigón con moldaje interno de acero para una longitud total de 700 m. para el sifón Loma Larga y 180 m. para el sifón Rinconada.

e) Los diámetros utilizados son los que corresponden exactamente a las condiciones de gasto y velocidad aproximando al centímetro más próximo.

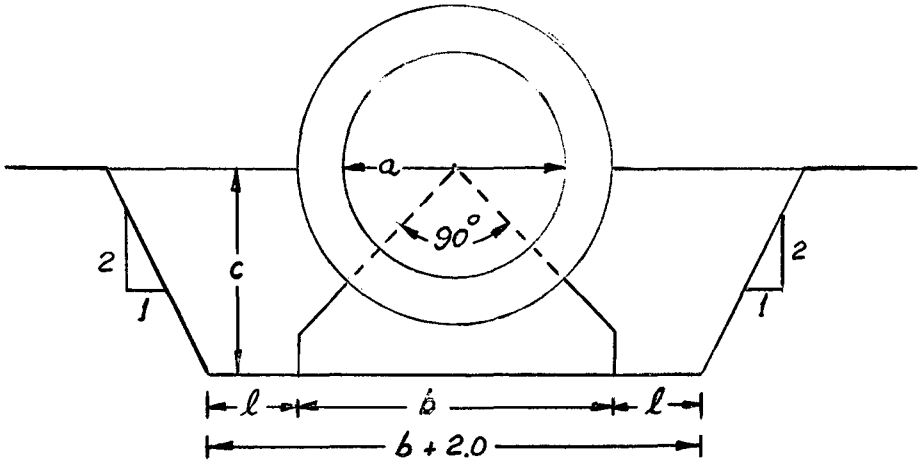
Los resultados obtenidos son los siguientes:

Velocidad (m/s)	Gasto (m3/s)	Pérdidas de carga (m) Entrada y Salida	Curvas	Frotamientos	Totales	Diámetro (m)
1.00	5.0	0.006	0.030	0.211	0.247	2.52
	6.5	0.006	0.030	0.174	0.210	2.88
	8.0	0.006	0.030	0.155	0.191	3.19
	9.5	0.006	0.030	0.139	0.175	3.48
	11.0	0.006	0.030	0.125	0.161	3.74
1.50	5.0	0.025	0.069	0.581	0.615	2.06
	6.5	0.025	0.069	0.489	0.589	2.35
	8.0	0.025	0.069	0.426	0.520	2.61
	9.5	0.025	0.069	0.379	0.473	2.84
	11.0	0.025	0.069	0.344	0.438	3.06
2.00	5.0	0.052	0.120	1.210	1.382	1.78
	6.5	0.052	0.120	1.030	1.202	2.03
	8.0	0.052	0.120	0.910	1.082	2.26
	9.5	0.052	0.120	0.830	1.002	2.46
	11.0	0.052	0.120	0.750	0.922	2.65
2.50	5.0	0.090	0.19	2.15	2.43	1.60
	6.5	0.090	0.19	1.84	2.12	1.82
	8.0	0.090	0.19	1.60	1.88	2.02
	9.5	0.090	0.19	1.45	1.73	2.20
	11.0	0.090	0.19	1.32	1.60	2.36
2.75	5.0	0.110	0.23	2.77	3.11	1.52
	6.5	0.110	0.23	2.34	2.68	1.74
	8.0	0.110	0.23	2.08	2.42	1.92
	9.5	0.110	0.23	1.85	2.19	2.10
	11.0	0.110	0.23	1.70	2.04	2.26
3.00	5.0	0.130	0.27	3.48	3.88	1.46
	6.5	0.130	0.27	2.92	3.32	1.66
	8.0	0.130	0.27	2.62	3.02	1.84
	9.5	0.130	0.27	2.35	2.75	2.00
	11.0	0.130	0.27	2.14	2.44	2.16
3.25	5.0	0.150	0.32	4.28	4.75	1.40
	6.5	0.150	0.32	3.61	4.08	1.60
	8.0	0.150	0.32	3.21	3.67	1.77
	9.5	0.150	0.32	2.87	3.34	1.93
	11.0	0.150	0.32	2.60	3.07	2.08

2.3.2 Cálculo de los costos de construcción

El cálculo de los costos de construcción, a los cuales se aplicará precios sociales y precios privados, se hizo de acuerdo con la cubicación realizada en cada caso de acuerdo con las características indicadas en la figura 2.3.2.a.

FIGURA 2.3.2.a



Con el objeto de simplificar el problema y, no introduciendo al mismo tiempo una distorsión importante por esta causa, se tomó un espesor uniforme de 0.40 m. para todos los casos con una cuantía de fierro de 100 kg por m^3 de hormigón.

A continuación se incluye el resultado de las cubicaciones correspondientes a los diferentes casos considerados. Las excavaciones, rellenos y hormigones están dados en m^3, el moldaje curvo en m^2 y las armaduras en kilógramos.

Q = 5.00 m^3/seg

Velocidad (m/s)

	1.00	1.50	2.00	2.50	2.75	3.00	3.25
Excavaciones	8.137	6.475	5.553	4.998	4.760	4.585	4.414
Rellenos	2.077	1.978	1.893	1.832	1.801	1.777	1.753
Hormigón A	998	719	571	485	449	422	397
Hormigón E	2.568	2.163	1.917	1.760	1.689	1.636	1.583
Moldaje curvo	3.672	3.086	2.723	2.492	2.390	2.312	2.236
Armaduras	256.800	216.300	191.700	176.000	168.900	163.600	158.300

Q = 6.50 m^3/seg

Excavaciones	9.567	7.489	6.395	5.681	5.428	5.180	4.998
Rellenos	2.121	2.037	1.991	1.907	1.881	1.853	1.831
Hormigón A	1.249	890	702	591	551	512	485
Hormigón E	2.885	2.418	2.137	1.953	1.882	1.812	1.759
Moldaje curvo	4.134	3.453	3.043	2.774	2.671	2.569	2.492
Armadura	288.500	241.800	213.700	195.300	188.200	181.200	175.900

Q = 8.00 m^3/seg

Excavaciones	10.861	8.458	7.175	6.339	6.006	5.745	5.543
Rellenos	2.108	2.080	2.027	1.971	1.938	1.913	1.911
Hormigón A	1.487	1.056	835	696	643	601	566
Hormigón E	3.157	2.644	2.339	2.129	2.040	1.970	1.909
Moldaje curvo	4.532	3.782	3.338	3.030	2.902	2.800	2.170
Armaduras	315.700	264.400	233.900	212.900	204.000	197.000	290.900

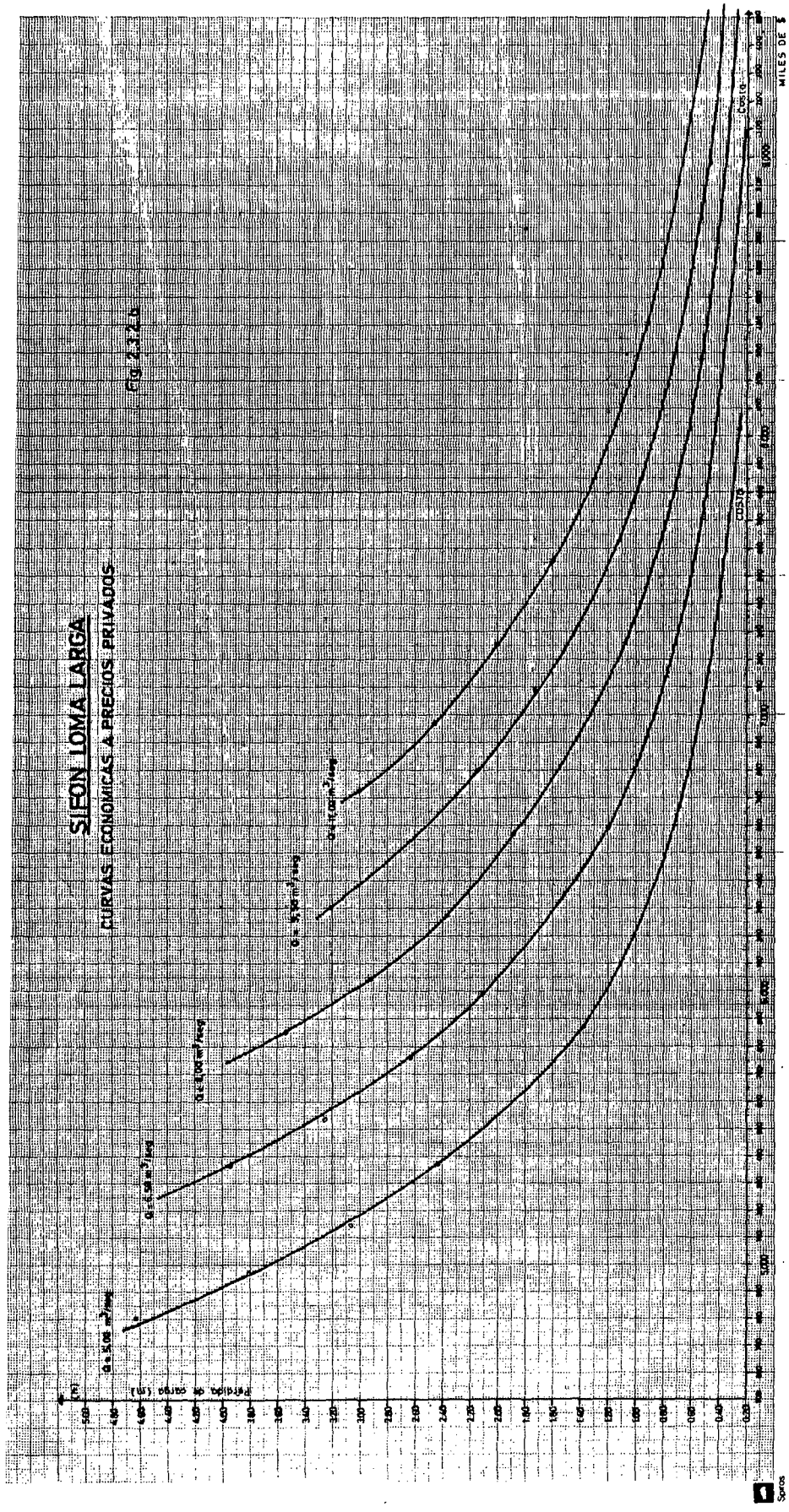
Q = 9.50 m^3/seg

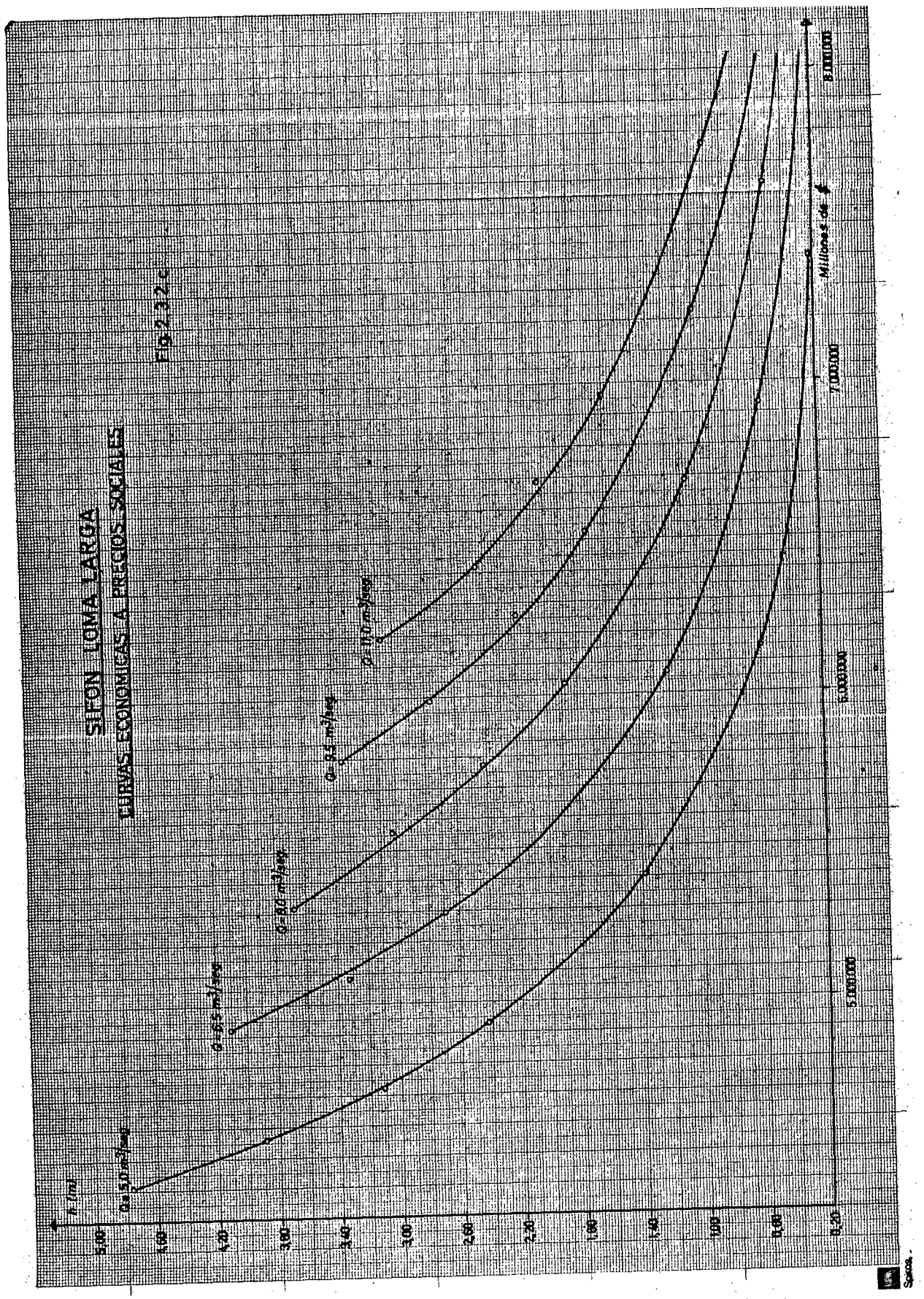
Excavaciones	12.203	9.403	7.910	6.961	6.612	6.272	6.017
Rellenos	2.131	2.118	2.067	2.012	1.988	1.961	1.919
Hormigón A	1.729	1.220	959	799	741	686	648
Hormigón E	3.413	2.850	2.515	2.287	2.199	2.111	2.050
Moldaje curvo	4.904	4.083	3.595	3.262	3.133	3.005	2.915
Armaduras	341.300	285.000	251.500	228.700	219.900	211.100	205.000

Q = 11.00 m^3/seg

Excavaciones	13.442	10.325	8.666	7.537	7.174	6.820	6.529
Rellenos	2.210	2.160	2.122	2.047	2.025	2.003	1.981
Hormigón A	1.961	1.382	1.086	897	834	776	728
Hormigón E	3.641	3.040	2.682	2.428	2.339	2.252	2.178
Moldaje curvo	5.237	4.360	3.839	3.467	3.339	3.210	3.102
Armaduras	364.100	304.000	268.200	242.800	233.900	225.200	217.800

Con estos valores de las cubicaciones y con los precios sociales y privados, se ha calculado el costo para cada uno de los casos contemplados y los resultados correspondientes se han colocado en dos gráficos que llevan los costos en las abscisas y las pérdidas de carga en orde-


SIFON LOMA LARGA
CURVAS ECONOMICAS A PRECIOS PRIVADOS
Fig 4.32.b
MILES DE $
COSTO
Q = 5.00 m³/seg
Q = 4.00 m³/seg
Q = 3.00 m³/seg
Q = 2.00 m³/seg
Q = 1.00 m³/seg
PERDIDA DE CARGA (m)


SIFON LOMA LARGA
CURVAS ECONOMICAS A PRECIOS SOCIALES
Fig 2.3.2.c
h (m)
Q=5.0 m³/seg
Q=6.5 m³/seg
Q=8.0 m³/seg
Q=9.5 m³/seg
Q=11.0 m³/seg
5.00
4.60
4.20
3.80
3.40
3.00
2.60
2.20
1.80
1.40
1.00
0.60
0.20
5.000.000
6.000.000
7.000.000
8.000.000
Millones de $

nadas, utilizando a los gastos como parámetros. Son las figuras 2.3.2.b y 2.3.2.c.

2.4 Túneles Litú e Itahue

Se hará la descripción detallada del procedimiento seguido para el cálculo de los costos de construcción a precios sociales y privados del túnel Litú, para posteriormente aplicar los mismos criterios al túnel Itahue. Los cálculos se han hecho para un túnel sin revestimiento interior, excepto en el radier, y con cerchas de sostenimiento para una longitud de 200 m. que incluyen los portales de entrada y salida y algunos tramos interiores en los cuales es posible que aparezca material fracturado originado por fallas antiguas. Para definir el tipo de túnel más económico se hizo una comparación previa entre secciones revestidas y no revestidas que dió por resultado la eliminación de las primeras.

Los costos de excavación son variables dependiendo de la sección del túnel, de tal modo que en cada caso ha sido necesario hacer las determinaciones correspondientes.

2.4.1 Características de las secciones estudiadas

El estudio paramétrico del túnel se hizo para los gastos de 5.00, 6.50, 8.00, 9.50 y 11.00 m^3 y para las pendientes longitudinales 0.0004, 0.0006, 0.0008, 0.0010 y 0.0012. Tal como se dijo anteriormente, se ha estimado que el radier será revestido con una capa de hormigón de 0.30 m. de espesor promedio. La determinación de las secciones se hizo considerando un coeficiente "n" igual a 0.0267. Se adoptó una relación entre la altura normal y el ancho basal de 0.75. La altura total de la sección se tomó igual al ancho de la base y el techo será de forma circular con un radio igual a la mitad del ancho basal.

Se considera una longitud total de 1.800 m. para el túnel Litú y 2.200 para el túnel Itahue.

a) Túnel Litú

Pendiente 0.0004

Pérdida de carga 0.72 m.

Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura Normal (m)	Altura Total (m)	Sección Total (m2)	Excavac. Totales (m3)	Revestim. Hormigón (m3)
5.00	3.10	2.32	3.10	19.51	17.118	1.674
6.50	3.42	2.56	3.42	11.47	20.646	1.846
8.00	3.70	2.78	3.70	13.33	23.944	1.998
9.50	3.94	2.96	3.94	15.04	27.072	2.128
11.00	4.16	3.13	4.16	16.70	30.060	2.246

Pendiente 0.0006

Pérdida de carga 1.08 m.

5.00	2.88	2.16	2.88	8.27	14.886	1.555
6.50	3.18	2.39	3.18	9.98	17.964	1.717
8.00	3.42	2.57	3.42	11.47	20.646	1.847
9.50	3.66	2.75	3.66	13.06	23.508	1.976
11.00	3.86	2.90	3.86	14.46	26.028	2.084

Pendiente 0.0008

Pérdida de carga 1.44 m.

5.00	2.72	2.04	2.72	7.42	13.356	1.469
6.50	3.00	2.25	3.00	8.93	16.074	1.620
8.00	3.24	2.43	3.24	10.34	18.612	1.749
9.50	3.46	2.60	3.46	11.73	21.114	1.868
11.00	3.66	2.75	3.66	13.06	23.508	1.976

Pendiente 0.0010

Pérdida de carga 1.80 m.

5.00	2.62	1.97	2.62	6.91	12.438	1.415
6.50	2.88	2.16	2.88	8.27	14.886	1.555
8.00	3.12	2.34	3.12	9.63	17.334	1.685
9.50	3.32	2.49	3.32	10.84	19.512	1.793
11.00	3.52	2.64	3.52	12.12	21.816	1.900

Pendiente 0.0012

Pérdida de carga 2.16 m.

5.00	2.52	1.89	2.52	6.43	11.574	1.361
6.50	2.78	2.09	2.78	7.73	13.914	1.501
8.00	3.02	2.27	3.02	9.05	16.290	1.631
9.50	3.22	2.42	3.22	10.22	18.396	1.739
11.00	3.40	2.55	3.40	11.34	20.412	1.836

En todos los casos se considera una longitud de 200 m. de cerchas metálicas.

b) Túnel Itahue

Tiene las mismas características de sección del túnel Litú con la diferencia que su longitud es igual a 2.200 m. La longitud de las cerchas de revestimiento será igualmente de 200 m.

Siguiendo la misma ordenación que para el túnel Litú y eliminando las partes conmunes, se tienen las tablas que siguen:

Pendiente 0.0004

Pérdida de carga 0.88m.

Gasto (m3/s)	Excavac. Totales (m3)	Revest. Hormigón (m3)
5.00	20.922	2.046
6.50	25.234	2.256
8.00	29.326	2.442
9.50	33.088	2.600
11.00	36.740	2.745

Pendiente 0.0006

Pérdida de carga 1.32 m.

Gasto (m3/s)	Excavac. Totales (m3)	Revest. Hormigón (m3)
5.00	18.194	1.900
6.50	21.956	2.098
8.00	25.234	2.257
9.50	28.732	2.415
11.00	31.812	2.547

Pendiente 0.0008

Pérdida de carga 1.76m.

5.00	16.324	1.795
6.50	19.646	1.980
8.00	22.748	2.138
9.50	25.806	2.283
11.00	28.732	2.415

Pendiente 0.0010

Pérdida de carga 2.20m.

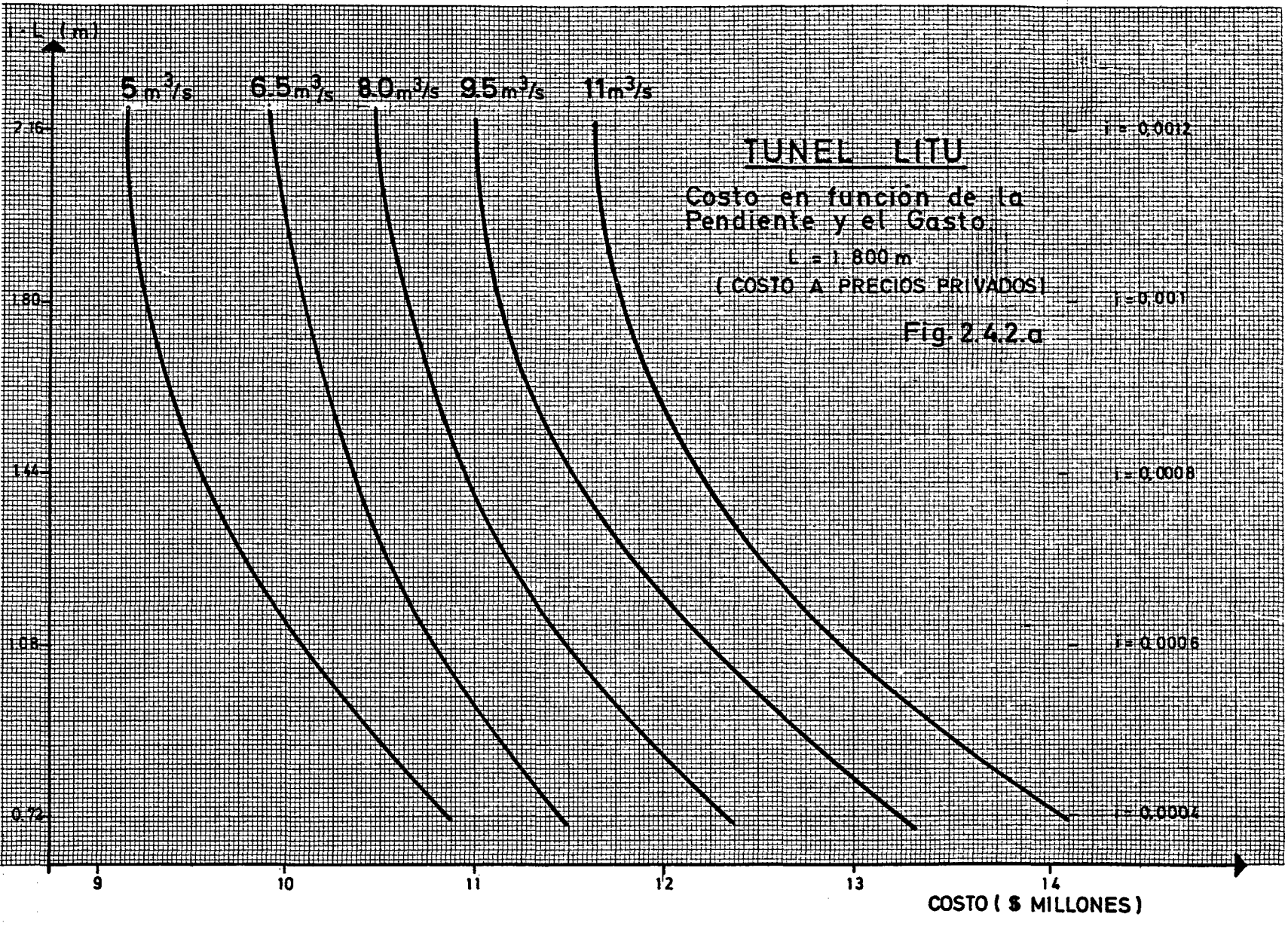
5.00	15.202	1.729
6.50	18.194	1.900
8.00	21.186	2.059
9.50	23.848	2.191
11.00	26.664	2.322

Pendiente 0.0012 (Pérdida de carga 2.64 m.)

5.00	14.146	1.663
6.50	17.006	1.834
8.00	19.910	1.993
9.50	22.484	2.125
11.00	24.948	2.244

2.4.2 Costos de los túneles Litú e Itahue según precios sociales y privados

A continuación se incluyen cuatro gráficos en los



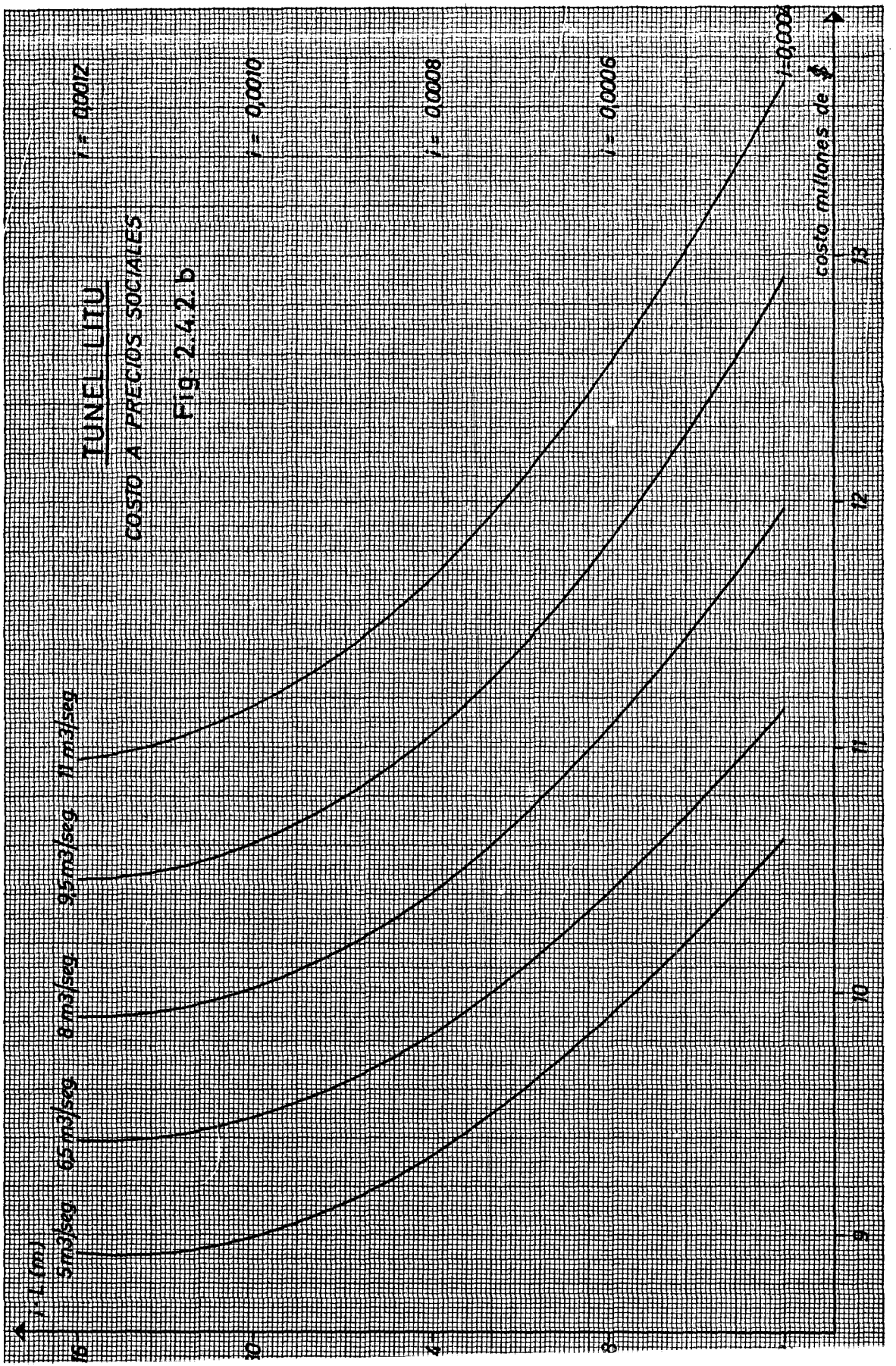
TUNEL LITU

Costo en función de la Pendiente y el Gasto

L = 1 800 m

(COSTO A PRECIOS PRIVADOS)

Fig. 2.4.2.a


TUNEL LITU
COSTO A PRECIOS SOCIALES
Fig. 2.4.2.b
i = 0,0012
i = 0,0010
i = 0,0008
i = 0,0006
i = 0,0004
costo millones de $
L (m)
5m3/seg
6,5 m3/seg
8 m3/seg
9,5 m3/seg
11 m3/seg
16
10
8
9
10
11
12
13

TUNEL ITAHUE

Costo a precios privados

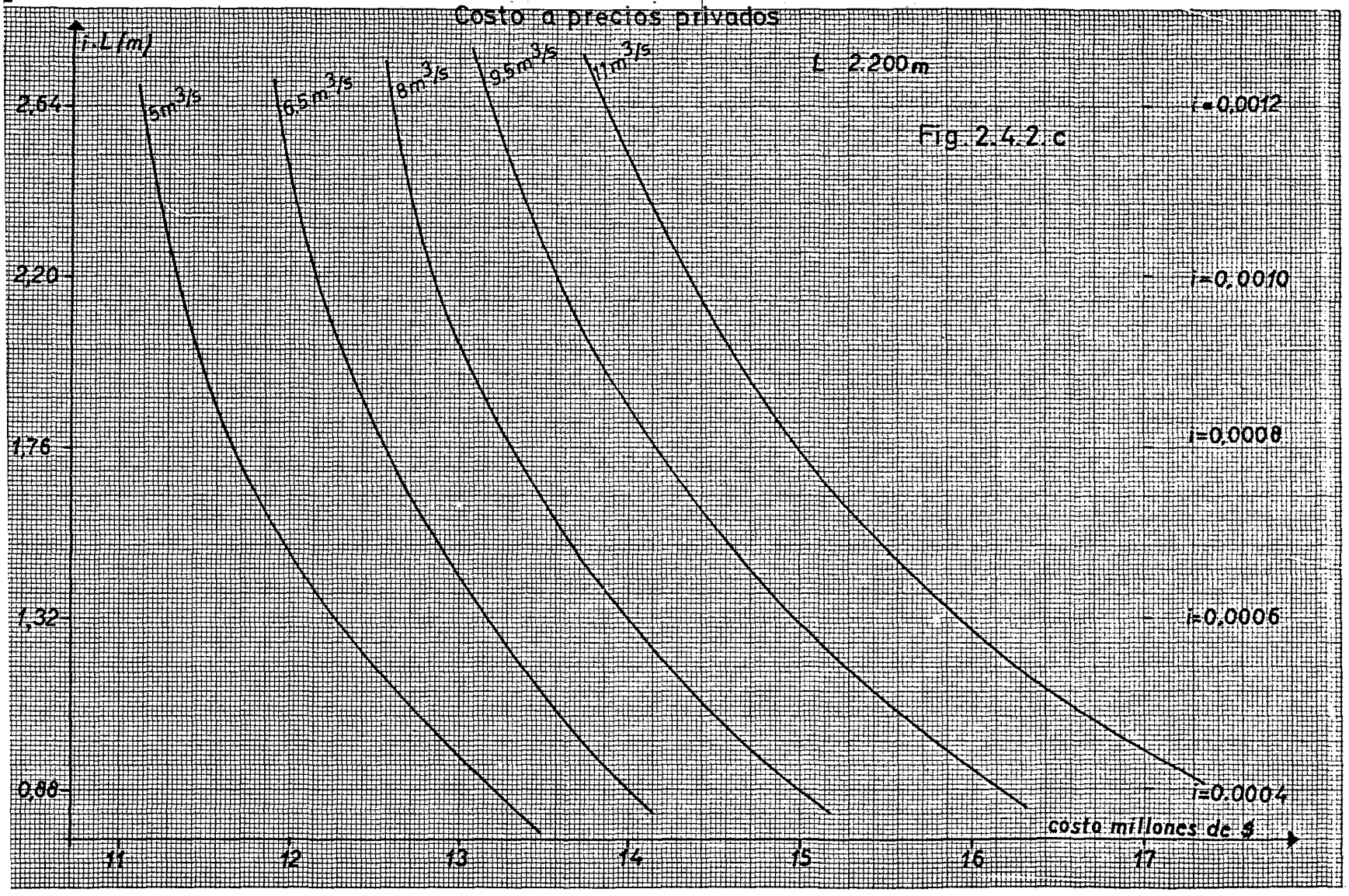
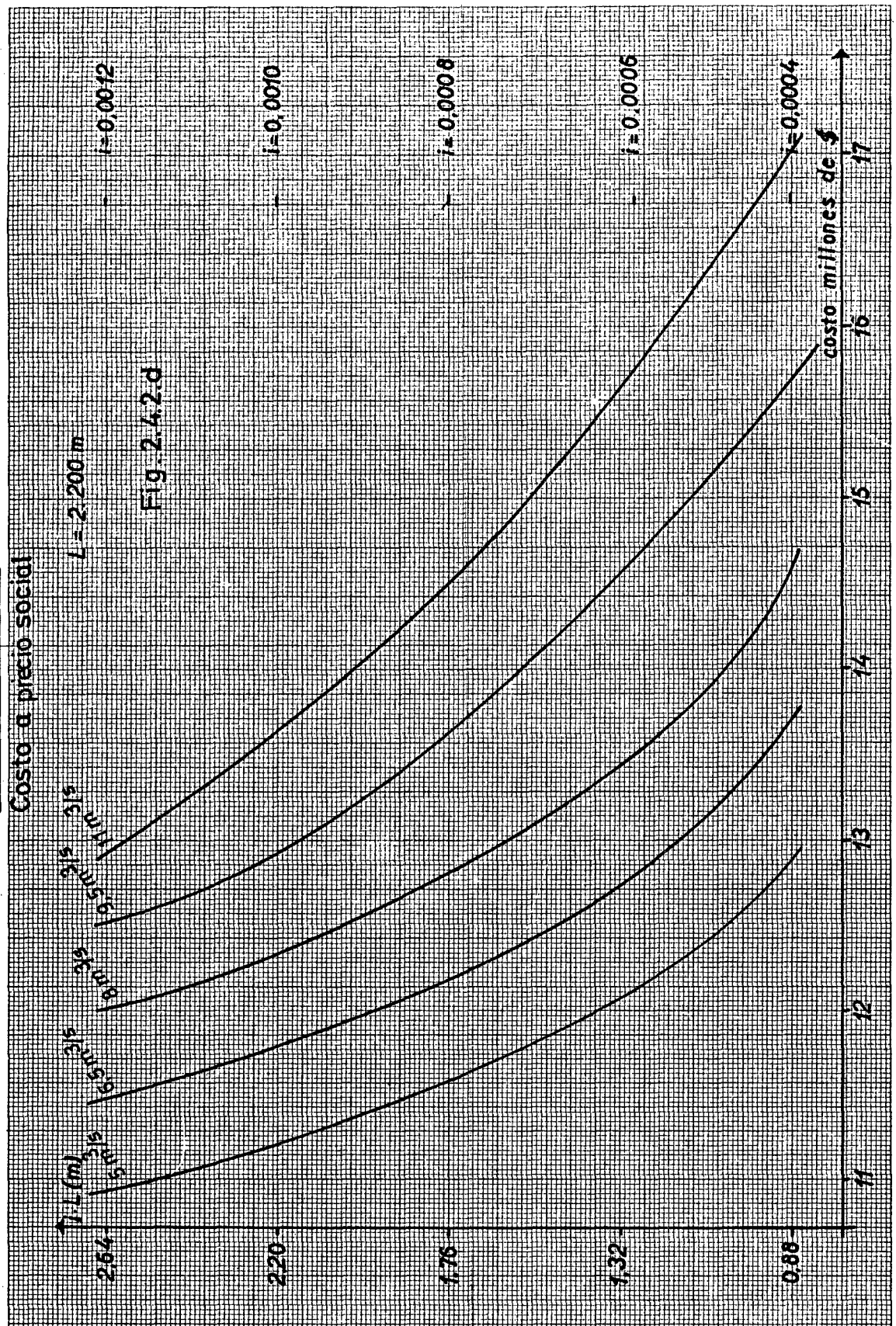


Fig. 2.4.2 c


TUNEL ITAHUE
Costo a precio social
L = 2.200 m
Fig. 2.4.2.d
i = 0,0012
i = 0,0010
i = 0,0008
i = 0,0006
i = 0,0004
costo millones de $
11
12
13
14
15
16
17
0,88
1,32
1,76
2,20
2,64
3½" 5,5 mm/m
3½" 4,5 mm/m
3" 4,5 mm/m
2½" 5,5 mm/m
2½" 4,5 mm/m

cuales se hace el resumen de los costos de los dos túneles a precios sociales y precios de mercado. Llevan en ordenada los costos, en abscisas las pérdidas de carga y como parámetros figuran los gastos. Son las figuras 2.4.2.a a 2.4.2.d.

2.5 Corte en la boca de salida del túnel Itahue

Con el objeto de disminuir el costo del túnel Itahue, se ha estimado conveniente que una parte de él sea reemplazado por un corte alto. El análisis ha sido realizado para pendientes longitudinales 0.0001, 0.0002, 0.0004 y 0.0006 y para las alternativas con y sin revestimiento.

Los resultados obtenidos en lo que se refiere a cubicaciones son los siguientes:

Pendiente Longitudinal 0.0006

Pérdida de carga 0.66m.

	Sección Revestida				Sección no Revest.	
	Excavac. (m3)		Revestim. (m3)		Excavaciones(m3)	
	Mesa	Cuneta	Radier	Taludes	Mesa	Cuneta
5.00	51.441	5.346	226	419	57.873	9.351
6.50	49.729	6.433	247	463	57.202	11.395
8.00	49.321	7.453	265	500	56.528	13.303
9.50	48.046	8.423	281	534	55.512	15.132
11.00	46.832	9.353	296	564	54.362	16.891

Pendiente Longitudinal 0.0004

Pérdida de carga 0.44 m.

5.00	52.090	6.167	242	452	60.163	10.886
6.50	52.050	7.428	265	499	59.611	13.253
8.00	51.109	8.611	284	540	59.008	15.488
9.50	48.869	9.736	302	576	58.023	17.618
11.00	48.668	10.875	318	608	56.908	19.665

Pendiente Longitudinal 0.0002

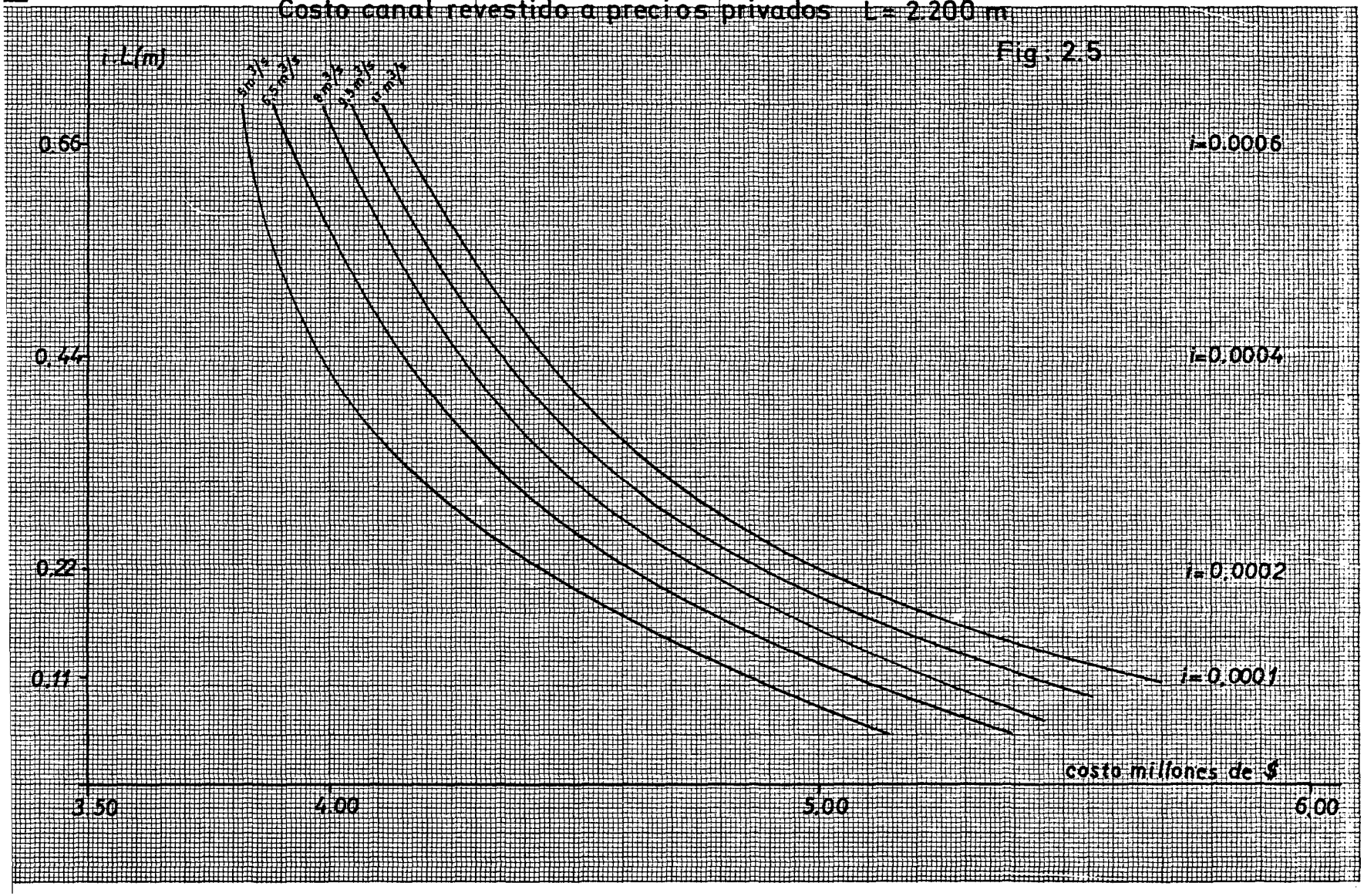
Pérdida de carga 0.22 m.

5.00	56.143	7.887	248	469	64.504	14.118
6.50	55.321	9.509	271	517	64.161	17.188
8.00	54.505	11.035	292	559	63.712	20.084
9.50	53.305	12.486	310	596	62.476	22.634
11.00	52.147	13.876	326	630	61.169	25.065

CORTE TUNEL ITAHUE

Costo canal revestido a precios privados L = 2.200 m

Fig. 2.5



Pendiente Longitudinal 0.0001

Pérdida de carga 0.11m.

	Sección Revestida				Sección no Revest.	
	Excavac.(m3)		Revestim. (m3)		Excavaciones(m3)	
	Mesa	Cuneta	Radier	Taludes	Mesa	Cuneta
5.00	58.674	10.100	279	533	69.430	18.309
6.50	57.569	12.193	306	588	69.067	22.124
8.00	57.309	14.160	329	636	68.405	25.561
9.50	55.825	16.032	350	679	67.198	28.825
11.00	56.452	17.826	368	717	65.966	31.949

Con el resultado de las cubicaciones de los cuadros anteriores y con los precios privados y sociales se hizo el cálculo del costo sólo para el caso del canal revestido. Los resultados son muy parecidos,de tal modo que únicamente se representó en forma gráfica el costo a precios privados en la Figura 2.5.

2.6 Resumen

Los resultados de costos, tanto a precios sociales como privados, se han representado en forma gráfica en un total de veinte diagramas, cada uno de los cuales contiene una familia de siete curvas correspondientes a los tres tipos de canales según la pendiente transversal, a los túneles Itahue y Litú, al corte de salida del túnel Litú y al sifón Loma Larga. No se representó al sifón Rinconada por significar una parte insignificante del total. Los gráficos llevan en ordenadas los costos y en abscisas las pérdidas de carga. Cada gráfico corresponde a un gasto determinado (5.00, 6.50, 8.00, 9.50 y 11.00 m^3/s), a un tipo definido de cuneta del canal (revestido y no revestido) y a un caso de criterio de evaluación de costo (privado y social). Figuras 2.6.a a 2.6.t.

De acuerdo con la metodología que se utilizará en este caso para minimizar los costos combinados de los distin-

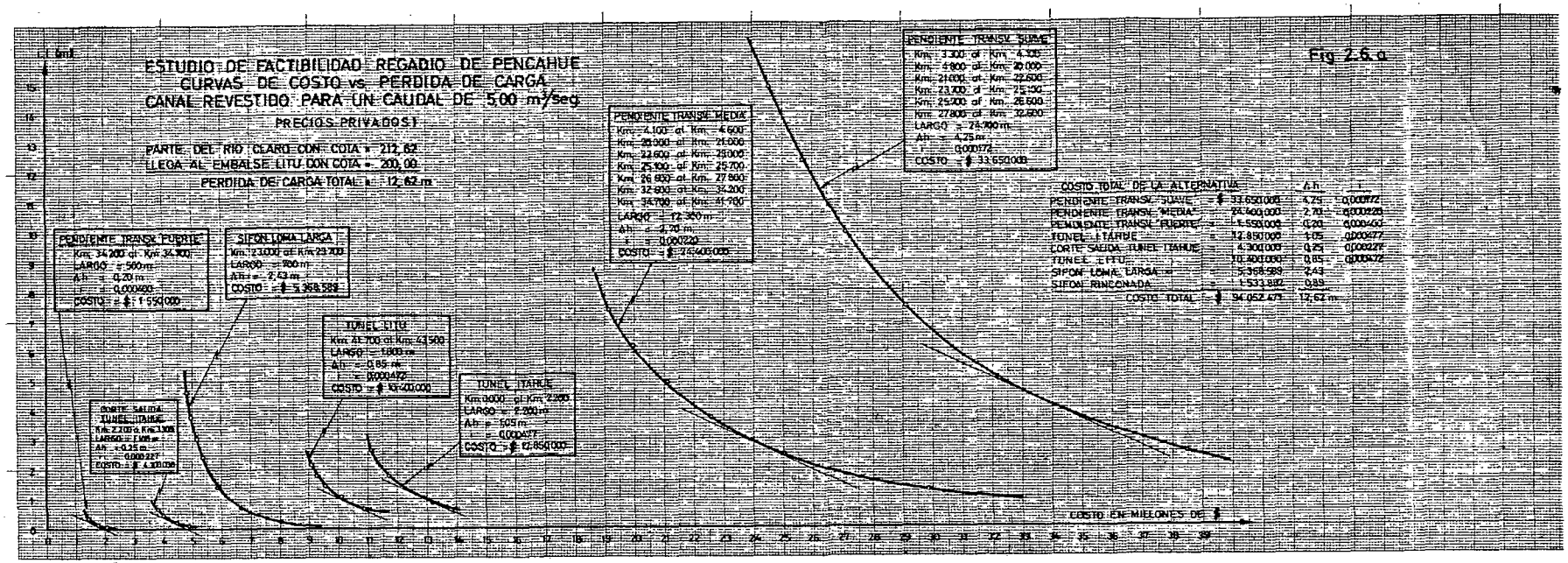


Fig 2.6.a

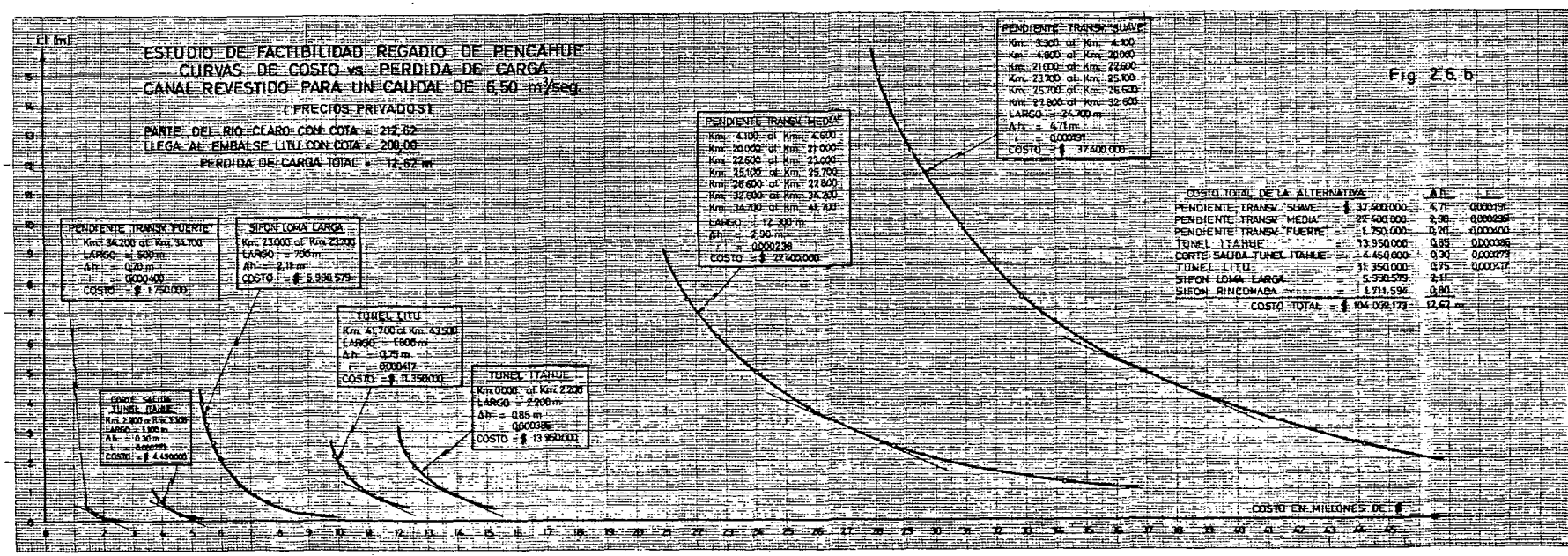


Fig 2.6.b

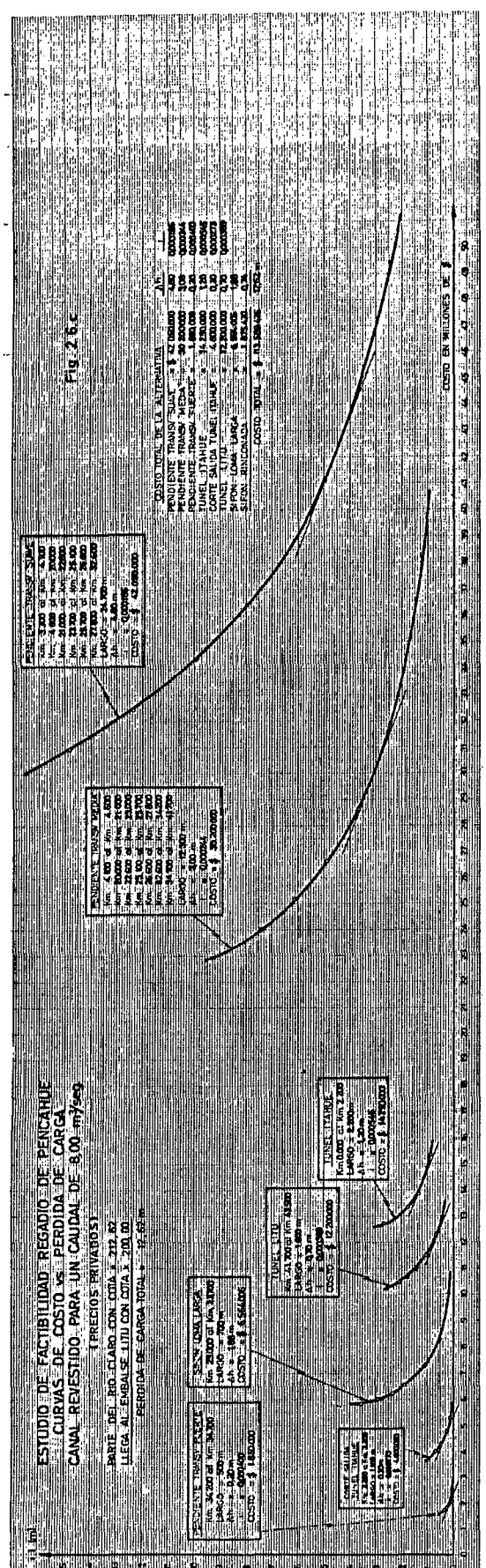


Fig. 2.6.c

Fig. 2.6.d

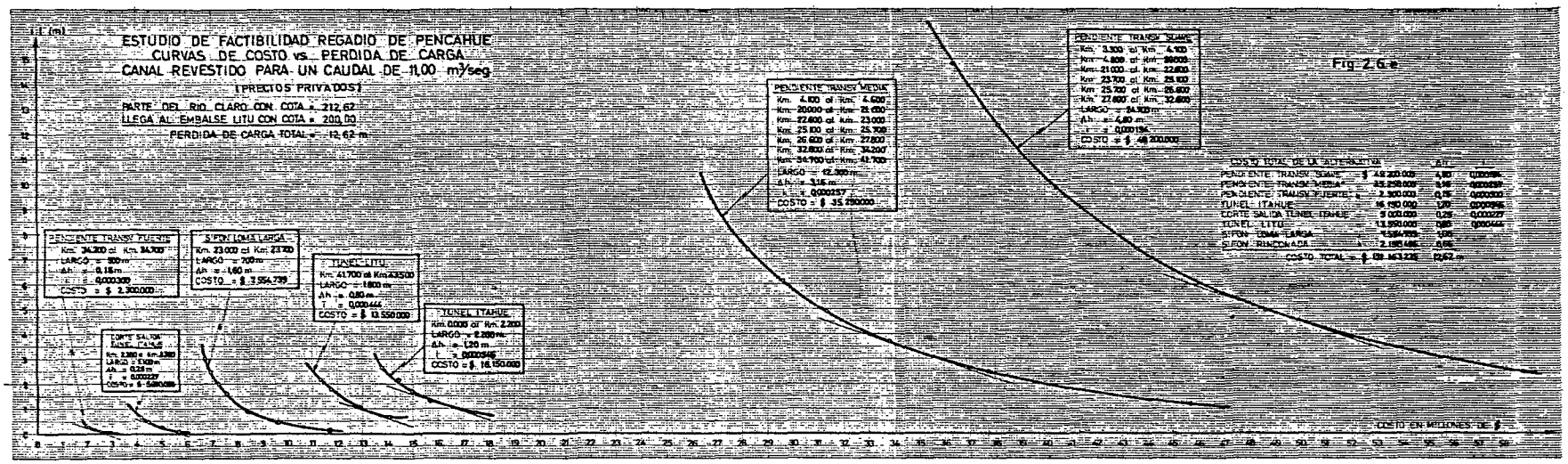


Fig 2.6.e

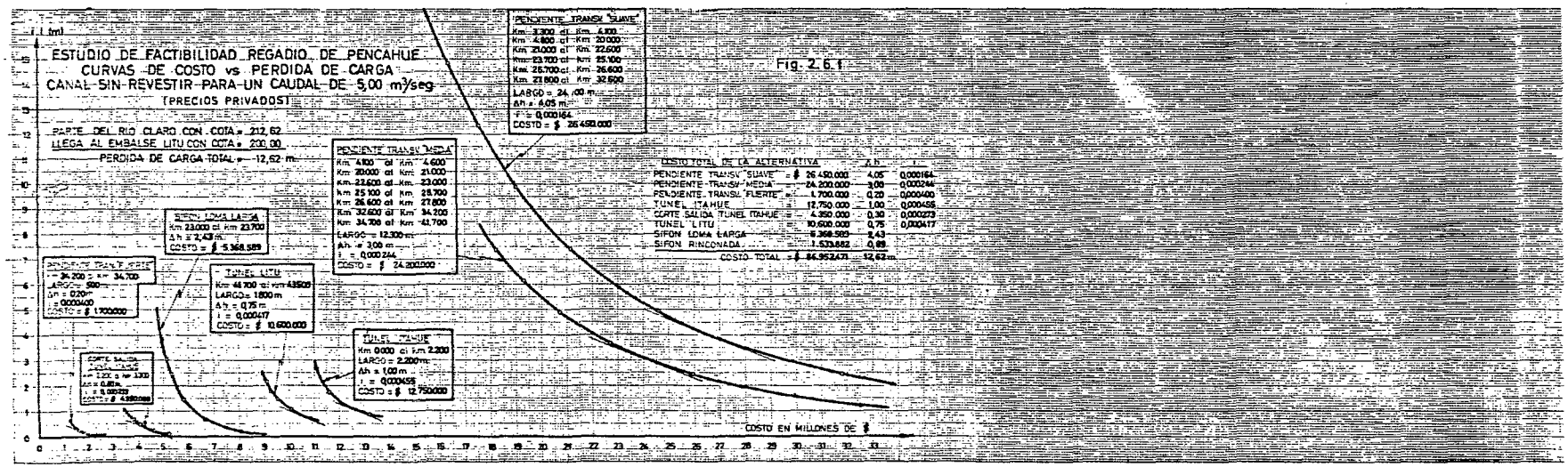


Fig. 2.6.f

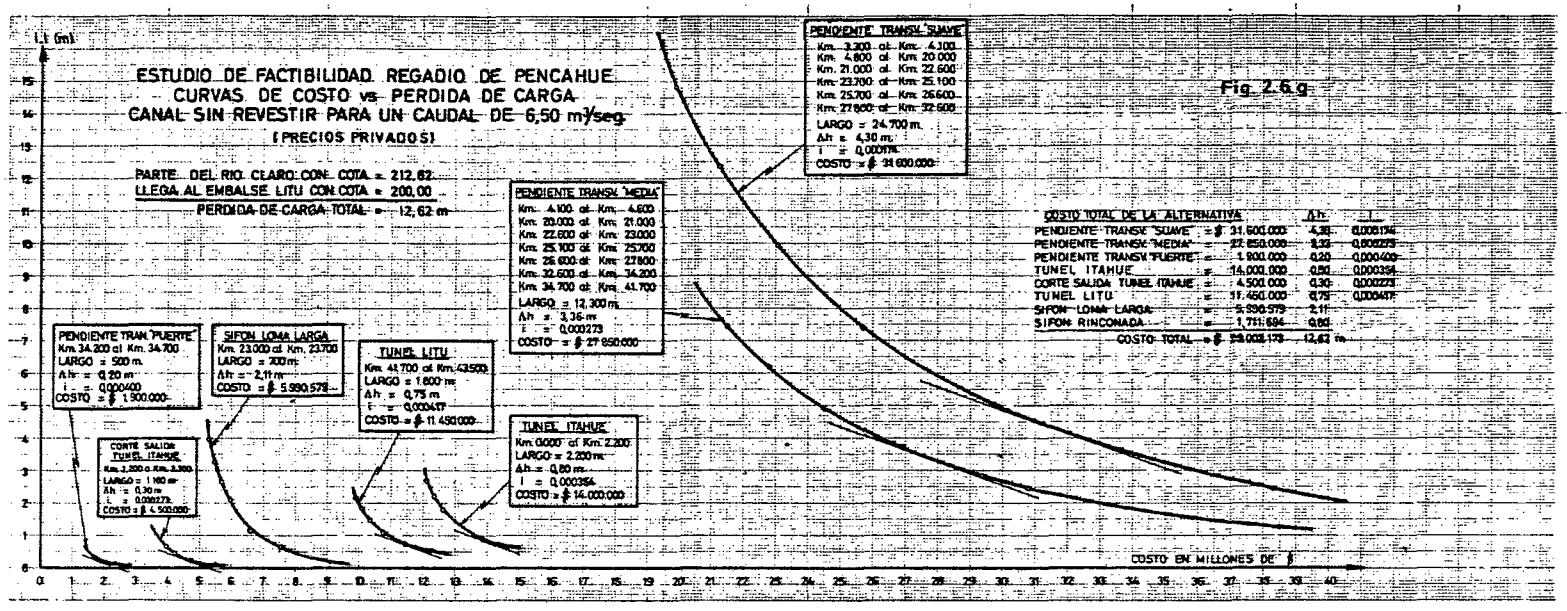


Fig. 2.6.g

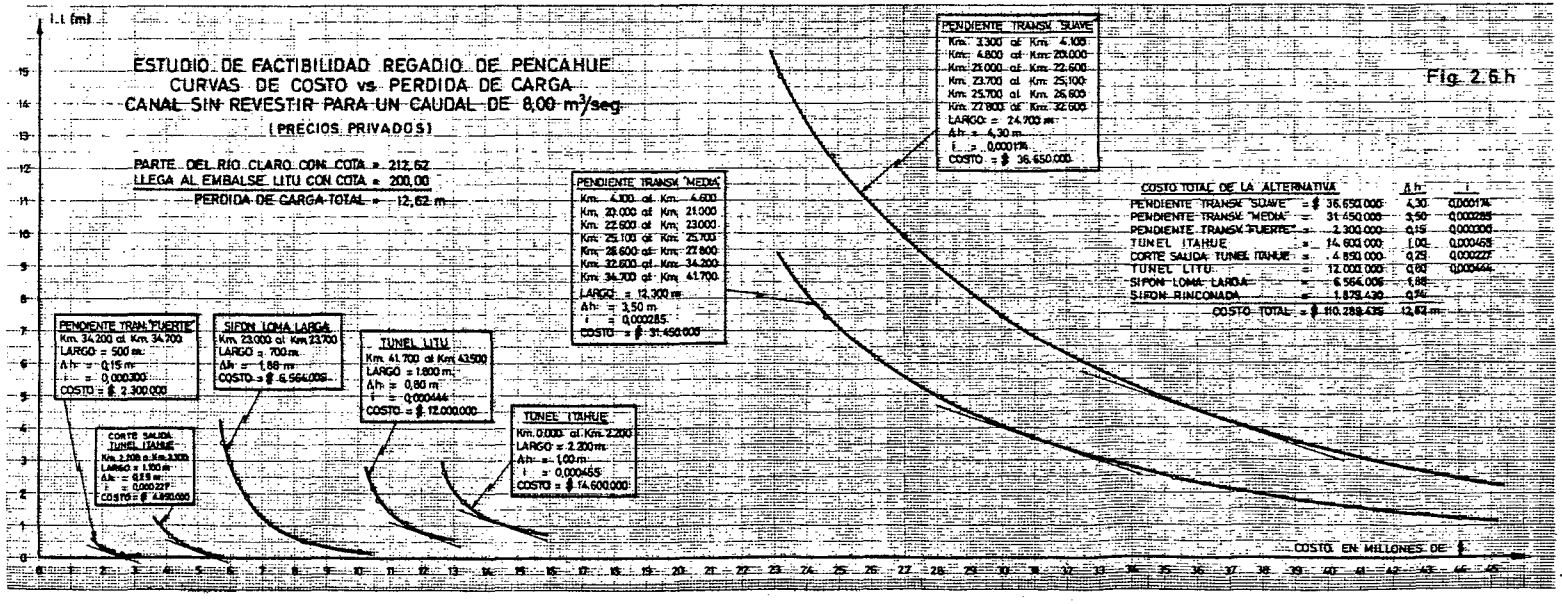


Fig. 2.6.h

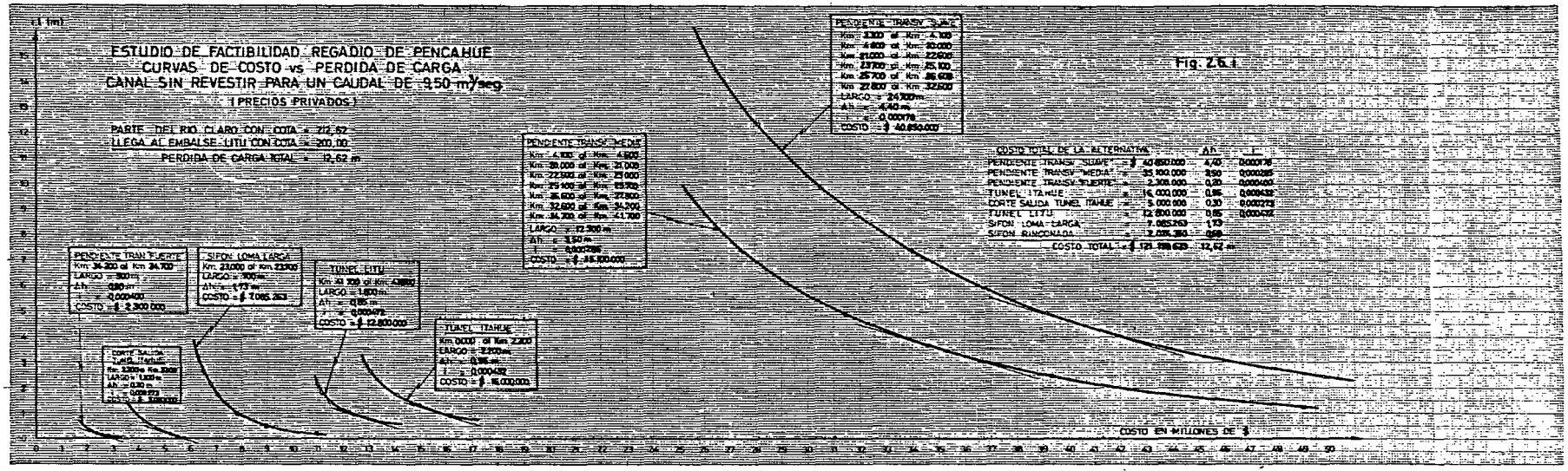


Fig. 2.6.i

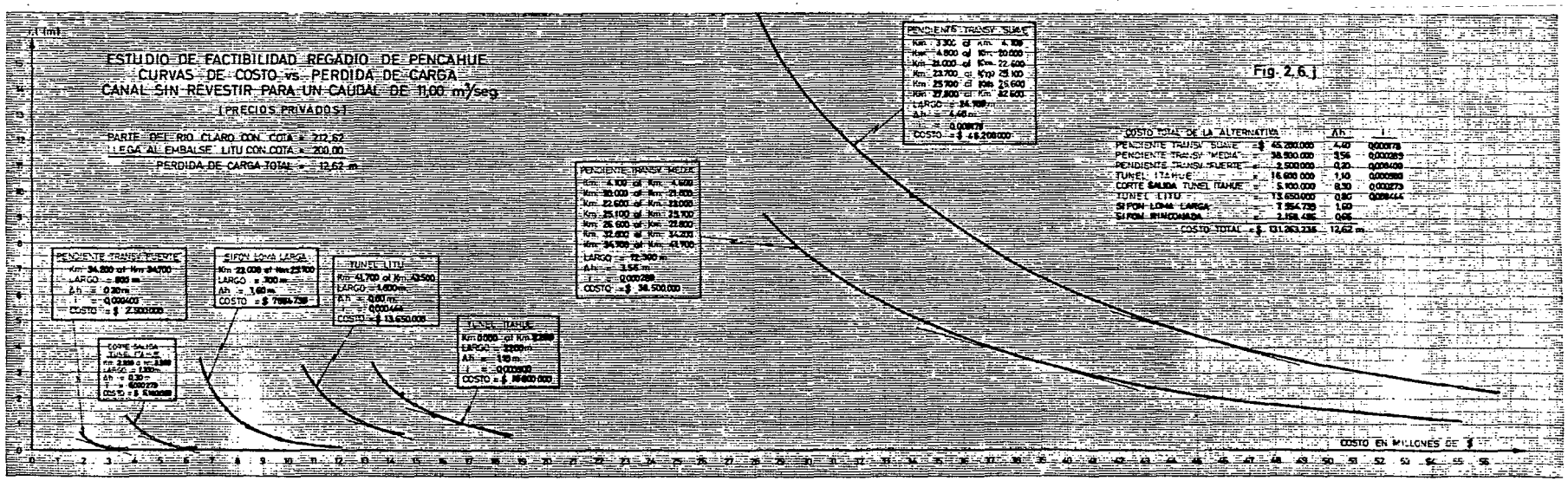


Fig. 2.6.j

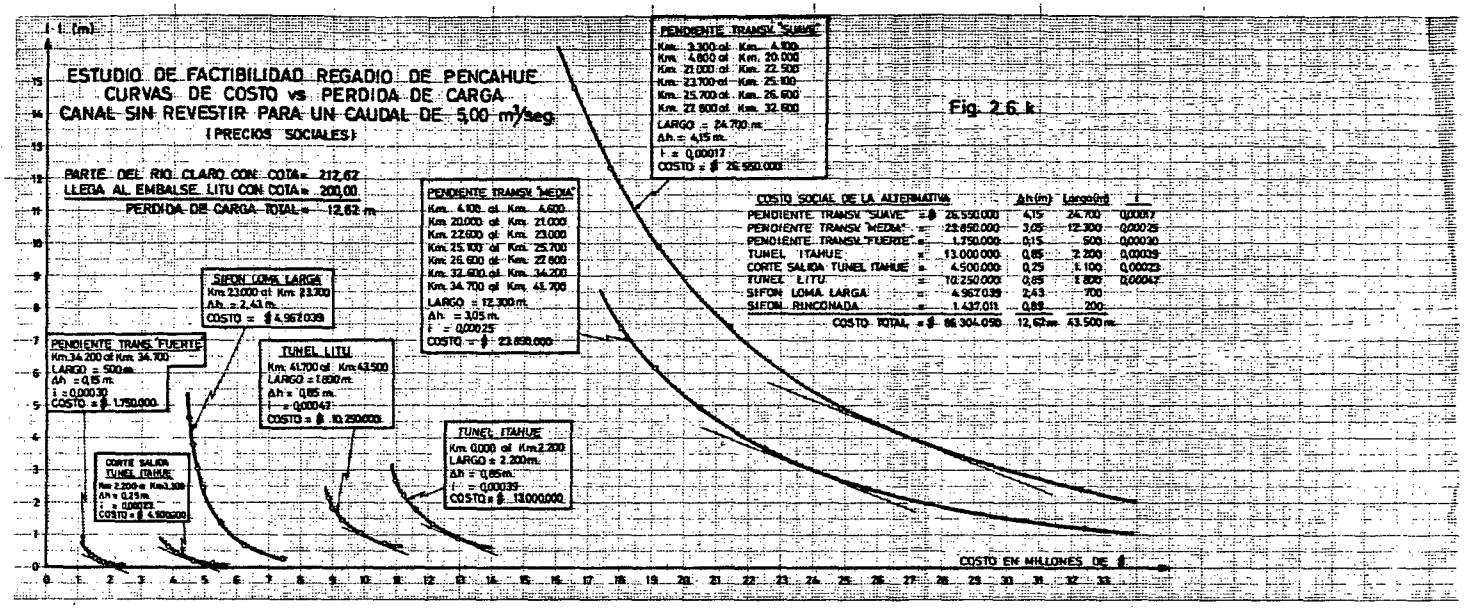


Fig. 2.6.k

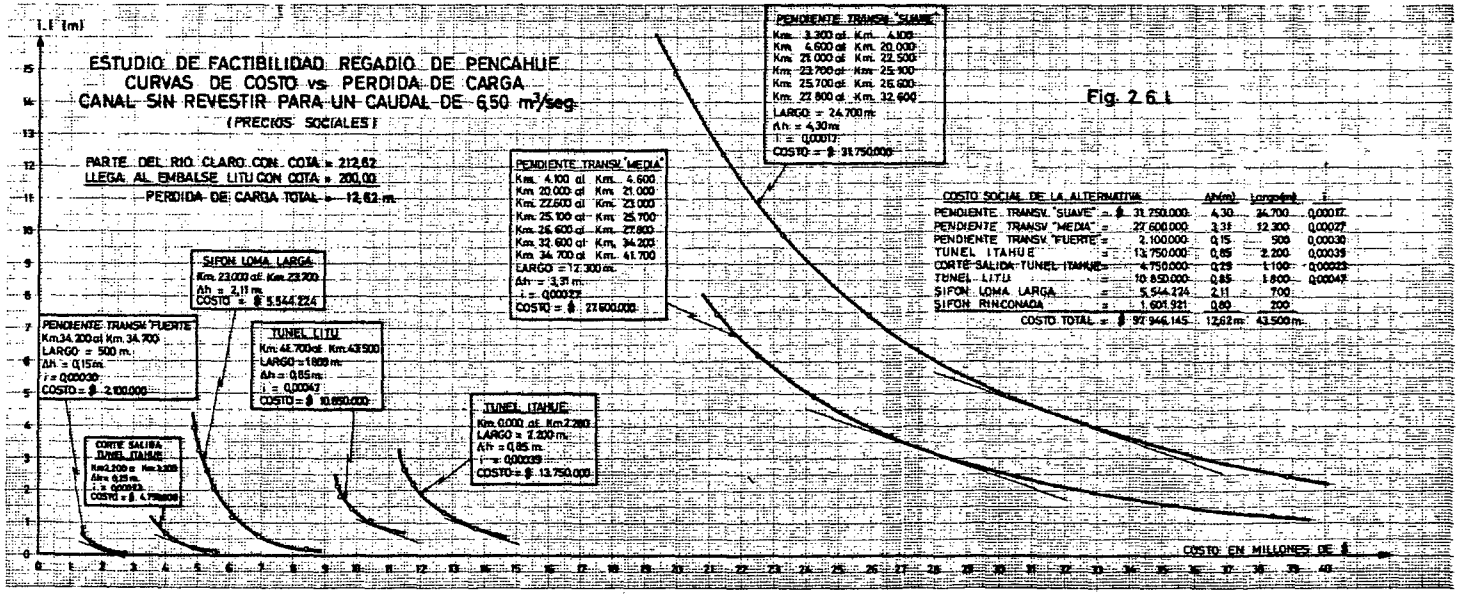
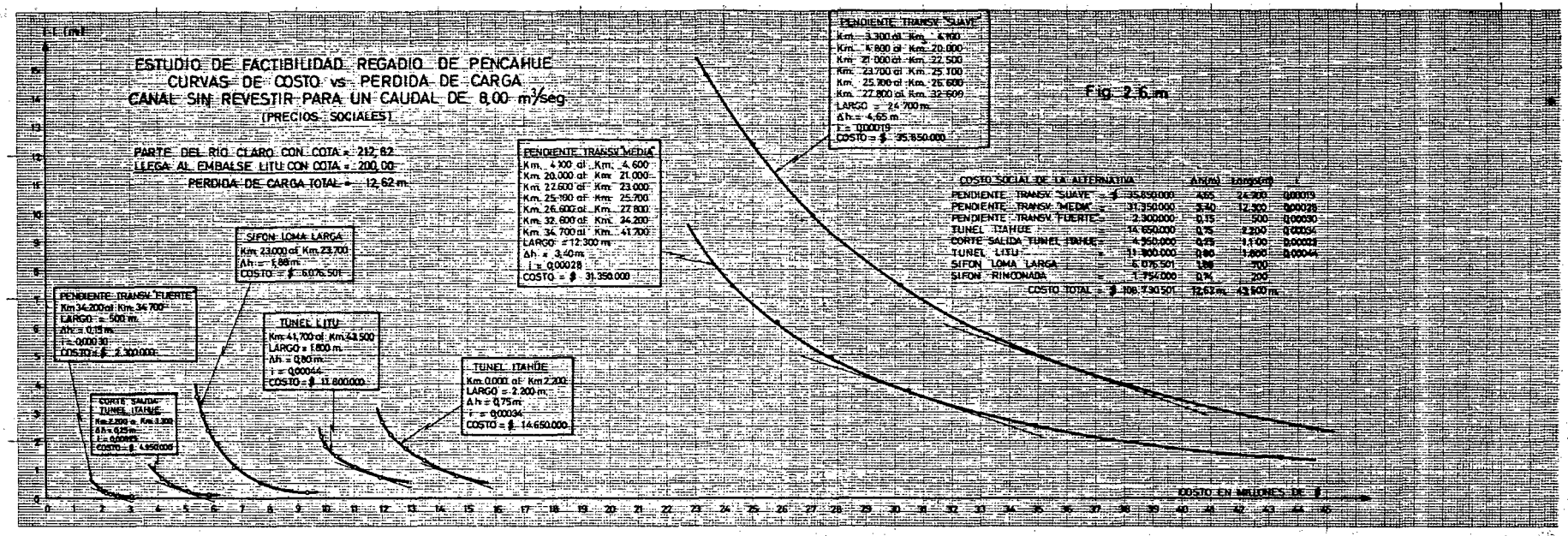
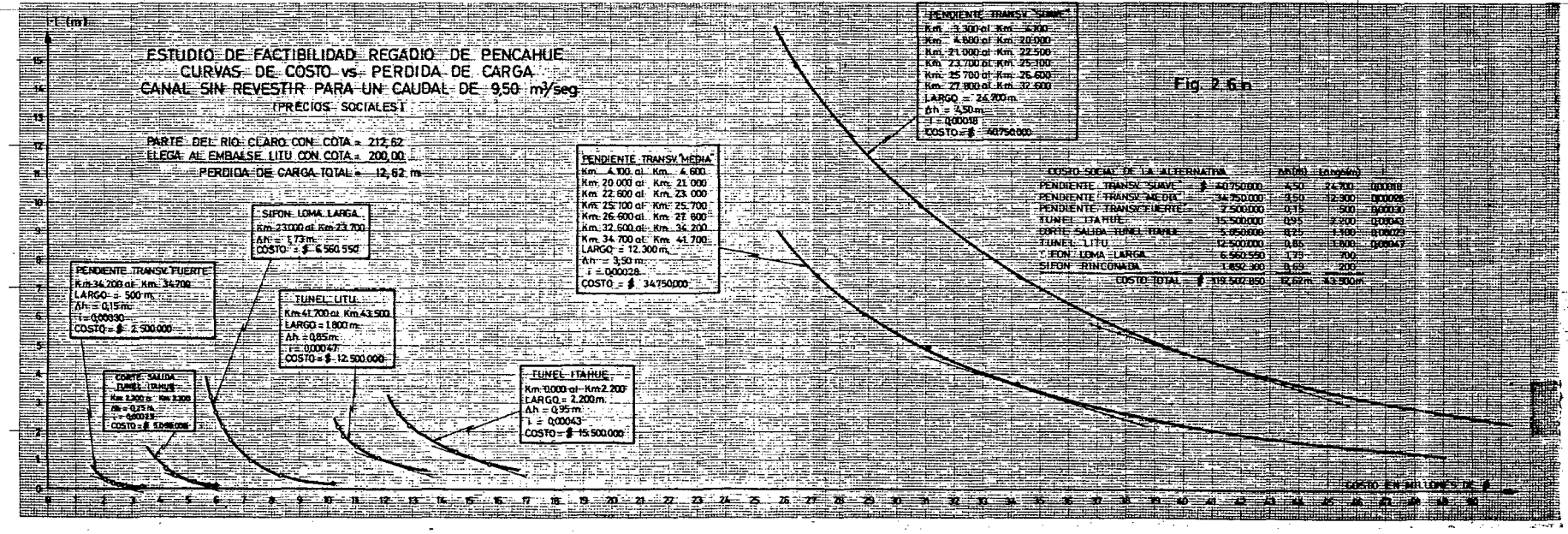
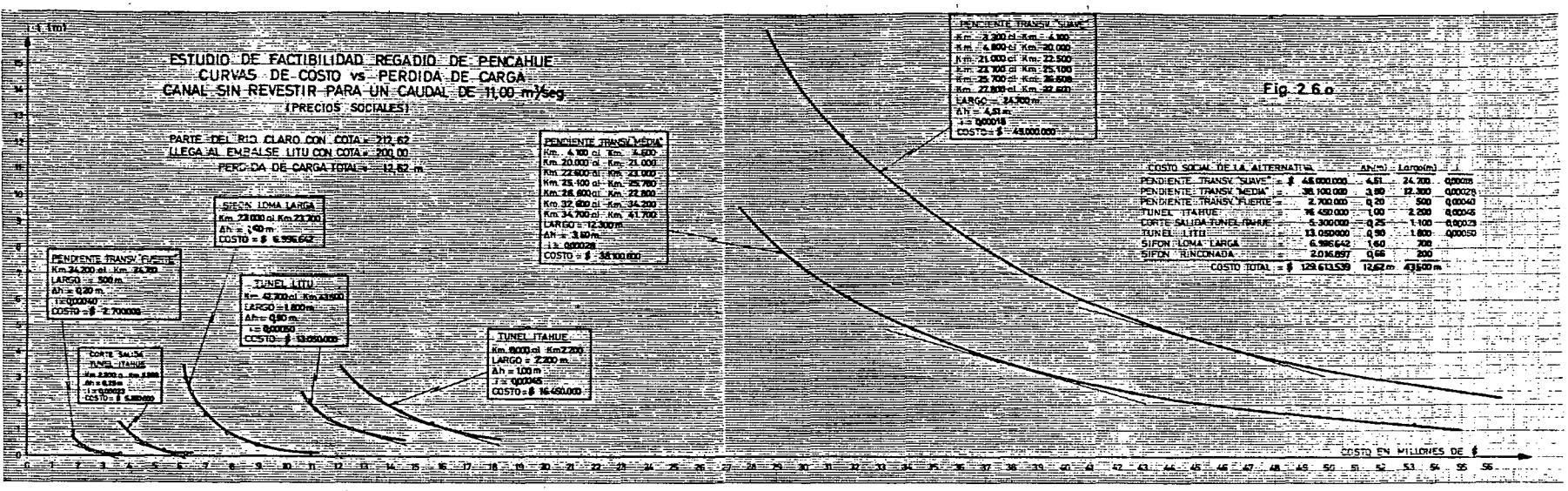


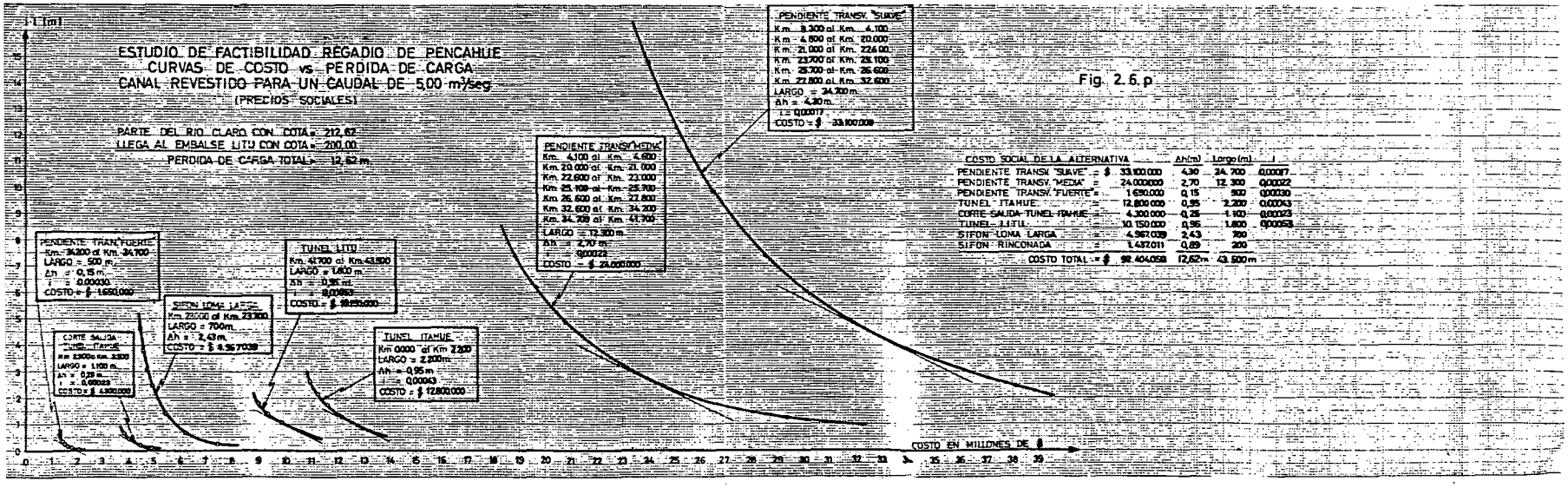
Fig. 2.6.l


ESTUDIO DE FACTIBILIDAD REGADIO DE PENCAHUE
CURVAS DE COSTO vs PERDIDA DE CARGA
CANAL SIN REVESTIR PARA UN CAUDAL DE 8,00 m³/seg
(PRECIOS SOCIALES)
PARTE DEL RIO CLARO CON COTA = 212,62
LLEGA AL EMBALSE LITU CON COTA = 200,00
PERDIDA DE CARGA TOTAL = 12,62 m
PENDIENTE TRANSV. SUAVE
Km 3.300 al Km 4.100
Km 4.600 al Km 20.000
Km 21.000 al Km 22.500
Km 23.700 al Km 25.100
Km 25.700 al Km 25.600
Km 27.800 al Km 32.600
LARGO = 24.700 m
Δh = 4,65 m
i = 0,00019
COSTO = $ 35.850.000
PENDIENTE TRANSV. MEDIA
Km 4.100 al Km 4.600
Km 20.000 al Km 21.000
Km 22.600 al Km 23.000
Km 25.100 al Km 25.700
Km 26.600 al Km 27.800
Km 32.600 al Km 34.200
Km 34.700 al Km 41.700
LARGO = 12.300 m
Δh = 3,40 m
i = 0,00028
COSTO = $ 31.350.000
SIFON LOMA LARGA
Km 23.000 al Km 23.700
Δh = 1,68 m
COSTO = $ 6.076.501
PENDIENTE TRANSV. FUERTE
Km 34.200 al Km 34.700
LARGO = 500 m
Δh = 0,15 m
i = 0,00030
COSTO = $ 2.300.000
TUNEL LITU
Km 41.700 al Km 43.500
LARGO = 1.800 m
Δh = 0,80 m
i = 0,00044
COSTO = $ 11.800.000
TUNEL ITAHUE
Km 0.000 al Km 2.200
LARGO = 2.200 m
Δh = 0,75 m
i = 0,00034
COSTO = $ 14.650.000
CORTE SALIDA TUNEL ITAHUE
Km 2.200 a Km 3.300
Δh = 0,25 m
i = 0,00075
COSTO = $ 4.950.000
Fig 2.6.m
COSTO SOCIAL DE LA ALTERNATIVA
PENDIENTE TRANSV. SUAVE = $ 35.850.000 4,65 24.700 0,00019
PENDIENTE TRANSV. MEDIA = 31.350.000 3,40 12.300 0,00028
PENDIENTE TRANSV. FUERTE = 2.300.000 0,15 500 0,00030
TUNEL ITAHUE = 14.650.000 0,75 2.200 0,00034
CORTE SALIDA TUNEL ITAHUE = 4.950.000 0,25 1.100 0,00023
TUNEL LITU = 11.800.000 0,80 1.800 0,00044
SIFON LOMA LARGA = 6.076.501 1,68 700
SIFON RINCONADA = 1.756.000 0,14 200
COSTO TOTAL = $ 108.730.501 12,62 m 43.500 m
COSTO EN MILLONES DE $
L (m)


ESTUDIO DE FACTIBILIDAD REGADIO DE PENCAHUE
CURVAS DE COSTO vs PERDIDA DE CARGA
CANAL SIN REVESTIR PARA UN CAUDAL DE 9,50 m³/seg
(PRECIOS SOCIALES)
PARTE DEL RIO CLARO CON COTA = 212,62
LLEGA AL EMBALSE LITU CON COTA = 200,00
PERDIDA DE CARGA TOTAL = 12,62 m
PENDIENTE TRANSV. SUAVE
Km 3.300 al Km 4.100
Km 4.600 al Km 20.000
Km 21.000 al Km 22.500
Km 23.700 al Km 25.100
Km 25.700 al Km 25.600
Km 27.800 al Km 32.600
LARGO = 26.900 m
Δh = 4,50 m
i = 0,00018
COSTO = $ 40.750.000
PENDIENTE TRANSV. MEDIA
Km 4.100 al Km 4.600
Km 20.000 al Km 21.000
Km 22.600 al Km 23.000
Km 25.100 al Km 25.700
Km 26.600 al Km 27.800
Km 32.600 al Km 34.200
Km 34.700 al Km 41.700
LARGO = 12.300 m
Δh = 3,50 m
i = 0,00028
COSTO = $ 34.750.000
SIFON LOMA LARGA
Km 23.000 al Km 23.700
Δh = 1,73 m
COSTO = $ 6.560.550
PENDIENTE TRANSV. FUERTE
Km 34.200 al Km 34.700
LARGO = 500 m
Δh = 0,15 m
i = 0,00030
COSTO = $ 2.500.000
TUNEL LITU
Km 41.700 al Km 43.500
LARGO = 1.800 m
Δh = 0,85 m
i = 0,00047
COSTO = $ 12.500.000
TUNEL ITAHUE
Km 0.000 al Km 2.200
LARGO = 2.200 m
Δh = 0,95 m
i = 0,00043
COSTO = $ 15.500.000
CORTE SALIDA TUNEL ITAHUE
Km 2.200 a Km 3.300
Δh = 0,75 m
i = 0,00023
COSTO = $ 5.060.000
Fig 2.6.n
COSTO SOCIAL DE LA ALTERNATIVA
PENDIENTE TRANSV. SUAVE = $ 40.750.000 4,50 24.700 0,00018
PENDIENTE TRANSV. MEDIA = 34.750.000 3,50 12.300 0,00028
PENDIENTE TRANSV. FUERTE = 2.500.000 0,15 500 0,00030
TUNEL ITAHUE = 15.500.000 0,95 2.200 0,00043
CORTE SALIDA TUNEL ITAHUE = 5.060.000 0,25 1.100 0,00023
TUNEL LITU = 12.500.000 0,85 1.800 0,00047
SIFON LOMA LARGA = 6.560.550 1,73 700
SIFON RINCONADA = 1.852.300 0,69 200
COSTO TOTAL = $ 119.500.350 12,62 m 43.500 m
COSTO EN MILLONES DE $
L (m)



COSTO SOCIAL DE LA ALTERNATIVA		Δh(m)	Largo(m)	J
PENDIENTE TRANSV. "SUAVE"	$ 48.000.000	4,51	24.700	0,00018
PENDIENTE TRANSV. "MEDIA"	38.100.000	3,80	12.300	0,00028
PENDIENTE TRANSV. "FUERTE"	2.700.000	0,20	500	0,00040
TUNEL ITAHUE	16.450.000	1,00	2.200	0,00045
CORTE SALIDA TUNEL ITAHUE	5.300.000	0,25	1.100	0,00023
TUNEL LITU	13.050.000	0,80	1.800	0,00050
SIFON LOMA LARGA	6.996.642	1,40	700	
SIFON RINCONADA	2.016.897	0,66	200	
COSTO TOTAL =	$ 129.613.539	12,62 m	43.500 m	



COSTO SOCIAL DE LA ALTERNATIVA		Δh(m)	Largo(m)	J
PENDIENTE TRANSV. "SUAVE"	$ 33.100.000	4,30	24.700	0,00017
PENDIENTE TRANSV. "MEDIA"	24.000.000	2,70	12.300	0,00022
PENDIENTE TRANSV. "FUERTE"	1.650.000	0,15	500	0,00030
TUNEL ITAHUE	12.800.000	0,95	2.200	0,00043
CORTE SALIDA TUNEL ITAHUE	4.300.000	0,25	1.100	0,00023
TUNEL LITU	10.150.000	0,95	1.800	0,00053
SIFON LOMA LARGA	4.967.039	2,43	700	
SIFON RINCONADA	1.437.011	0,69	200	
COSTO TOTAL =	$ 92.404.050	12,62m	43.500 m	

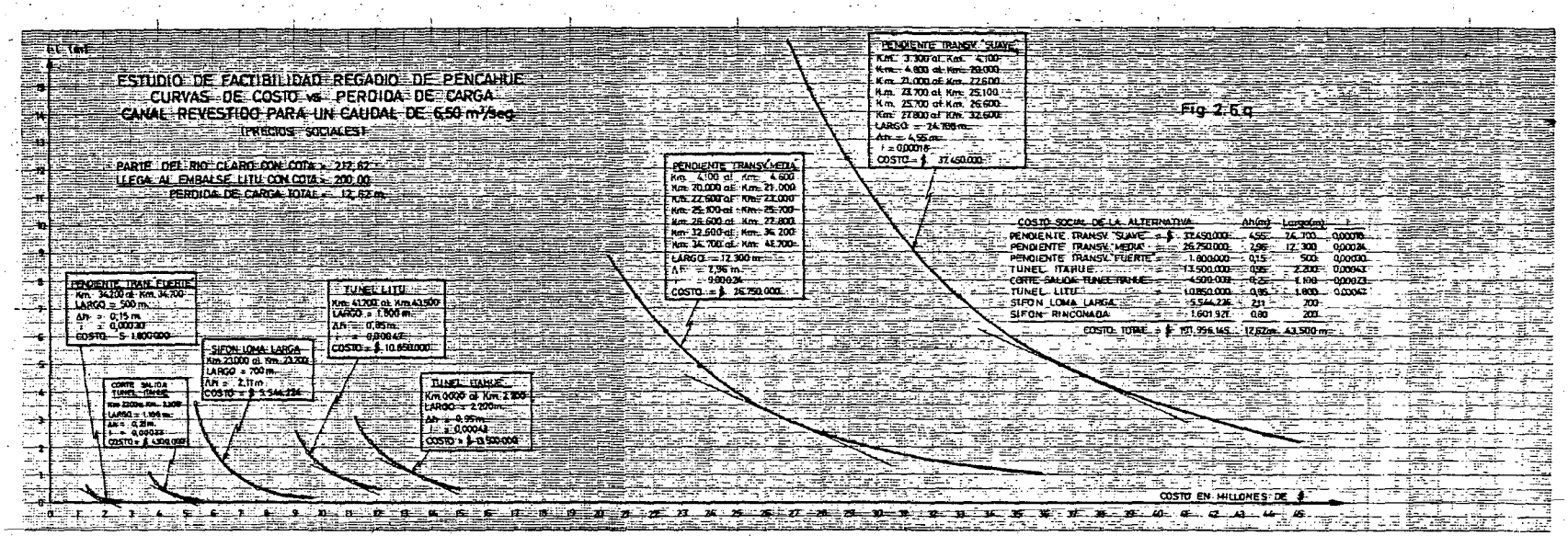


Fig. 2.6 g

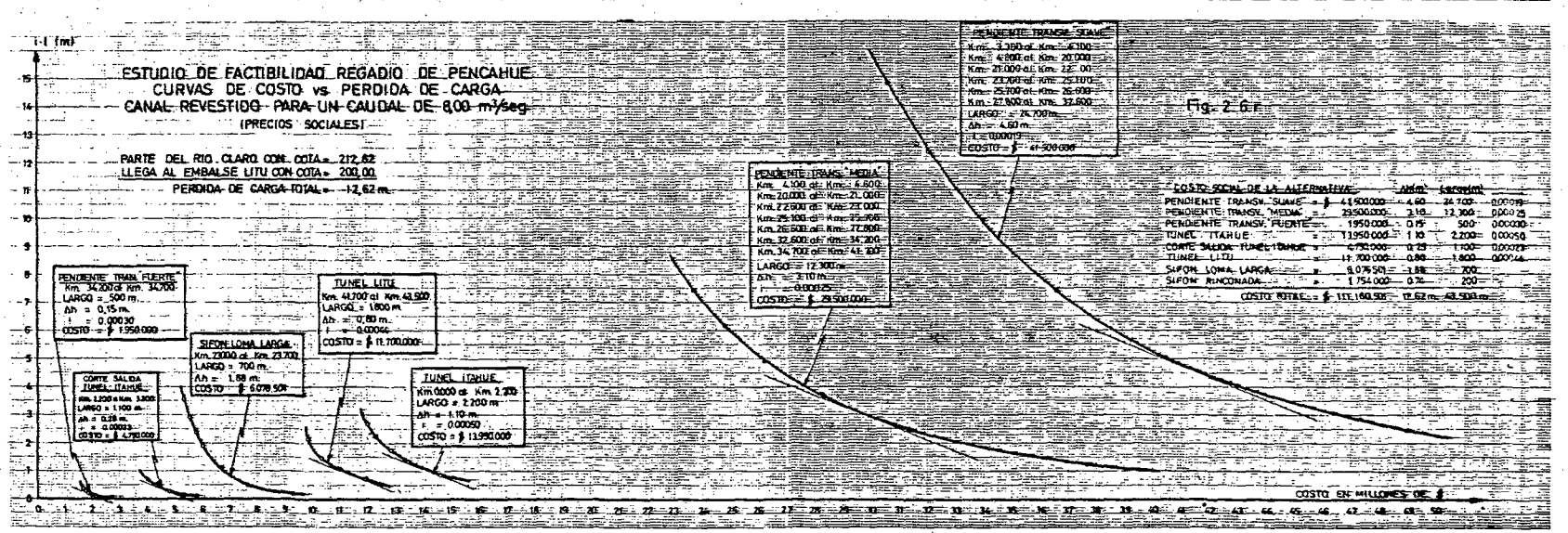


Fig. 2.6 f

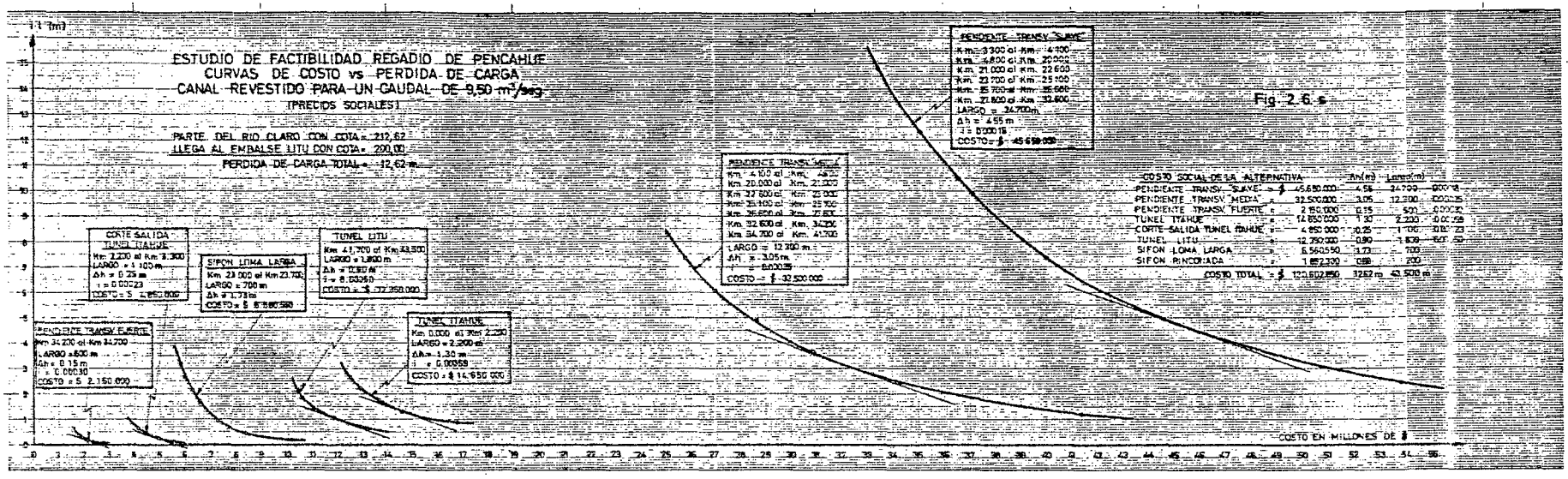


Fig 2.6 s

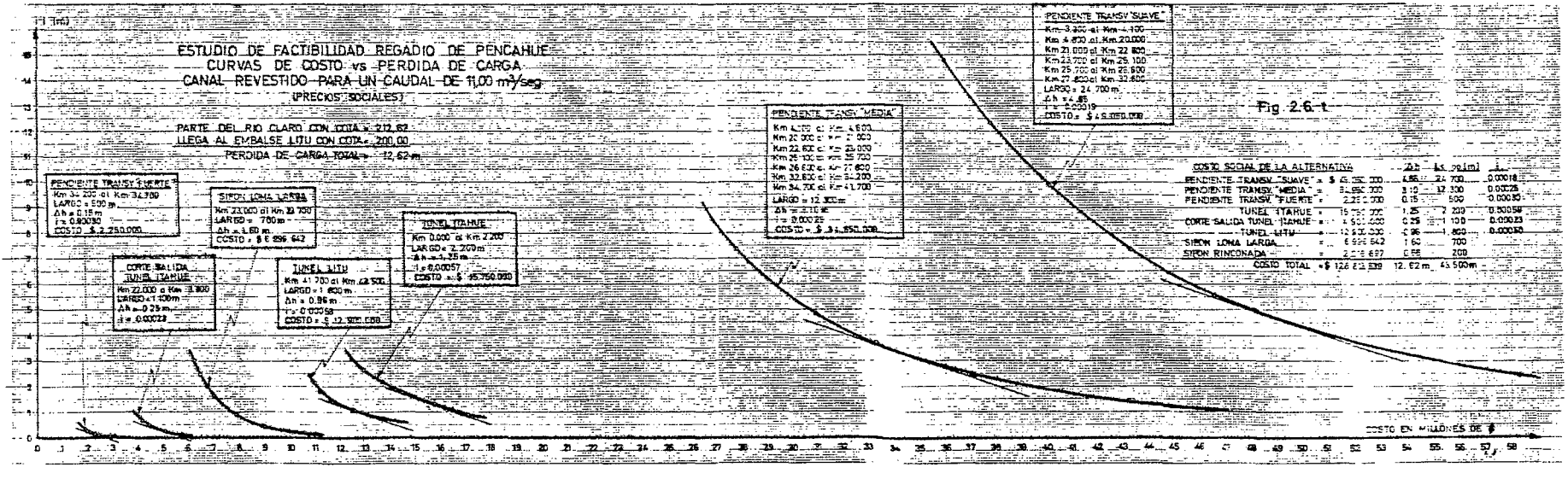


Fig 2.6 t

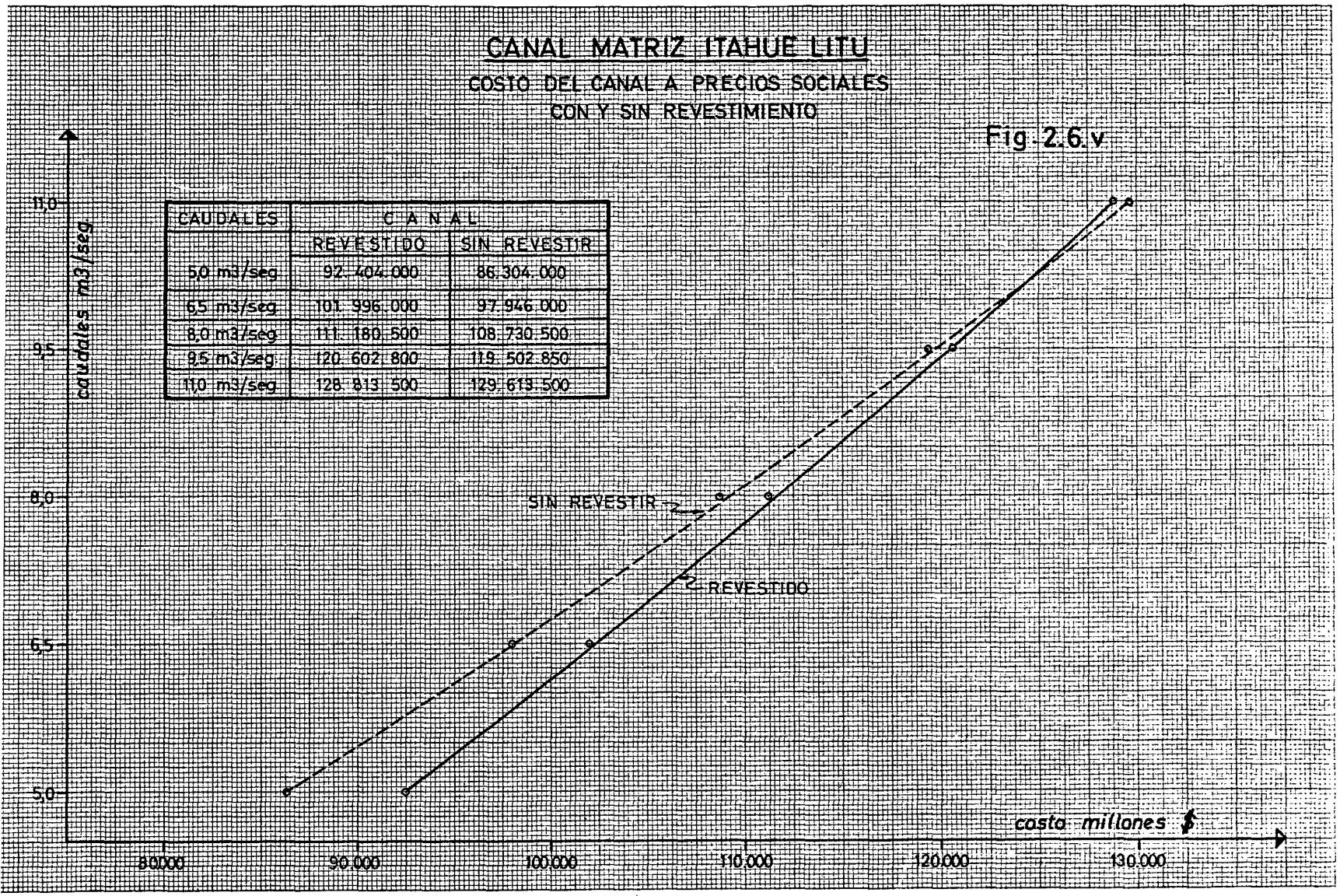
CANAL MATRIZ ITAHUE LITU
COSTO DEL CANAL A PRECIO PRIVADO
CON Y SIN REVESTIMIENTO
Fig. 2.6.u
CANAL SIN REVESTIR
CANAL REVESTIDO
CAUDALES
CANAL
REVESTIDO
SIN REVESTIR
6 m3/seg
34 052 471
86 952 291
8.5 m3/seg
104 002 173
99 002 173
8 m3/seg
113 589 438
110 249 438
9.5 m3/seg
122 409 323
121 159 823
11 m3/seg
131 163 235
131 263 235
caudales m3/seg
costos millones $
90.000
100.000
110.000
120.000
130.000

CANAL MATRIZ ITAHUE LITU

COSTO DEL CANAL A PRECIOS SOCIALES CON Y SIN REVESTIMIENTO

Fig 2.6.v

CAUDALES	C A N A L	
	REVESTIDO	SIN REVESTIR
5,0 m3/seg	92. 404. 000	86.304. 000
6,5 m3/seg	101. 996. 000	97.946. 000
8,0 m3/seg	111. 180. 500	108.730.500
9,5 m3/seg	120. 602. 800	119. 502.850
11,0 m3/seg	128. 813. 500	129. 613. 500



tos elementos que componen el Canal Matriz Itahue-Litú, deben encontrarse un mismo valor de la tangente a las siete curvas que determine para cada elemento una pérdida de carga parcial, de tal modo que la suma de ellas coincida con la pérdida de carga total disponible que es igual a 12,62 m. En esta forma se definirá la combinación de elementos que produzca el costo mínimo para cada caso de gasto, de acuerdo con las características de revestimiento de la cuneta del canal y con el tipo de criterio de evaluación de costo.

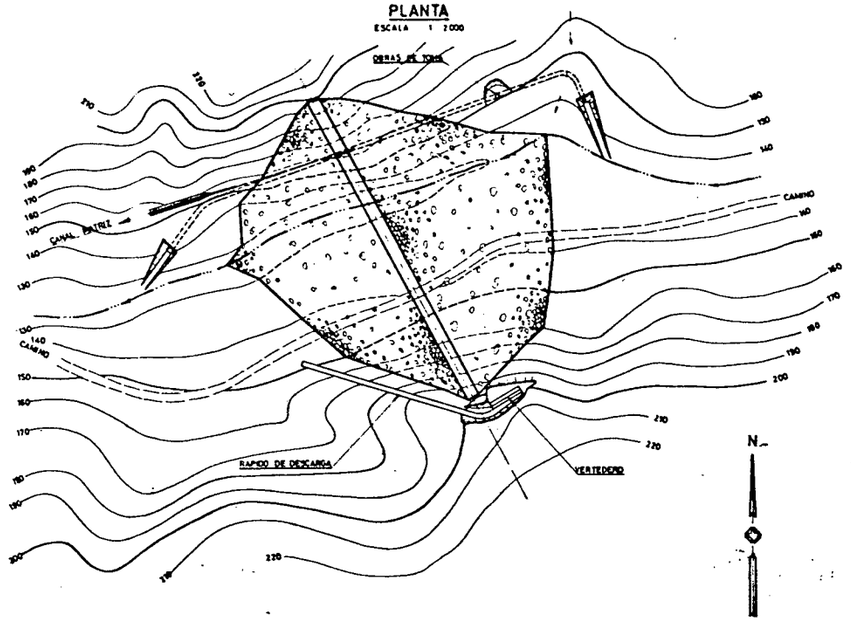
Finalmente, con estos resultados se confeccionaron otros dos gráficos que representan el costo mínimo del Canal Matriz Itahue-Litú para canal revestido y no revestido, de acuerdo a precios sociales y de mercado. Se hará uno para los costos a precios privados y otro a precios sociales. Dichos gráficos llevarán en ordenadas los costos y en abscisas los gastos y en cada uno se inscribirán dos curvas de las cuales una corresponde a cuneta revestida y la otra a cuneta no revestida (Figuras 2.6.u y 2.6.v.).

Utilizando los dos gráficos descritos es posible obtener el costo de construcción del canal para gastos comprendidos entre 5 y 11 m^3/s para cada una de las condiciones de revestimiento del canal y de criterio de costo.

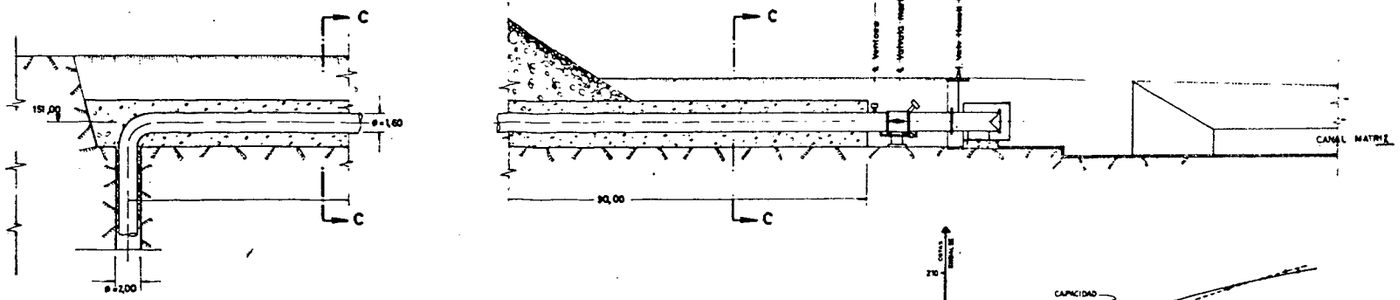
3. EMBALSE LITU

El embalse Litú deberá proporcionar la diferencia entre la demanda de agua de riego del valle de Pencahue y las disponibilidades en el río Claro durante la temporada de riego. Su alimentación se hará mediante el canal Matriz Itahue-Litú analizado en capítulo precedente. El costo del embalse Litú se hará para distintas capacidades de embalse que son:

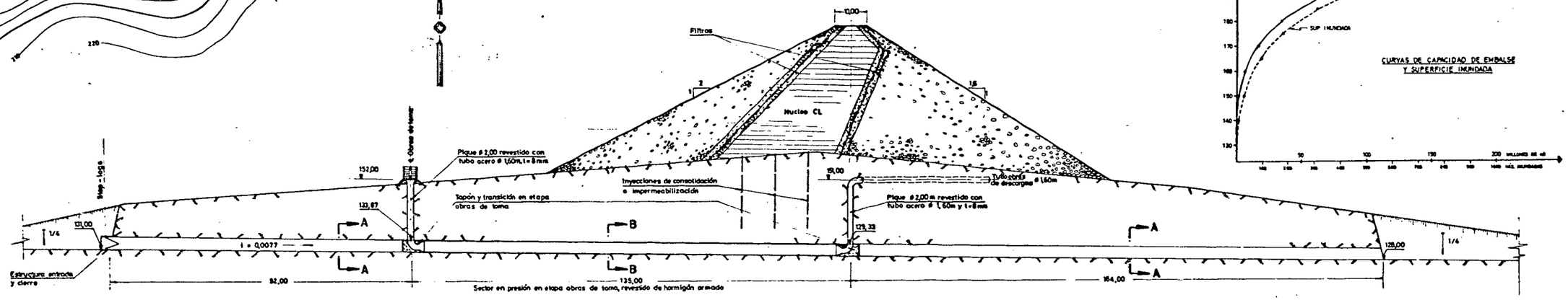
PLANTA
ESCALA 1 : 2000



SECCION LONGITUDINAL POR OBRAS DE TOMA
ESCALA 1:200

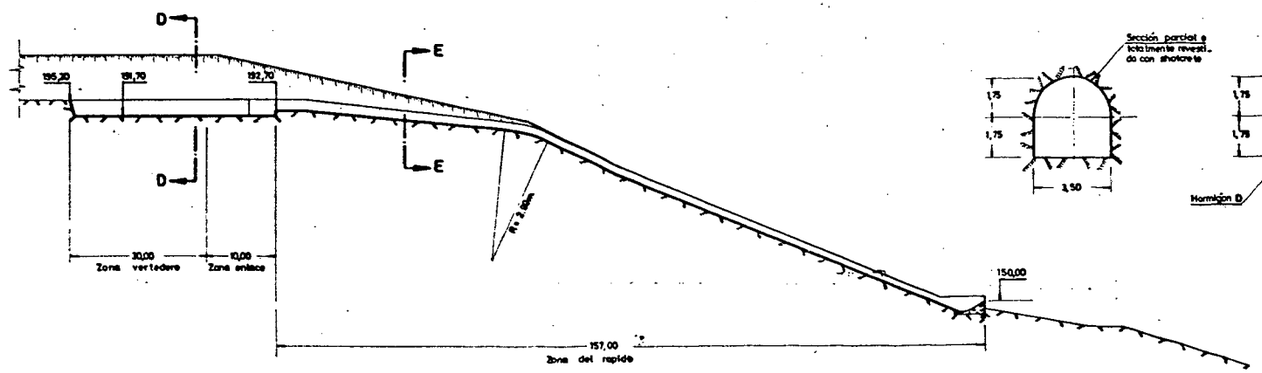


SECCION LONGITUDINAL POR TUNEL DESVIACION (y OBRAS DE TOMA)
ESCALA 1 : 500



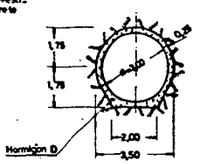
CURVAS DE CAPACIDAD DE EMBALSE Y SUPERFICIE INUNDADA

SECCION LONGITUDINAL VERTEDERO
ESCALA 1 : 500

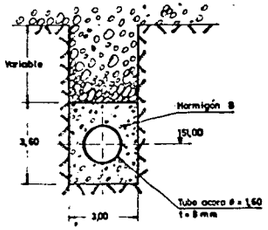


SECCION A-A
ESCALA 1 : 100

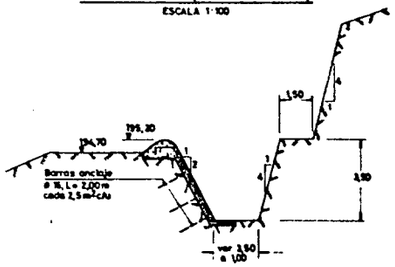
SECCION B-B
ESCALA 1:100



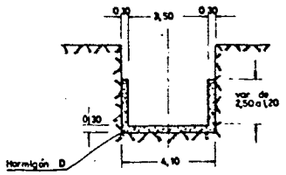
SECCION C-C
ESCALA 1 : 100



SECCION D-D (Canal colector)
ESCALA 1:100



SECCION E-E (Rápido descarga)
ESCALA 1 : 100



CUBICACION VERTEDERO Y RAPIDO

1.-	Excavación en roca	2.300 m³
2.-	Hormigón D	475 m³
3.-	Acero en barras A44-28 H	13.000 kg
4.-	Barras de anclaje	50 u

CUBICACIONES TUNEL BY PASS Y OBRAS DE TOMA

1.-	Excavaciones en roca	12.000 m³
2.-	Hormigón D	530 m³
3.-	Hormigón B	790 m³
4.-	Acero A44-28 H	21.200 kg
5.-	Tubo acero ø 1,60	37.900 kg
6.-	Válvula mariposa ø 1,60	1 u
7.-	Válvula Howell - Bunger	1 u
8.-	Ventosa	1 u

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

HIDROSOLVE

Jefe Proyecto E.D.M
Jefe Area H.M.F
Asesor Ingeniero S.V.V

SISTEMA RIO CLARO EN ITAHUE
TRANQUE LITU
OBRAS ANEXAS

Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

Escala | Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de aprobación | Lámina AN-8-0-

60.000.000, 85.000.000, 110.000.000, 135.000.000 y 160.000.000 de m^3. De acuerdo con la curva del embalse deducida del plano topográfico en escala 1:10.000 con curvas a 5 m. de la hoya de almacenamiento, las características principales son las siguientes:(Figura 3).

Volumen de Embalse (mill. de m^3)	Superficie Inundada (hás)	Cota de coronamiento	Cota de Embalse	Altura de Muro (m)
60	393	189,0	184,0	62,0
85	511	194,5	189,5	67,5
110	622	199,0	194,0	72,0
135	713	202,5	197,5	75,5
160	802	205,5	200,5	78,5

Se ha considerado una revancha total de 5 m. para tomar en cuenta las alturas derivadas de la revancha neta, revancha de ala y carga de funcionamiento del vertedero de rebalse.

A continuación se analizan los factores que intervienen en el costo total del embalse Litú y que son: muro, coffer-dam y túnel de desviación, obras de toma y obras de rebalse.

3.1 Muro

En los estudios preliminares se consideraron tres tipos de muro:

a) Muro homogéneo de tierra;
b) Muro de escollera con núcleo impermeable, y
c) Muro de escollera con pantalla de hormigón en el paramento de aguas arriba.

De acuerdo con los costos unitarios calculados tanto a precios sociales como a precio de mercado, se tiene que el muro más económico es el de escollera con núcleo impermeable. Paralelamente se hicieron exploraciones en terreno para ubicar empréstito de material adecuado para muro, en una zona situada entre 2 y 3 kms. de distancia apta para proporcionar dicho material, tanto en cantidad como en calidad.

nará la combinación de altura y diámetro más económica. Se tomará como costo del primero el 20% del valor total ya que en definitiva pasará a formar parte del muro principal y se supone un aumento de los costos unitarios de un 20% por tratarse de una faena más pequeña.

3.2.1 Avenida de Diseño

Se utilizará una avenida de diseño con un período de retorno de 10 años, sin hacer un estudio detallado de los daños potenciales por ruptura del coffer-dam.

De acuerdo con los estudios hidrológicos realizados, la avenida con ese período de retorno, según los diferentes métodos que se utilizaron para su determinación, tiene los siguientes valores:

Método	Gasto (m3/s)
H.U.S. Snyder	25
H.U.S. Chile	42
H.U.S. USSCS	46
Fórmula Racional	58

Se elegirá como gasto de la avenida de diseño el calculado mediante el H.U.S. USSCS, o sea 46 m^3/s.

3.2.2 Metodología

Se calculará la altura necesaria del coffer-dam para que túneles de diámetros de 3.20, 3.40, 3.60 y 3.70 m. puedan conducir el gasto de proyecto.

El cálculo del eje hidráulico y de la carga de funcionamiento necesaria para el túnel se hará partiendo de la suposición de escurrimiento a sección llena. La cota de fondo en la boca de salida es la 125.00 y la cota de fondo en la boca de entrada es la 133, con una longitud aproximada de 240 m. y una pendiente longitudinal de 0.0333.

Además, se aceptarán pérdidas de entrada y de salida iguales a 0.5 y 1.00 alturas de velocidad del túnel, respectivamente. Para utilizar el ábaco de Moody de tuberías se tomó un valor de "e" igual a 320 mm. En esta forma se tiene:

D	U	$U^2/2g$	D/e	UD/v	λ	J	JL	S	e	H	Cota Coff.-dam
3.20	5.72	1.67	10.0	1.6×10^7	0.09	0.0450	11.27	1.67	0.83	13.27	143.00
3.40	5.06	1.30	10.6	1.5×10^7	0.09	0.0344	8.25	1.30	0.65	10.20	139.60
3.60	4.51	1.04	11.2	1.4×10^7	0.09	0.0260	6.24	1.04	0.52	7.80	137.40
3.70										7.40	137.00

El túnel de diámetro 3.70 escurre como acueducto con una altura normal de 2.96 m. La cota de coronamiento del coffer-dam es igual a la cota de radier en la salida del túnel más el diámetro del túnel más las pérdidas de carga, agregando finalmente una revancha neta de 1.00 m.

3.2.3 Costo a precios privados

Los resultados de los valores relativos a precios privados de la combinación coffer-dam y túnel de desviación son los siguientes:

	Túnel		Coffer-dam			
D(m)	Volumen (m3)	Valor Total ($)	Volumen Total (m3)	0.2 Volumen Total (m3)	Valor Total ($)	Valor Total Conjunto ($)
3.20	1.929	967.664	12.969	2.594	160.335	1.127.999
3.40	2.179	1.020.970	5.336	1.067	65.951	1.086.921
3.60	2.443	1.042.013	2.157	431	26.640	1.068.653
3.70	2.580	1.032.335	1.771	354	21.881	1.054.216

No se hará la determinación del costo a precios sociales ya que, como se verá más adelante, se construirá un túnel de medio punto de 5.50 m. de ancho que es la dimensión mínima que permite su aprovechamiento para las obras de toma. Al realizar la evaluación del costo de estas últimas, se hará la distinción entre costos a precios sociales y a precios privados.

3.4 Vertedero de Rebalse

De acuerdo con los estudios de hidrología, los gastos calculados para una avenida con un período de retorno de 500 años, según los distintos métodos utilizados, son los siguientes:

Método	Gasto (m3/s)
H.U.S. Snyder	60
H.U.S. Chile	103
H.U.S. USSCS	111
Fórmula Racional	103

En definitiva se aceptará que la avenida con un período de retorno de 500 años es igual a 110 m^3/seg. Se ha tomado la seguridad de riesgo de rotura indicada, sin hacer un estudio económico de los daños potenciales, tomando en cuenta criterios habituales para el caso de presas cuya rotura no implica destrucciones físicas de importancia ni pérdidas de vida (no hay ningún poblado importante a orillas de los cauces comprometidos y los lugares habitados pueden ser evacuados sin mayores dificultades en caso de peligro).

Los cálculos anteriores se hicieron para una precipitación pluvial en 24 horas de 157 mm., siendo la superficie de la cuenca igual a 4.080 hás., o sea, 40.080.000m^2. El volumen que representa la lluvia indicada, suponiendo una escorrentía total sin ninguna infiltración, es igual a 6.405.600 m^3. Suponiendo además, que todo este volumen se acumula, por sobre el nivel máximo normal del embalse Litú, se tiene que los aumentos de altura para las distintas capacidades elegidas son las siguientes:

Volumen de embalse (millones de m3)	Superficie de Inundación (hás)	Aumento de Altura (m)
60	393	1.63
85	511	1.25
110	622	1.03
135	713	0.90
160	802	0.80

Los aumentos de altura anotados son inferiores a la revancha neta adoptada que es de 5 m.

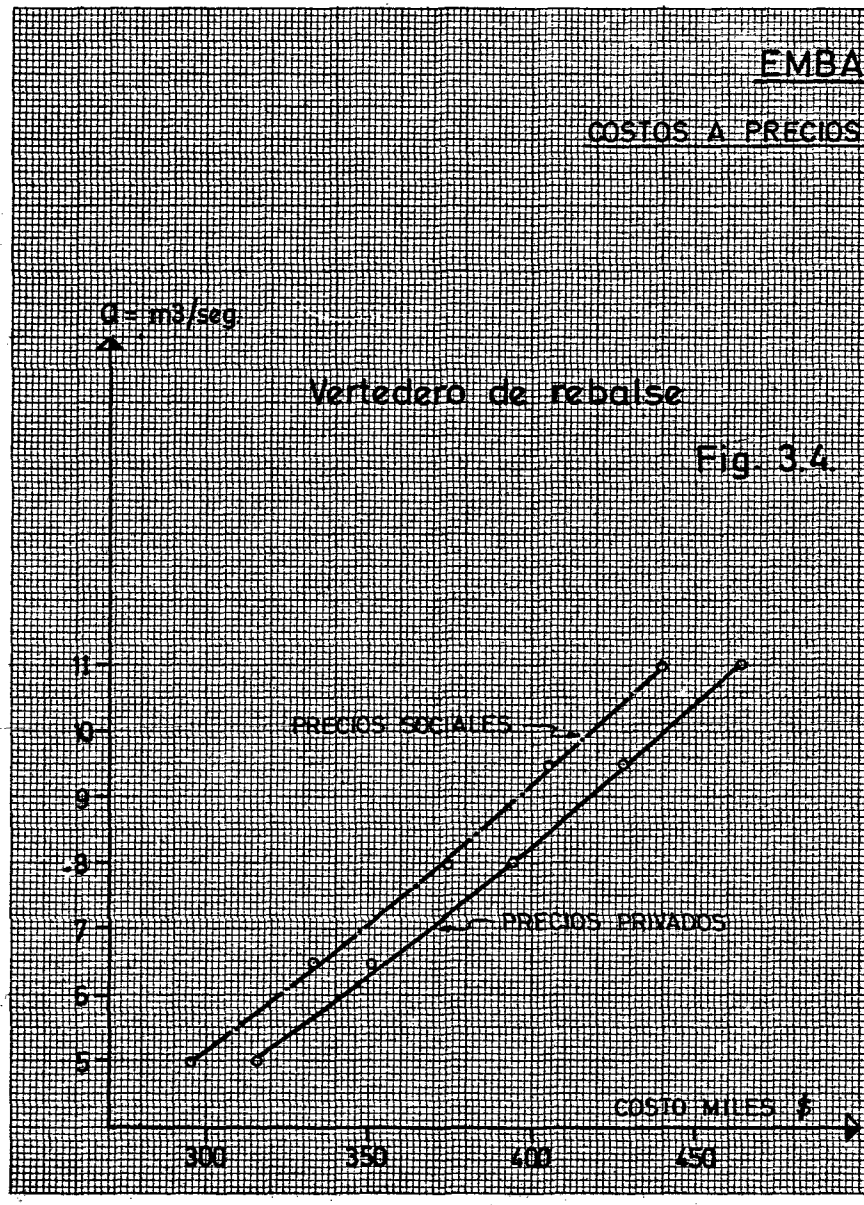
Finalmente, si se toma en consideración que las avenidas se producirán en épocas del año en las cuales es muy poco probable que el embalse se encuentre lleno, se puede concluir que el vertedero de rebalse es prácticamente innecesario.

No obstante, se ha considerado aconsejable la construcción de un vertedero de rebalse cuya capacidad de evacuación con 1 m. de carga sea igual al gasto del canal de aducción. El vertedero se ubicará en el eje del muro con un canal de aducción y un canal de evacuación que se dejará caer libremente por el cauce de una quebrada aprovechando que la ladera del cerro en ese lugar está constituída por roca sana.

Se tomaron los siguientes gastos de evacuación: 5.00, 6.50, 8.00, 9.50 y 11.00 m^3/s resultando los anchos del vertedero de 2.70, 3.50, 4.30, 5.10 y 6.90 m., respectivamente. A los canales de aducción y evacuación se les ha dado un talud de 1/2 considerando que se trata de cortes en roca. La obra de hormigón estará formada por una barrera de 1.00 m. de altura con una longitud revestida hacia aguas arriba de 20 m., con diente de fundación inicial de 1.50 m. y una longitud revestida hacia aguas abajo de 20 m. y con diente de fundación final de 2.00 m.

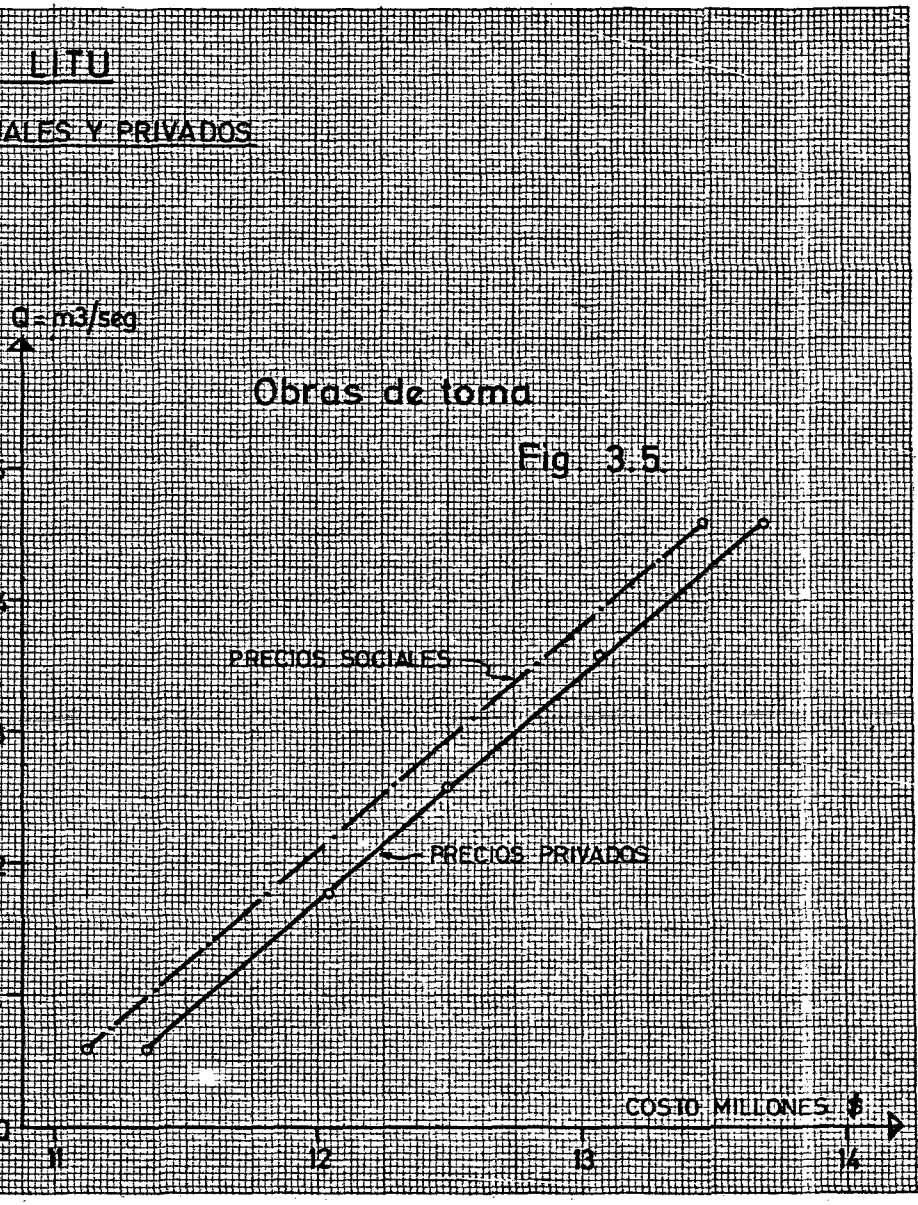
EMBALSE LITU

COSTOS A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS



Vertedero de rebalse

Fig. 3.4



Obras de toma

Fig. 3.5

Los resultados de cubicaciones y costos de construcción a precios privados y precios sociales son los siguientes, bajo la suposición que para un mismo gasto de evacuación el costo es igual para todas las alturas de muro considerados: (Figura 3.4).

Gasto (m3/s)	Hormigón D (m3)	Moldaje (m2)	Excav. Roca (m3)	Fierro (kg)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
5.00	106	433	951	3.180	316.000	297.450
6.50	119	437	1.098	3.570	352.850	332.900
8.00	135	440	1.264	4.050	396.200	374.600
9.50	145	444	1.410	4.350	428.500	405.750
11.00	157	447	1.557	4.710	463.750	439.700

3.5 Obras de toma

Las obras de toma aprovecharán el túnel de desviación del estero Litú. Esta condición exige que este último se construya con sección de medio punto de un ancho mínimo de 5.50 m. con el objeto de alejar las compuertas y otros dispositivos que formarán las obras de toma. Su trazado se ha considerado provisoriamente por la ladera norte, esquema que puede variar al realizar el anteproyecto, ya relacionado con el trazado de los dos canales primarios de distribución que se construirán en las laderas izquierda y derecha del valle.

Se las calculará en forma paramétrica para gastos de entrega de 10,60, 11.60, 12.60, 13.60 y 14.60 m^3/s (ver 3.7.1).

Tentativamente y solamente con el fin de la comparación de los costos de construcción de los tres sistemas de riego de Pencahue, las obras de toma se han considerado compuestas de los siguientes elementos:

- dispositivo para impedir la entrada de sedimentos a las obras de toma formado por una torre cilíndrica (jaula de loro) de 4 m. de diámetro situada a la entrada del túnel de desviación;

- válvula de mariposa de cierre total situada en una cámara a 20 m. aguas abajo de la torre de entrada;
- tubería de acero a presión de 220 m. aproximadamente de longitud situada a continuación de la válvula de mariposa; se le anclará en sus puntos iniciales y terminales en macizos de hormigón y se apoyará en rótulas de acero;
- válvula de sector colocada al final de la tubería de presión con el objeto de controlar el gasto de entrega y que se alojará en una cámara en la cual se instalarán los dispositivos de accionamiento de ella;
- túnel auxiliar para la construcción de macizo de hormigón inicial y la colocación de la válvula de mariposa y, la tubería de presión y la válvula de sector; deberá tener capacidad para permitir la evacuación de los gastos de estiaje del estero Litú.

Por el momento no se tomará en cuenta el disipador de energía, ya que él dependerá en definitiva de la forma como se capten las aguas para entregarlas a los canales primarios de distribución.

Además se ha considerado el revestimiento armado del túnel entre la torre de admisión y la válvula de mariposa.

La tubería y las válvulas de mariposa y de sector se estimaron para una velocidad de 3,5 m/s en la tubería. Las dimensiones de la tubería para los distintos gastos en las condiciones anotadas son:

Gasto (m3/s)	Sección (m2)	Diámetro Teórico (m)	Diámetro Real (m)	Velocidad Real (m/s)
10.6	3.02	1.96	2.00	3.37
11.6	3.31	2.05	2.00	3.69
12.6	3.60	2.14	2.10	3.64
13.6	3.89	2.23	2.20	3.58
14.6	4.10	2.30	2.30	3.52

Los costos de los distintos elementos son los siguientes:

- Tubería: costo básico $ 20.00 por Kg, al cual se agregó transporte, IVA e instalación, esta última estimada en un 30% del total; en esta forma se llega a un costo de la tubería instalada de $ 32.00 por Kg;
- Válvula de Mariposa: según cotización de Maestranza Klawitter, su costo para 2.000 mm. de diámetro y 8.000 kgs. de peso, es igual a US$ 80.000,00; para los otros diámetros se hizo una extrapolación proporcional a 1 cuadrado de los diámetros;
- Válvula de sector: Maestranza Klawitter estimó su costo para 2.000 mm. de diámetro y 10.000 kgs. de pero, en US$ 95.000,00; para los otros diámetros se utilizó el mismo criterio de extrapolación;
- Obras civiles: se estimó que el costo de ellas tiene variaciones no significativas e incluyen excavaciones, hormigones de la torre de admisión, del revestimiento de los primeros 20 m. del túnel, de los machones de anclaje, tapón de radier del túnel, etc.; se ha estimado para ellas las siguientes cubicaciones: Hormigón E 900 m^3, excavación en roca 1.000 m^3, moldaje plano 650 m^2, armaduras 90.000 Kg., rellenos estimados en un global de $ 25.000,-.

En el cuadro siguiente se indica el costo a precios privados de las obras de toma:

Gasto (m3/s)	Tubería	Válvula de Sector	Válvula Mariposa	Obras Civiles	Túnel	Total
10.6	3.312.000	1.853.000	1.560.000	2.511.500	2.131.400	11.357.900
11.6	3.312.000	1.853.000	1.560.000	2.511.500	2.131.400	11.357.900
12.6	4.089.000	2.044.000	1.720.000	2.511.500	2.131.400	12.495.900
13.6	4.301.000	2.243.000	1.888.000	2.511.500	2.131.400	13.074.900
14.6	4.541.000	2.450.000	2.063.000	2.511.500	2.131.400	13.696.900

Para el cálculo de los costos a precios sociales se ha supuesto que no hay variación en los precios de las tuberías, válvulas de mariposa y válvulas de sector. Sólo hay cambios en la obras civiles y en el túnel con costos de $ 2.353.100 y $ 2.059.300, respectivamente. (Figura 3.5).

Los resultados son:

Gasto (m3/s)	Costo Total ($)
10.6	11.127.400
11.6	11.127.400
12.6	12.265.400
13.6	12.844.400
14.6	13.466.400

3.6 Evaluación de las expropiaciones

El Embalse Litú inundará suelos clasificados en Clase VI de Capacidad de Uso y evaluados por la Dirección de Impuestos Internos (junio de 1977) en $ 657,46 por há. Además, se expropiará, para fines de manejo, una superficie equivalente a un 20% del área inundada. De acuerdo con lo anterior, se tiene el siguiente valor de las expropiaciones en función de la capacidad de embalse:

Volumen de Embalse (millones de m3)	Superficie de Expropiación (hás)	Valor ($)
60	470	310.000,00
85	610	403.100,00
110	750	490.700,00
135	855	562.500,00
160	960	632.700,00

Los valores indicados se utilizarán tanto en la evaluación a precios privados como a precios sociales (figura 3.6).

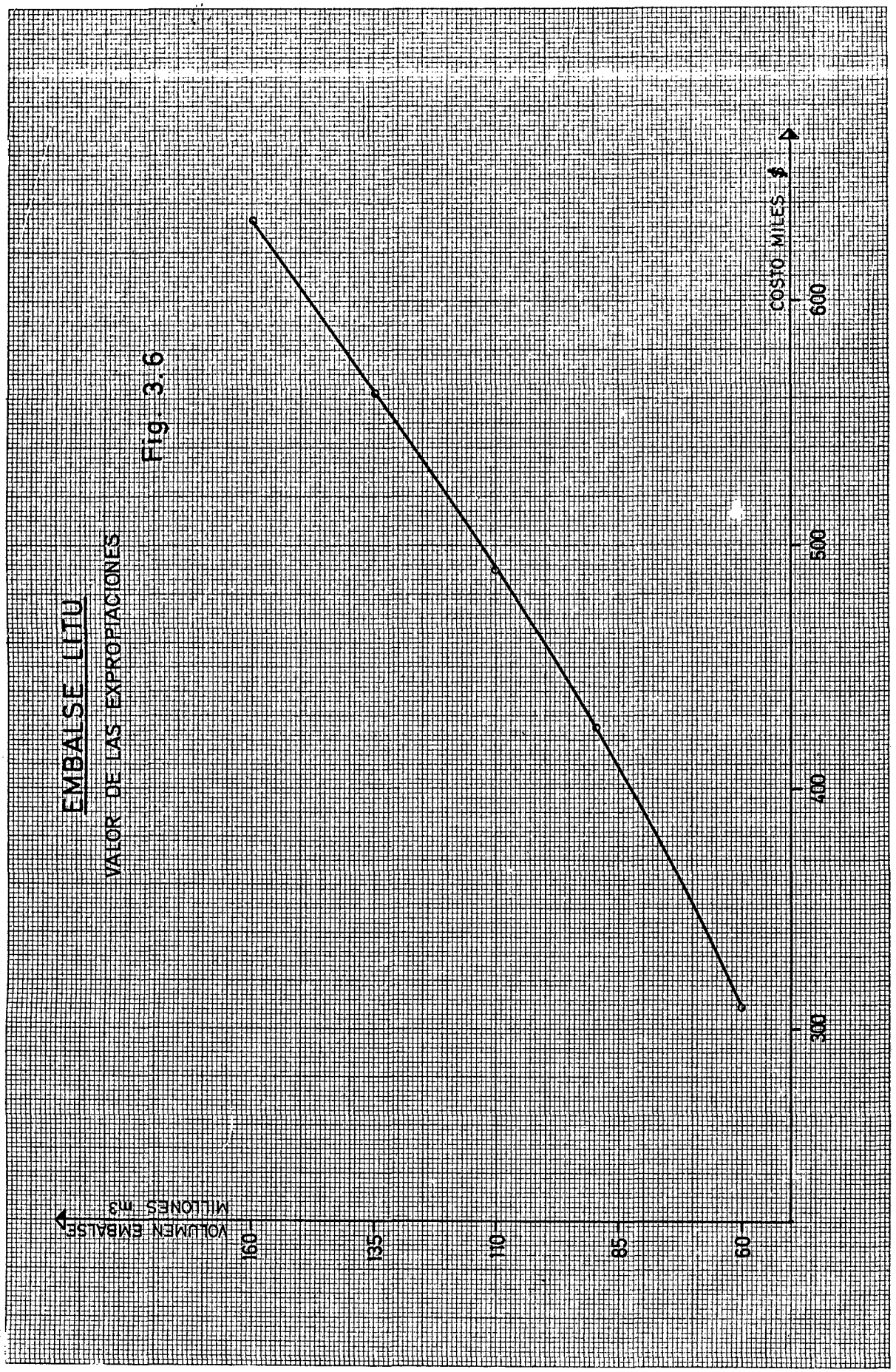

EMBALSE LITU
VALOR DE LAS EXPROPIACIONES
COSTO MILES $
300
400
500
600
VOLUMEN EMBALSE
MILLONES M3
160
135
110
85
60

Fig. 3.6

4. ELECCION DE LA COMBINACION CANAL DE ADUCCION-EMBALSE MAS ADECUADA PARA CADA SUPERFICIE DE RIEGO DIRECTO CONSIDERADA EN LOS ESTUDIOS COMPARATIVOS

La superficie de riego desde el embalse Litú es de 10.968 hás. que resultan de eliminar de la zona de riego del Proyecto a las zonas de Buena Vista, Huilliborgoa, Orillas del río Claro y la regada por el canal Corinto.

Una parte de esta superficie puede ser regada utilizando los retornos de riego de las áreas de mayor cota. Un examen no definitivo de las características topográficas del valle permite establecer que la zona de posible aprovechamiento de los retórnos de riego está situada bajo la cota 55 con una superficie de 3.000 hás. Dicha cota corta el estero Los Puercos más o menos 2 kms. aguas arriba de su confluencia con el estero Tutucura. Sobre la base de esta consideración, se ha calculado la demanda de agua de riego al embalse Litú para cinco casos de riego con derrames que son:

Superficie de riego directo desde el embalse (hás)	Superficie regada con derrames (hás)
10.968	0
10.218	750
9.468	1.500
8.718	2.250
7.968	3.000

4.1 Cálculo de la demanda para las diferentes superficies de riego directo

De acuerdo con los resultados preliminares del plan de desarrollo agropecuario, las 10.968 hás de riego tendrán los siguientes cultivos:

Cultivo	Superficie (hás)	Cultivo	Superficie (hás)
Ajos	220	Papas	647
Cebollas	220	Maravilla	483
Tomate	220	Remolacha	713
Sandías	285	Trébol rosado	1.173
Trigo	494	Alfalfa	1.448
Trigo-trébol	581	Pradera mixta	953
Frejoles	1.009	Manzanos	932
Maíz	647	Vides	943

En el caso de las otras superficies de riego directo, se ha supuesto que se mantiene la misma distribución proporcional entre los distintos cultivos que indica el cuadro anterior.

Los cálculos de la demanda se han hecho de acuerdo con una eficiencia de riego a nivel predial del 50%. Los resultados para una superficie de riego directa de 10.968 hás aparecen en el cuadro 4.1. Los resultados finales que aparecen al pie dan los volúmenes de la demanda mes a mes en metros cúbicos, la equivalencia en gasto de esos volúmenes, la dotación en l/s/há equivalente a nivel de predio y la dotación en l/s/há agregando un 10% para compensar las pérdidas en conducción y distribución.

En el mismo cuadro, a continuación de los cálculos indicados se hizo la determinación para los cinco casos de superficies de riego directo considerando esta vez las pérdidas por conducción y distribución.

Los resultados principales obtenidos son los siguientes:

Superficie de riego (hás)	Demanda al embalse mes de máximo consumo (m3/s)	Demanda anual al embalse (m3)
10.968	14,58	163.265.440
10.218	13,59	152.143.430
9.468	12,59	140.980.990
8.718	11,59	130.537.700
7.968	10,60	118.098.900

4.2 Metodología para determinar la combinación óptima Canal-Embalse

El análisis de la relación canal-embalse se hizo a través de un modelo matemático de simulación con una función objetivo cuya finalidad es determinar la relación que produzca una mayor seguridad hidrológica de riego directo desde el embalse, pero teniendo presente que en cada caso el área del proyecto es siempre de 10.968 hás.

Los datos que se utilizaron en el modelo de simulación son los siguientes:

a) tasa de riego en m^3 por hectárea mensual;
b) evaporación en mm por mes (evaporación media de Curicó);
c) volumen del embalse en función de la altura;
d) superficie del embalse en función de la altura;
e) aporte de la hoya propia del estero Litú en forma de un gasto constante durante los meses de abril a octubre;
f) seguridad hidrológica en porcentaje (20, 40, 65, 70, 75, 80, 85, 90, 95 y 100%);
g) costo del embalse para volúmenes de almacenamiento de 60, 85, 110, 135 y 160 millones de metros cúbicos; se considera como costo solamente el valor de construcción del muro, sin tomar en cuenta las obras anexas;
h) costo del canal Itahue-Litú para gastos de 5.00, 6.50, 8.00, 9.50 y 11.00 m^3/s; se utilizó el costo correspondiente a la solución del canal revestido;
i) sobrantes del río Claro en Itahue entre mayo de 1947 y abril de 1976, deducidos de la estadística fluviométrica de Claro en Camarico a la cual se le restó la demanda exigida por el canal San Rafael.

CUADRO 4.1.

CULTIVO	HAS. 10968	TASA DE RIEGO (m3 Anuales)	O C T U B R E Tasa riego	Volumen (m3)	N O V I E M B R E Tasa de riego	Volumen(m^3)	D I C I E M B R E Tasa de riego	Volumen(m^3)	E N E R O Tasa de riego	Volumen(m^3)	F E B R E R O Tasa de riego	Volumen(m^3)	M A R Z O Tasa de riego	Volumen(m^3)	A B R I L Tasa de riego	Volumen(m^3)	VOLUMEN TOTAL ANUAL
Ajos	220	4.320	2.880	692.200	1.440	316.800	--	--	--	--	---		--	--			
Cebolla	220	7.920	2.160	475.200	1.440	316.800	2.880	633.600	1.440	316.800	--		--	--			
Tomate	220	12.120			1.160	255.200	3.480	765.600	3.480	765.600	2.320	510.400	1.680	369.600			
Sandía	285	10.570	600	171.000	970	276.450	2.910	829.350	2.910	829.350	1.940	552.900	1.200	342.000			
Trigo	494	4.500	1.500	741.000	3.000	1.482.000	--	--	--	--	--	--	--	--			
Trig.-Tréb.	581	14.900	1.500	871.500	3.000	1.743.000	800	464.800	3.200	1.859.200	3.200	1.859.200	2.400	1.394.400	800	464.800	
Frejol	1.009	11.520			1.440	1.452.960	2.880	2.905.920	3.600	3.632.400	2.880	2.905.920	720	726.480			
Maiz	647	12.760			1.160	750.520	3.480	2.251.560	3.480	2.251.560	3.480	2.251.560	1.160	750.520			
Papas	647	12.240			1.440	931.680	2.880	1.863.360	3.600	2.329.200	2.880	1.863.360	1.440	931.680			
Maravilla	483	12.760			1.160	560.280	3.480	1.680.840	3.480	1.680.840	3.480	1.680.840	1.160	560.280			
Remolacha	713	16.530	720	513.360	2.320	1.654.160	3.480	2.481.240	4.650	3.315.450	3.480	2.481.240	1.880	1.340.440			
Treb.rosa	1.173	16.800	1.600	1.876.800	2.400	2.815.200	3.200	3.753.600	3.200	3.753.600	3.200	3.753.600	2.400	2.815.200	800	938.400	
Alfalfa	1.448	17.200	1.200	1.737.600	2.400	3.475.200	3.600	5.212.800	3.600	5.212.800	3.000	4.344.000	2.400	3.475.200	1.000	1.448.000	
Prad. meseta	953	16.800	1.600	1.524.800	2.400	2.289.200	3.200	3.049.600	3.200	3.049.600	3.200	3.049.600	2.400	2.287.200	800	762.400	
Manzano	932	13.920			2.320	2.162.240	3.480	3.243.360	3.480	3.243.360	2.320	2.162.240	2.320	2.162.240			
Vid	943	10.440			1.160	1.093.880	2.320	2.187.760	3.480	3.281.640	2.320	2.189.760	1.160	1.093.880			
V (m^3) mensual				8.540.460		21.573.570		31.323.390		35.520.400		29.602.610		18.249.120		3.613.600	148.423.150
Q (m^3/seg) mensual				3,20		8,32		11,69		13,26		12,23		6,81		1,39	
q_1= (l/seg/há) mensual				0,29		0,76		1,07		1,21		1,11		0,62		0,12	
q_2= (l/seg/há) mensual				0,32		0,84		1,17		1,33		1,23		0,68		0,14	

Superficie														VOLUMEN TOTAL ANUAL (m^3)
10.968			9.394.500 3,51		23.730.920 9,15		34.455.720 12,86		39.072.440 14,58		32.562.870 13,46		20.074.030 7,49	3.974.960 1,53	163.265.440
10.218			8.758.360 3,27		22.247.440 8,58		32.020.430 11,95		36.293.290 13,59		30.404.840 12,57		18.610.160 6,95	3.707.910 1,43	152.143.430
9.468			8.115.550 3,03		20.614.480 7,95		29.670.130 11,08		33.727.590 12,59		28.173.310 11,65		17.244.180 6,43	3.435.750 1,33	140.980.990
8.718			7.472.090 2,79		19.614.240 7,32		27.313.840 10,20		31.055.880 11,59		25.941.420 10,72		15.878.190 5,93	3.262.040 1,22	130.537.700
7.968			6.829.280 2,55		17.348.560 6,63		24.963.540 9,32		28.384.180 10,60		23.709.700 9,80		14.512.210 5,42	2.891.430 1,12	118.098.900

4.3 Análisis de los resultados

El programa de simulación con los datos indicados anteriormente se aplicó para los cinco casos de superficies de riego directo desde el embalse Litú y para distintas combinaciones de volumen del embalse y de capacidad del canal matriz. Los cuadros siguientes resumen dichos resultados.

a) Superficie de riego desde el embalse 10.968 hás.

V = en millones de m^3

Q = en m^3/s

Costo canal y embalse = miles de $

Demanda suplida para cada combinación Vol.Embalse-Cap. Canal (%)

Temporadas Falladas	V = 140 Q = 10	140 9	140 8.5	140 8	135 9	135 8.5	130 9
1947-48			98.4'	92.1'		98.4'	
1949-50	94.5"	94.5"	94.5"	88.6'	90.8"	90.8"	88.2"
1952-53							98.7"
1968-69	38.8+	37.5+	37.5+	36.3+	35.0+	35.0+	32.5+
1969-70	97.6'	89.2'	85.0'	82.5'	88.9'	85.0'	88.5'
1970-71			95.4'	89.6'		95.1'	
1971-72			96.7'	92.2'	99.2"	96.8'	95.7"
% Total de Fallas	7.9	16.3	30.0	55.0	21.1	33.9	28.9
Años Fallados	3	3	6	6	4	6	5
Costo Canal y Embalse	243.200	237.300	234.350	231.600	233.500	231.350	231.300

' Falla por capacidad de canal;

" Falla por capacidad de embalse;

+ Falla por falta de recursos.

El porcentaje total de falla no considera temporada 1968-69.

Se elige un embalse de 135.000.000 m^3 de capacidad y un canal matriz de 9 m^3/s.

b) Superficie de riego desde el embalse 10.218 hás.

V = en millones de m^3
Q = en m^3/s
Costo canal y embalse = miles de $

Temporadas Falladas	Demanda suplida para cada combinación Vol.Emb.-Cap.Canal(%) V = 135 Q = 8	135 7.5	135 7	130 8.5	130 8	130 7.5
1947-48		93.0'	87.0'			93.0'
1949-50	97.8"	92.8'	83.8'	94.4"	94.4"	92.8'
1968-69	42.5+	42.5+	41.3+	40.0+	40.0+	38.8+
1969-70	87.5'	82.5'	78.8'	91.8'	87.0'	83.8'
1970-71	97.9'	93.4'	88.9'		98.0'	92.8'
1971-72	98.9'	93.4'	88.3'		98.8'	93.5'
% Total de Fallas	17.9	44.9	63.2	13.8	21.8	44.1
Años Fall.	5	6	6	3	5	6
Costo Canal y Embalse	228.600	225.300	222.200	228.350.	225.600	222.300

' Falla por capacidad de canal;

" Falla por capacidad de embalse;

+ Falla por falta de recursos.

El porcentaje total de falla no considera temporada 1968-69.

Se elige un embalse de 130.000.000 m^3 de capacidad y un canal matriz de 8 m^3/seg.

c) Superficie de riego desde el embalse 9.468 hás.

V = en millones de m^3

Q = en m^3/s

Costo canal y embalse = miles de $

Temporadas Falladas	Demanda suplida para cada combinac. Vol.Emb.-Cap.Canal(%)							
	V = 130 Q = 7.5	130 7	130 6.5	120 8	120 7	110 8.5	110 8	100 8
1947-48		94.0'	87.5'		94.0'			
1949-50		96.9'	86.5'	94.3"	94.3"	87.0"	87.0"	78.8"
1952-53								92.9"
1955-56								99.8"
1967-68								99.1"
1968-69	48.8+	48.8+	47.5+	43.8+	41.3+	37.5+	36.3+	31.3+
1969-70	89.1'	85.8'	80.0'	93.9'	85.0'	93.9"	93.9"	86.7"
1970-71		95.7'	90.0'		96.7'			93.7"
1971-72		95.3'	89.6'		95.1'	95.7"	95.7"	88.3"
% Total de fallas	10.9	33.1	66.3	11.8	34.9	23.4	24.4	69.9
Años Fall.	2	6	6	3	6	4	5	9
Costo Can. y Emb.	222.300	219.300	216.000	220.500	214.100	216.850	214.100	208.000

' Falla por capacidad de canal;

" Falla por capacidad de embalse;

+ Falla por falta de recursos.

El porcentaje total de falla no considera temporada 1968-69.

Se elige un embalse de 110.000.000 m^3 de capacidad y un canal matriz de 8 m^3/seg.

d) Superficie de riego desde el embalse 8.718 hás.

V = en millones de m^3

Q = en m^3/s

Costo canal y embalse = miles de $

Temporadas Falladas	Demanda suplida para cada combinac. Vol. Emb.-Cap. Canal (%)					
	V = 110 Q = 8	110 7.5	110 7	100 7	100 6.5	100 6
1947-48				96.2"	95.3'	88.0'
1949-50	94.2"	94.2"	94.2"	86.3"	86.3"	86.3"
1968-69	47.5+	46.3+	46.3+	38.8+	37.5+	36.3+
1969-70		97.9'	91.4'	92.0'	87.6'	82.5'
1970-71					98.7'	92.3'
1971-72				95.7"	95.7"	91.5'
% Total de fallas	5.8	7.9	14.4	30.0	36.4	59.4
Años Fall.	2	3	3	5	6	6
Costo Can. y Embalse	214.100	210.800	207.700	201.600	198.400	195.200

' Falla por capacidad de canal;

" Falla por capacidad de embalse;

+ Falla por falta de recursos.

El porcentaje total de falla no considera temporada 1968-69.

Se elige un embalse de 100.000.000 m^3 de capacidad y un canal matriz de 7 m^3/seg.

e) Superficie de riego desde el embalse 7.968 hás.

V = en millones de m^3

Q = en m^3/s

Costo canal y embalse = miles de $.

Temporadas Falladas	Demanda suplida para cada combinac. Vol.Emb.-Cap.Canal (%)						
	V = 100	100	100	90	90	90	80
	Q = 7	6	5.5	7	6.5	6	7
1947-48		96.8'	88.7'	96.4"	96.0"	94.7"	86.3"
1949-50	94.1"	94.1"	94.0"	85.0"	85.0"	85.0"	76.3"
1952-53							92.5"
1954-55							99.9"
1960-61							99.2"
1967-68							96.6"
1968-69	50.0+	48.8+	47.5+	42.5+	41.3+	41.3+	37.5+
1969-70		89.1'	85.0'	95.0"	95.0"	89.0'	86.3"
1970-71			94.0'				91.8"
1971-72			93.8'	95.8"	95.8"	95.8"	87.0"
% Total de Fallas	5.9	20.0	34.5	27.8	28.2	35.5	83.3
Años Fall.	2	4	6	5	5	5	9
Costo Can. y Embalse	201.600	195.200	191.900	195.200	192.000	188.800	189.000

' Falla por capacidad de canal;

" Falla por capacidad de embalse;

+ Falla por falta de recursos.

El porcentaje total de falla no considera temporada 1968-69.

Se elige un embalse de 90.000.000 m^3 de capacidad y un canal matriz de 6.5 m^3/seg.

4.4 Costos de las combinaciones elegidas para los distintos niveles de riego directo del valle de Pencahue

El costo del túnel de desviación y del coffer-dam está incluído en el valor de las obras de toma.

a) Superficie de riego directo 10.968 hás.

	Costo a Precios Privados
Canal para 9.00 m^3/seg.	$ 119.600.000,00
Muro para 135.000.000 m^3	117.000.000,00
Vertedero para 9.00 m^3/s.	420.000,00
Toma para 14.60 m^3/s	13.700.000,00
Expropiación de 855 hás.	560.000,00
	$ 257.280.000,00

b) Superficie de riego directo 10.218 hás.

Canal para 8.00 m^3/seg.	$ 113.800.000,00
Muro para 130.000.000 m^3	113.570.000,00
Vertedero para 8.00 m^3/s.	395.000,00
Toma para 13.60 m^3/s	13.070.000,00
Expropiación de 835 hás.	550.000,00
	$ 241.385.000,00

c) Superficie de riego directo 9.468 hás.

Canal para 8.00 m^3/seg.	$ 113.570.000,00
Muro para 110.000.000 m^3	99.870.000,00
Vertedero para 8.00 m^3/s	395.000,00
Toma para 12.6 m^3/s	12.500.000,00
Expropiación de 745 hás.	490.000,00
	$ 226.825.000,00

d) Superficie de riego directo 8.718 hás.

Canal para 7.00 m^3/seg.	$ 107.200.000,00
Muro para 100.000.000 m^3	93.903.000,00
Vertedero para 7.00 m^3/s	370.000,00
Toma para 11.6 m^3/s	12.125.000,00
Expropiación de 700 hás.	460.000,00
	$ 214.058.000,00

e) Superficie de riego directo 7.968 hás.

Canal para 6.50 m^3/s	$ 104.000.000,00
Muro para 90.000.000 m^3	87.937.000,00
Vertedero para 6.50 m^3/s.	356.000,00
Toma para 10.60 m^3/s	11.360.000,00
Expropiación de 645 hás.	425.000,00
	$ 204.078.000,00

La variación de los costos sociales en relación con los costos a precios privados es pequeña.

a) Superficie de riego directo 10.968 hás.

	Costo a Precios Sociales
Canal para 9.000 m^3/s	$ 117.620.000,00
Muro para 135.000.000 m^3	118.658.000,00
Vertedero para 9.00 m^3/s	396.000,00
Toma para 14.60 m^3/s	13.466.000,00
Expropiación de 855 hás.	560.000,00
	$ 250.700.000,00

b) Superficie de riego directo 10.218 hás.

Canal para 8.00 m^3/s	$ 111.180.000,00
Muro para 130.000.000 m^3	115.183.000,00
Vertedero para 8.00 m^3/s	374.000,00
Toma para 13.60 m^3/s	12.844.000,00
Expropiación de 835 hás.	550.000,00
	$ 240.131.000,00

c) Superficie de riego directo 9.468 hás.

Canal para 8.00 m^3/s	$ 111.180.000,00
Muro para 110.000.000 m^3	101.284.000,00
Vertedero para 7.00 m^3/s	374.000,00
Toma para 12.6 m^3/s	12.265.000,00
Expropiación de 745 hás.	490.000,00
	$ 225.593.000,00

d) Superficie de riego directo 8.718 hás.

Canal para 7.00 m^3/s	$ 105.370.000,00
Muro para 100.000.000 m^3	98.255.000,00
Vertedero para 7.00 m^3/s	349.000,00
Toma para 11.6 m^3/s	11.712.000,00
Expropiación de 700 hás.	460.000,00
	$ 216.146.000,00

e) Superficie de riego directo 7.968 hás.

Canal para 6.50 m^3/s	$ 101.996.000,00
Muro para 90.000.000 m^3	89.171.000,00
Vertedero para 6.50 m^3/s	333.000,00
Toma para 10.60 m^3/s	11.127.000,00
Expropiación de 645 hás.	425.000,00
	$ 203.052.000,00

H. SISTEMA DE RIEGO RIO CLARO EN LA ORILLA

Para los efectos de la comparación de costos de construcción de los tres sistemas de riego posibles para el valle de Pencahue, la elevación mecánica desde el río Claro en el lugar denominado La Orilla, se estimará compuesta de los siguientes elementos principales:

a) Línea eléctrica desde la subestación Talca en 66.000 V, con su subestación de bajada en La Orilla;

b) Casa de máquinas y obras civiles anexas, exceptuando la barrera de desviación en el río Claro;

c) Motores y bombas con sus equipos de control eléctricos y válvulas y piezas especiales;

d) Tuberías de impulsión, incluso cámara de descarga;

e) Canal desde la cámara de descarga de la impulsión hasta el estanque de compensación;

f) Estanque de compensación;

g) Consumo anual de energía.

1. DISPONIBILIDADES DE AGUA

Las disponibilidades de agua, de acuerdo con los estudios hidrológicos del río Claro en Talca son las siguientes:

Año	Caudales (m^3/seg)					
	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1948-49	61,2	48,0	35,9	23,2	18,7	27,4
1949-50	46,2	36,3	27,1	17,5	14,1	20,7
1950-51	74,8	58,7	43,9	28,4	22,9	33,6
1951-52	71,3	55,9	41,8	27,0	21,8	31,9
1952-53	56,5	44,3	33,1	21,4	17,3	25,3
1953-54	91,3	71,5	53,5	34,6	27,9	40,9
1954-55	56,7	44,5	33,3	21,5	17,3	25,4
1955-56	-	-	-	-	-	-
1956-57	-	-	-	-	-	-
1957-58	-	-	-	-	-	-
1958-59	-	-	-	-	-	-
1959-60	57,0	48,7	27,6	27,5	22,2	30,6
1960-61	102,9	72,1	41,2	32,6	16,1	41,9
1961-62	118,8	58,5	35,2	25,5	25,6	28,1
1962-63	52,7	33,6	20,8	11,8	14,3	21,3
1963-64	90,0	100,6	56,7	27,5	22,2	37,4
1964-65	36,8	30,7	51,3	15,6	22,9	21,1
1965-66	102,9	75,9	56,9	24,9	19,0	31,3
1966-67	67,0	68,9	77,7	41,6	33,8	37,9
1967-68	98,8	36,5	34,5	27,0	21,7	24,2
1968-69	34,9	26,7	24,3	23,0	16,5	21,1
1969-70	35,3	38,4	28,7	31,2	21,3	21,0
1970-71	51,8	54,1	37,8	30,4	22,6	22,2
1971-72	58,3	67,1	38,3	26,8	19,4	29,3
1972-73	123,5	84,9	52,5	38,0	37,7	50,1
1973-74	66,3	52,0	38,9	25,1	20,2	29,7
1974-75	52,0	50,7	50,7	31,5	28,1	31,2
1975-76	51,1	58,8	36,0	23,4	26,8	28,7

Además, los esteros Caiván y Piduco aportan caudales de los cuales la única información que se posee son los aforos realizados en enero, febrero y marzo de 1977 en el estero Piduco en el puente del camino Longitudinal Sur. En el mismo estudio citado se ha hecho una estimación de los caudales sobre la base de comparación con los resultados obtenidos para los esteros Pangue y Las Chilcas.

En esta forma se tiene lo siguiente:

	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
Transposición Estero Pangue	3.3	2.5	2.2	1.8	3.0	3.1
Transposición Estero Las Chilcas	6.4	4.5	3.6	2.9	3.4	3.4
Aforos Enero-Marzo 1977				3.2	3.4	5.3

2. ELECCION DEL TIPO DE ESQUEMA GENERAL DE LA ELEVACION MECANICA DE LA ORILLA

Antes de proceder a estudiar el anteproyecto de la Elevación Mecánica de La Orilla con el objeto de determinar su costo comparativo con el de los otros dos sistemas de riego del valle de Pencahue, es necesario analizar dos puntos previos:

a) si el sistema funcionará durante las veinticuatro horas del día o solamente durante los períodos fuera de demanda máxima, y

b) si el total del gasto se elevará a la cota máxima que exija el sistema de distribución o si se le elevará hasta una cota intermedia para después hacer elevaciones secundarias para el riego de los sectores altos.

A continuación se hace el análisis de estos dos puntos.

2.1 Período de elevación

Para los fines de calcular los costos equivalentes del consumo de energía para una misma capacidad total de elevación, considerando períodos diarios de 18 y 24 horas de funcionamiento, se tomará una superficie de riego directo de 9.500 hás con una tasa de riego igual a la determinada para la zona regada por el embalse Litú, con una altura de elevación de 42 m. y de 45 m., respectivamente. En esta forma, la capacidad de elevación es la siguiente:

Mes	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.
Tasa de riego	0,32	0,84	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Gto.para elev. de 24hrs.diar.	3,04	7,98	11,11	12,63	11,68	6,46	1,33
Gto.para elev. de 18hrs.diar.	4,05	10,64	14,81	16,84	15,57	8,61	1,77

Las potencias necesarias para las dos elevaciones y los consumos de energía correspondientes son los siguientes:

Mes	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Total anual
Pot.elevac. 24hrs.(kW)	1.525	4.005	5.576	6.340	5.862	3.242	663	
Ener.elevac. 24hrs.(MWh)	1.135	2.883	4.149	4.716	3.933	2.412	477	19.705
Pot.elevac. 18hrs.(kW)	2.178	5.721	7.965	9.054	8.374	4.631	947	
Ener.elevac. 18hrs.(MWh)	1.215	3.089	4.445	5.053	4.220	2.584	511	21.117

Para calcular el costo equivalente que representa el consumo de energía para los dos casos planteados: elevación durante todo el día y elevación durante las horas fuera de la demanda máxima, se utilizarán los siguientes precios:

- costo de la energía básica por kWh igual a 450 gramos de carbón corriente puesto en bocamina de Lota: $0.409
- costo de la energía de demanda máxima considerando la utilidad legal de 10% US$ 304 anuales por kW:$5.834,00 por kW al cambio de 19,37 por US$ (caso 1).
- costo de la energía de demanda máxima sin considerar la utilidad legal: US$ 104.40 por kW: $ 2.024,00.(caso 2).
- tasa del interés del capital igual al 11,28%.

De acuerdo con estas cifras se tiene:

2.1.1 Costo equivalente de la energía de 24 horas diarias de elevación para caso 1.

Costo de energía básica anual:	19.705.000 kWh x 80.409	=	$ 8.059.345
Costo de la demanda máxima:	6.340 kW a $ 5.834	=	36.987.560
			$ 45.046.905

La equivalencia en capital de este consumo es de $ 399.351.950.

2.1.2 Costo equivalente de la energía de 24 horas de elevación diarias para caso 2.

Costo de energía básica anual:	igual al caso 1	=	$ 8.059.345
Costo de la demanda máxima:	6.340 kW x $ 2.024,00	=	12.832.160
			$ 20.891.505

El capital equivalente de este consumo anual es de $ 185.208.300.

2.1.3 Costo equivalente de la energía de 18 horas de elevación diarias:

Costo de energía básica anual:	21.117.000 kWh x $ 0.409	=	$8.636.853,00

El capital equivalente de este consumo anual es igual a $ 76.567.840,00.

2.1.4 Comentarios y resumen

Se limitará la comparación a las situaciones descritas en las letras b) y c), ya que si ENDESA aplicara en

el futuro el criterio de la letra a), el costo de la energía es de tal magnitud que hace imposible una solución de este tipo para el riego de Pencahue.

El costo de la energía para 18 horas diarias de elevación significa un menor costo de $ 109.300.000,- y una mayor potencia instalada de 2.700 kW. Suponiendo provisoriamente un costo de US$ 800 por kW instalado, se tiene que la mayor potencia exige una inversión en capital de US$ 2.160.000, o bien de $ 41.882.400.

La cifra indicada es considerablemente menor que la diferencia entre los costos capitalizados del consumo anual de energía, aún para el caso más favorable de la demanda máxima. Por este motivo y como resumen de lo expuesto, se tiene que la elevación mecánica de La Orilla se proyectará con un funcionamiento durante 18 horas diarias.

La adopción del esquema elegido obliga también a la construcción de un embalse de compensación de alrededor de 250.000 m^3 de capacidad.

Las características topográficas de la zona de Pichamán permite la construcción de un embalse de costo relativamente bajo, según se deduce del levantamiento taquimétrico ejecutado con este objeto.

2.2 Altura de elevación

Se examinarán dos casos que son: elevación del total del gasto a la altura máxima y elevación del total del gasto a una altura de 28 metros complementado con elevaciones secundarias que permitan el riego de las zonas altas.

2.2.1 Elevación primaria a 28 m. con elevaciones secundarias.

En este caso, la potencia instalada en La Orilla

es igual a 5.630 kW. Para estimar la potencia instalada en las elevaciones secundarias, se ha supuesto que con ellas se regarán 3.000 hás con una elevación media de 30 m. En esta forma, con una tasa de riego de 1.33 l/s/hás para el mes de máximo consumo (enero) se tiene que la potencia de las elevaciones secundarias es igual a 1.450 kW con un total para todo el sistema de 7.080 kW.

El consumo de energía, utilizando para su cálculo un sistema igual al descrito anteriormente, resulta igual a 16. 273 MWh con un costo equivalente a $ 59.004.000.-

Para las elevaciones secundarias será necesario construir alrededor de 54 kms. de línea eléctrica trifásica de 13.200 V con un costo de $ 218.790,00 por Km., lo que hace una inversión de $ 11.814.500.-

Las diez subestaciones correspondientes tendrían un costo aproximado de $ 2.336.000.-

Para el manejo de las elevaciones mecánicas secundarias, se ha supuesto como costo de operación el sueldo de diez operadores que se ha hecho equivalente al de diez choferes (Capítulo D, Anexo 8). Resulta igual a un capital de $ 5.326.000,-.

Para el ingreso al valle del canal que deriva de la cámara de descarga de la tubería de impulsión de la elevación primaria, es necesaria la construcción de un canal de 660 m. de longitud y de un túnel de 1.620 m. de largo con un corte de 630 m. El costo conjunto de estas obras se ha calculado en $ 19.459.000,-.

A la salida del corte del túnel situado a continuación de la boca de salida, debe construirse el embalse compensación con una capacidad de 260.000 m^3. Desde el punto de

vista topográfico, el lugar donde puede construirse el embalse presenta características desfavorables con una pendiente del orden del 5%. En estas condiciones, el movimiento de tierras necesario para la construcción del muro es aproximadamente de 100.000 m^3. El precio unitario de este tipo de faena se ha tomado igual a $ 45.60 por m^3 (precio del escarpe del muro de Litú más el costo de compactación del núcleo del mismo). El costo del muro del embalse de compensación resulta igual a $ 4.560.000. No se considerarán los costos de las obras de alimentación y de descarga debido a que se las supone semejantes a las correspondientes del embalse de compensación de la elevación mecánica a la cota máxima.

De acuerdo con cotizaciones preliminares de que se dispone, el costo por kW de potencia, sin incluir la casa de máquinas, la línea de alta tensión y la subestación de bajada, es del orden de US$ 400.00, o sea $ 7.760.- En esta forma, el costo de las plantas elevadoras es igual a $ 54.940.800.-.

El costo total de la solución con la elevación mecánica primaria a 28 m. y elevaciones secundarias, para los efectos de comparación con el otro esquema de elevación mecánica, es el siguiente:

Consumo de energía	$ 59.004.000,00
Líneas de transmisión para elevaciones secundarias	11.815.000,00
Subestaciones de elevaciones secundarias	2.336.000,00
Operadores de elevaciones secundarias	5.326.000,00
Obras civiles de túnel, canal y corte	19.459.000,00
Embalse de compensación	4.560.000,00
Motores, bombas, accesorios, etc.	54.940.800,00
	$ 157.440.800,00

2.2.2 Elevación del total del gasto a 45 m. de altura

El costo de la energía fue determinado anteriormente y es igual a $ 76.576.700.-

El costo de los equipos de bombas, motores y accesorios es igual a $ 70.621.200,-

El embalse de compensación se construirá en un lugar favorable con un movimiento de tierras de 28.400 m^3 y un costo de $ 1.276.800,-

El canal que nace en la cámara de descarga de las tuberías de impulsión y alimenta al embalse de compensación tiene una longitud de 2.300m. Su costo se estimó en $ 2.440.000,-.

De acuerdo con lo anterior, la suma de los costos variables de esta solución para compararla con la elevación a 28 m. es la siguiente:

Consumo de energía	$ 76.576.700,00
Canal entre elevación y embalse	2.440.000,00
Motores, bombas, accesorios, etc.	70.621.200,00
Embalse de compensación	1.276.800,00
	$ 150.914.700,00

2.2.3 Resumen y conclusiones

De acuerdo con el análisis comparativo entre los dos esquemas propuestos para el riego de Pencahue mediante elevaciones mecánicas, realizado en las letras a) y b), se tiene que la elevación del total del agua a la altura máxima tiene un costo menor de $ 6.526.100,- que la elevación a 28 m. de altura complementado con elevaciones secundarias.

La diferencia es pequeña, más aún si se considera que para hacer la comparación se realizaron varias simplifica-

ciones que analizadas con mayor detalle pueden posiblemente hacer variar los resultados. No obstante, si se hacen otras consideraciones, no evaluadas para los efectos de la comparación económica, que son favorables para la elevación mecánica a la cota máxima, tales como su mayor simplicidad de operación y menor dificultad de vigilancia y conservación, se puede concluir que ésta es la solución más adecuada para el sistema basado en una elevación mecánica de aguas del río Claro en La Orilla.

2.3 Resumen General

En conformidad con los resultados de los análisis comparativos realizados, el anteproyecto de la elevación mecánica de La Orilla se hará para una planta de bombeo con funcionamiento durante dieciocho horas diarias, elevando el total del gasto a la cota 105.

3. SUPERFICIE DE RIEGO Y DEMANDA DE AGUA

El sistema de riego de la elevación mecánica en La Orilla no podrá regar las zonas de Buenavista y Huilliborgoa. En esta forma su superficie de riego es igual a la determinada para el sistema Litú, agregando el área de las orillas del Claro. Estas últimas suman 82.6 hás brutas que equivalen a 75 hás netas con lo cual se tiene que la superficie total alcanza a 11.043 hás.

La demanda de agua de riego se calculará de una manera análoga a la utilizada en el caso del sistema del embalse Litú, suponiendo una misma distribución proporcional de cultivos con igual tasa de riego y cinco niveles de superficie regada con retornos de riego que equivalen a cinco niveles de superficies con riego directo desde la elevación mecánica de La Orilla. Dicha demanda se determinará para un gasto continuo de 24 horas y para el gasto equivalente de 18 horas de elevación.

3.1 Superficie de riego directo 11.043 hás; riego con derrames 0 há.

	Meses de riego						
	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.
(l/s/há)	0,32	0,84	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Q (24 h)	3,53	9,28	12,92	14,68	13,58	7,51	1,55
Q (18 h)	4,71	12,37	17,23	19,57	18,11	10,00	2,06

3.2 Superficie de riego directo 10.293 hás; riego con derrame 750 hás.

Tasa de riego							
(l/s/há)	0,32	0,84	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Q (24 h)	3,29	8,65	12,04	13,69	12,66	7,00	1,44
Q (18 h)	4,39	11,53	16,06	18,25	16,88	9,33	1,92

3.3 Superficie de riego directo 8.043 hás; riego con derrames 3.000 hás.

Tasa de riego							
(l/s/há)	0,32	0,84	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Q (24 h)	3,05	8,02	11,16	12,69	11,73	6,49	1,34
Q (18 h)	4,07	10,69	14,89	16,92	15,65	8,65	1,78

3.4 Superficie de riego directo 8.793 hás; riego con derrames 2.250 hás.

Tasa de riego							
(l/s/há)	0,32	0,84	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Q (24 h)	2,81	7,38	10,29	11,63	10,81	5,98	1,23
Q (18 h)	3,75	9,85	13,72	15,59	14,42	7,97	1,64

3.5 Superficie de riego directo 8.043 hás; riego con derrames 3.000 hás.

Tasa de riego							
(l/s/há)	0,32	0,84	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Q (24 h)	2,57	6,76	9,41	10,64	9,89	5,47	1,14
Q (18 h)	3,42	9,00	12,55	14,23	13,16	7,29	1,50

4. SEGURIDAD HIDROLOGICA DEL SISTEMA

A continuación se indican las fallas que se producen en cada nivel de superficie de riego directo con identificación del mes en que se produce la mayor falla de esa temporada y el porcentaje de déficit frente a la demanda. Para la comparación de la demanda con la disponibilidad de agua, se ha agregado a la evaluación de los recursos que aparecen en el primer cuadro del numeral 1, la mitad del gasto aforado en la temporada 1976-1977 en el mes correspondiente.

	11.043hás.		10.293hás.		9.543hás.		8.793hás.		8.043hás.	
emp.	Mes fall.	% falla	Mes fall.	% falla	Mes fall.	% falla	Mes fall.	% falla	Mes fall.	% falla
49-50										
50-51	Feb.	12,8	Feb.	7,0						
51-52										
52-53										
53-54										
54-55										
59-60										
60-61	Feb.	1,7								
61-62										
62-63	Ene.	31,5	Ene.	26,6	Ene.	20,8	Ene.	11,8	Ene.	5,8
63-64										
64-65	Ene.	12,1	Ene.	5,8						
65-66										
66-67										
67-68										
68-69										
69-70										
70-71										
71-72										
72-73										
73-74										
74-75										
75-76										

Puede apreciarse del cuadro anterior, que la seguridad hidrológica del sistema de riego con elevación mecánica en La Orilla es bastante alta y que la temporada crítica, 1962-1963, se compara favorablemente con la análoga del sistema del embalse Litú que es la 1968-1969.

5. POTENCIA Y CONSUMO Y COSTO DE ENERGIA

El resumen de la potencia máxima, consumo de energía, costo anual de la misma y equivalencia en capital de dicho costo anual, para cada nivel de superficie de riego directa, se hace en el cuadro siguiente:

Superf.de riego directo(hás)	Potencia (kW)	Consumo anual de energía (MWh)	Costo anual de la energía ($)	Capital equiv. consumo anual de energía ($)
11.043	10.525	24.557	10.043.800	89.040.800
10.293	9.815	22.983	9.400.000	83.333.300
9.543	9.100	21.308	8.715.000	77.260.600
8.793	8.385	19.633	8.029.900	71.187.000
8.043	7.650	17.920	7.329.300	64.976.000

6. TUBERIAS DE IMPULSION

La elevación mecánica contará con dos tuberías de impulsión, cada una para la mitad del gasto por elevar. La longitud de las tuberías se estimó en 200 m. El cálculo de costos se hizo considerando los siguientes factores:

- Gastos de 14,10, 15.50, 16.80, 18.10 y 19.50 m^3/seg;
- Diámetros de 1.40 m. a 2.80 m., variables cada 10 cms;
- Material: hormigón armado B;
- Solicitaciones: presión hidrostática uniforme igual a 45m. y golpe de ariete calculado mediante el método de Allievi;
- Energía consumida por la tubería de impulsión evaluada a $ 0.409 el kWh con un factor de capitalización del 11,28%.

Los resultados obtenidos se llevaron a un gráfico (Figura 6) de donde se dedujeron los diámetros óptimos para cada gasto de elevación y el costo combinado de construcción y consumo de energía. Ellos son:

Gasto (m3/s)	Diámetro (m)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
14.10	1.575	5.193.300	4.836.600
15.50	1.625	5.625.500	5.290.700
16.80	1.70	6.077.600	5.714.308
18.10	1.75	6.498.700	6.113.500
19.50	1.80	6.939.800	6.535.200

7. CANAL ENTRE LA CAMARA DE DESCARGA DE LAS TUBERIAS DE IMPULSION Y EL ESTANQUE DE COMPENSACION

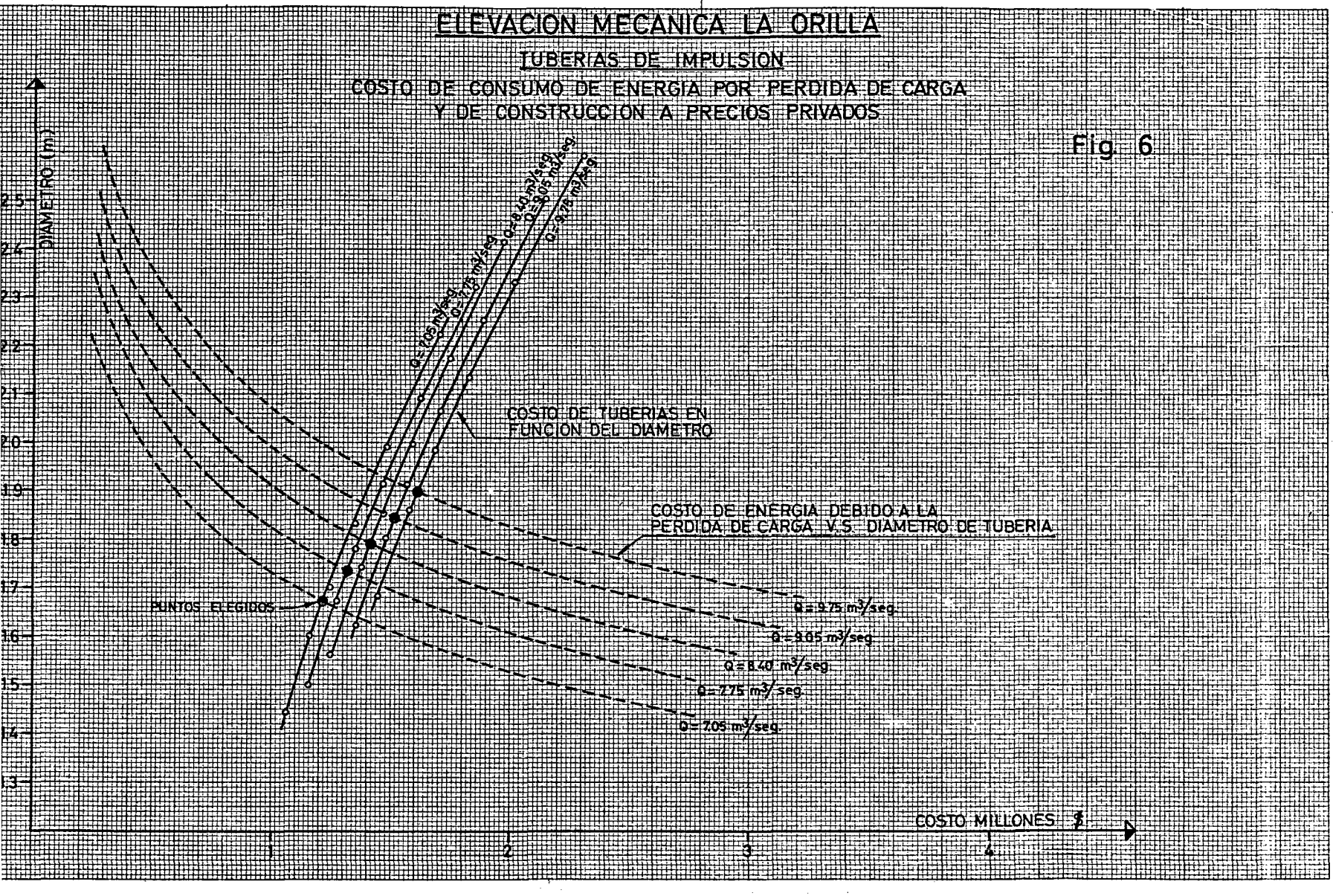
7.1 Canal

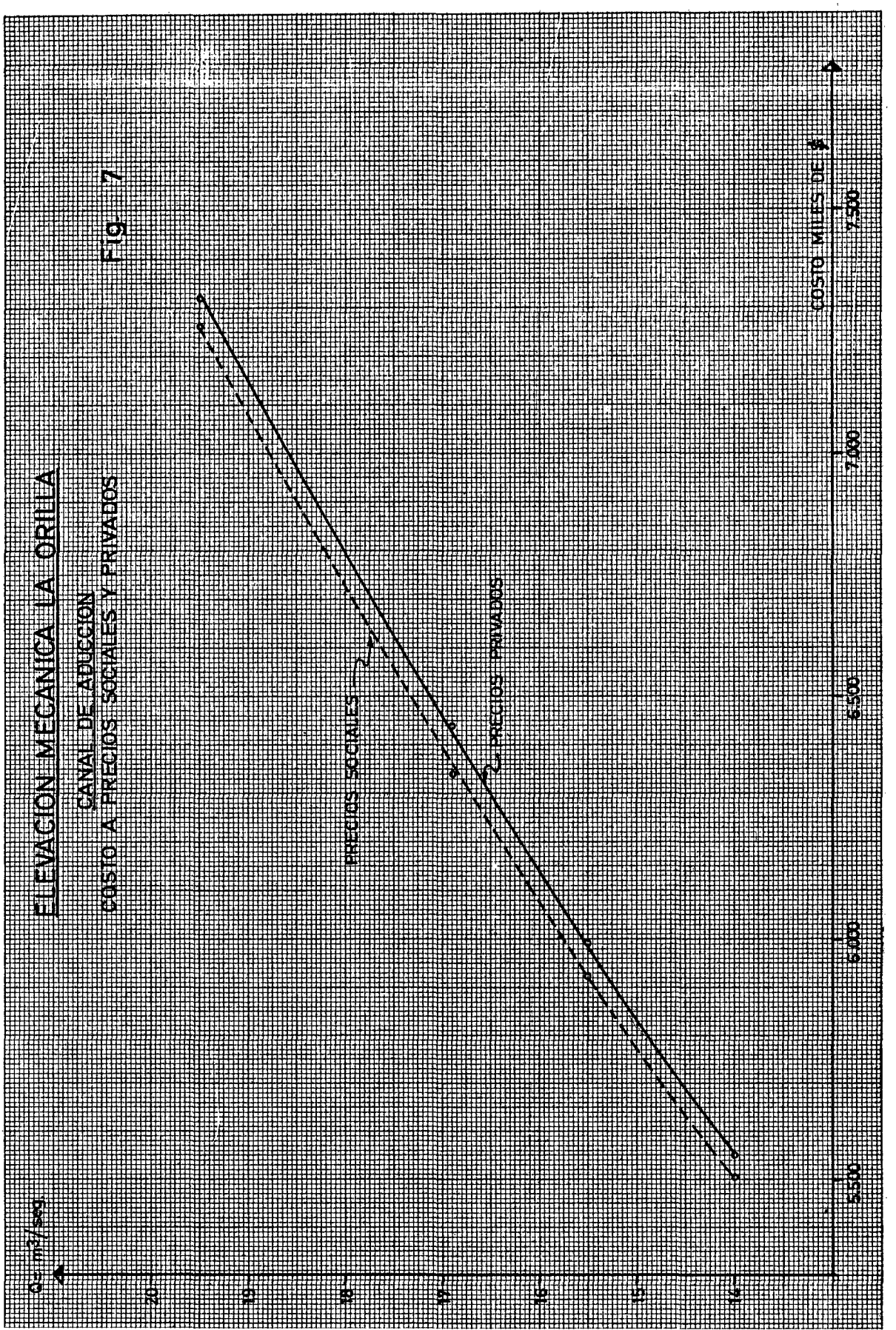
El embalse de compensación estará situado aproximadamente a 2.300 kms. de distancia de la cámara de descarga de las tuberías de impulsión. El canal de alimentación está situado en una zona en que hay afloramientos rocosos de material consistente. Se ha supuesto que será necesario revestirlo y se le ha dado una pendiente uniforme de 0.0002 con talud de la cuneta 1/1.

Se lo ha calculado para los gastos de 14.10, 15.60, 16.80, 18.10 y 19.60 m^3/s. A continuación se indican las características principales que posee el canal.

Gasto (m3/s)	Altura normal (m)	Ancho basal (m)	Excavaciones (m3)	Revestimientos		Costo ($)	
				Taludes	Radieres	Precios Privados	Precios Social.
14.10	2.36	2.71	43.440	6.577	17.271	5.560.000	5.514.000
15.50	2.44	2.80	46.100	6.960	18.319	5.975.000	5.927.000
16.80	2.52	2.90	49.330	7.378	19.464	6.447.000	6.397.000
18.10	2.59	2.98	51.940	7.759	20.505	6.869.000	6.818.000
19.50	2.66	3.06	54.670	8.150	21.573	7.311.000	7.258.000

Los resultados anotados se representaron en el gráfico de la figura 7.


ELEVACION MECANICA LA ORILLA
TUBERIAS DE IMPULSION
COSTO DE CONSUMO DE ENERGIA POR PERDIDA DE CARGA
Y DE CONSTRUCCION A PRECIOS PRIVADOS
Fig. 6
DIAMETRO (m)
2.5
2.4
2.3
2.2
2.1
2.0
1.9
1.8
1.7
1.6
1.5
1.4
1.3
COSTO DE TUBERIAS EN
FUNCION DEL DIAMETRO
COSTO DE ENERGIA DEBIDO A LA
PERDIDA DE CARGA V.S. DIAMETRO DE TUBERIA
PUNTOS ELEGIDOS
Q = 9.75 m³/seg.
Q = 9.05 m³/seg.
Q = 8.40 m³/seg.
Q = 7.75 m³/seg.
Q = 7.05 m³/seg.
COSTO MILLONES $
1
2
3
4


ELEVACION MECANICA LA ORILLA
CANAL DE ADUCCION
COSTO A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS
Fig. 7
Q= m³/seg
20
19
18
17
16
15
14
PRECIOS SOCIALES
PRECIOS PRIVADOS
COSTO MILES DE $
5500
6000
6500
7000
7500

7.2 Cámara de descarga de la tubería de impulsión

Marca el punto inicial del canal y su objeto es realizar la transición entre la tubería de impulsión y el canal propiamente tal. Los costos calculados a precios privados y sociales son:

Gasto (m3/s)	Costo a Precio Privado ($)	Costo a Precio Social ($)
14.10	677.800	641.600
15.50	710.400	672.500
16.80	739.400	699.900
18.10	767.400	726.400
19.50	796.300	753.800

7.3 Resumen

De acuerdo con los resultados anotados, los costos a precios sociales y privados de la cámara de descarga de la tubería y del canal de aducción al embalse de compensación son:

Gasto (m3/s)	Costo a Precio Privado ($)	Costo a Precios Sociales ($)
14.10	6.237.800	6.155.600
15.50	6.685.400	6.599.500
16.80	7.186.400	7.096.900
18.10	7.636.400	7.544.400
19.50	8.107.300	8.011.800

8. EMBALSE DE COMPENSACION (Ref. Lámina AN8-H-8)

El embalse de compensación deberá tener una capacidad tal que proporcione a los canales primarios de distribución durante las seis horas en que no hay elevación mecánica un gasto constante e igual al que transportan en el resto del día. El lugar elegido para su construcción es la meseta alta de Rauquén.

8.1 Muro

El muro tendrá las siguientes características:

- ancho de coronamiento: 3.00 m;
- taludes aguas arriba y aguas abajo: 2/1;
- revancha neta: 0.80 m.

En esta forma resulta un muro con una altura máxima de 4.60 m. y una razón de embalse de 1:9.

El precio unitario del movimiento de tierras se ha tomado igual al costo del escarpe calculado para el embalse Litú agregando el costo de la compactación del núcleo de la misma obra con un total de $ 45.60 por m^3 de muro a precios privados de mayo de 1977 y $ 48.60 para precios sociales. Los volúmenes aproximados de embalse y de movimiento de tierras y su costo a precios sociales y privados son los siguientes:

Gasto (m3/s)	Volumen de embalse(m3)	Volumen de muro (m3)	Costo a Precios Priv. ($)	Costo a Precios Social. ($)
14.10	230.000	26.200	1.194.700	1.226.200
15.50	250.000	27.625	1.259.700	1.292.800
16.80	270.000	29.050	1.324.700	1.359.500
18.10	295.000	30.810	1.404.900	1.412.400
19.50	315.000	32.240	1.470.100	1.508.800

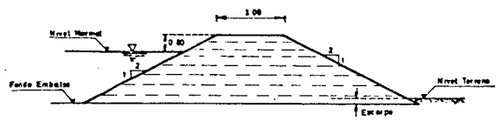
8.2 Obras de alimentación

Al final del canal de aducción, e inmediatamente antes del embalse de compensación, deberá construirse una obra que permita perder aproximadamente 3 m. de altura. Se ha dispuesto la construcción de un rápido en forma de abanico con dientes de amortiguación de la velocidad; los muros se han proyectado como muros gravitacionales. Los anchos serán proporcionales al gasto y en punto inicial se colocará una barrera con igual carga para todos los gastos de proyecto. Los costos de construcción a precios sociales y privados son los siguientes:

ARROYO

CORTE MURO
EMBALSE DE COMPENSACION

ESCALA 1:100



NOTA.- EL TRAZADO DE LOS MUROS CORRESPONDE A UN VOLUMEN DE EMBALSE DE 250.000 m³.

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	ELEVACION MECANICA DE LA [illegible]
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.M Jefe Area H.N.F Asesor Ingeniería S.V.V	EMBALSE COMPENSACION Escala 1:1000 Area INGENIERIA Civil Fecha de aprobación Lámina AH-B-H-03

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
14.10	279.800	256.700
15,50	306.500	281.100
16.80	352.000	322.600
18.10	418.600	383.200
19.50	480.000	439.200

8.3 Obras de alimentación del canal de riego primario

El vaciamiento del embalse de compensación se realizará mediante una obra de toma que permitirá entregar al canal primario de riego el gasto necesario durante las 6 horas diarias en que no hay elevación mecánica. Los gastos por evacuar, para los cinco casos de comparación elegidos son: 10.60, 11.60, 12.60, 13.60 y 14.60 m^3/s.

La obra de toma deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- Permitir el vaciamiento completo del embalse en 6 horas;
- Proporcionar un caudal constante con cotas variables en el embalse entre 103.80 y 101.00;
- Permitir una medición del gasto que informe instantáneamente al operador;
- Amortiguar efectivamente la diferencia de cotas entre el nivel de aguas en el embalse y el eje hidráulico del canal.

Para cumplir con estas condiciones se necesitará la presencia de un operador durante todo el período diario de funcionamiento y que los dispositivos de control de gasto tengan accionamiento mecánico expedito mediante motores eléctricos. Para ello será necesaria una línea eléctrica desde la casa de máquinas.

Se ha realizado un diseño preliminar de la obra sobre la base de tres compuertas de igual ancho. Los resultados

de costos a precios sociales y privados son los que se anotan a continuación:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
10.60	694.900	673.300
11.60	719.200	696.800
12.60	742.200	721.300
13.60	770.900	747.200
14.60	797.900	773.200

8.4 Resumen

Considerando los tres elementos que forman el embalse de compensación, los costos a precios privados y sociales son:

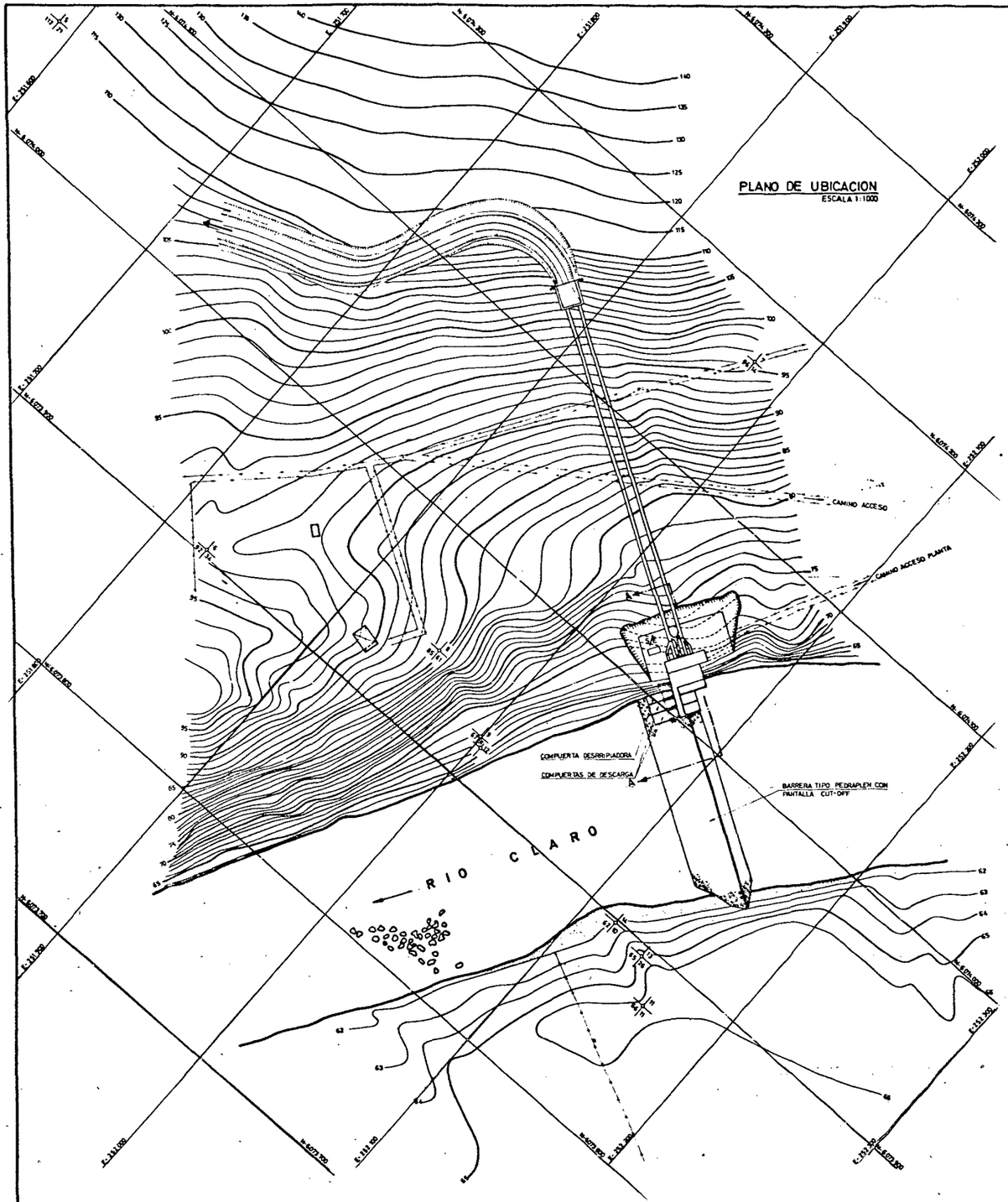
Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
14.10	2.169.400	2.156.200
15.50	2.285.400	2.270.700
16.80	2.418.900	2.403.400
18.10	2.559.900	2.542.800
19.50	2.707.200	2.721.200

9. CASA DE MAQUINAS (Ref. Lámina AN8-H-9)

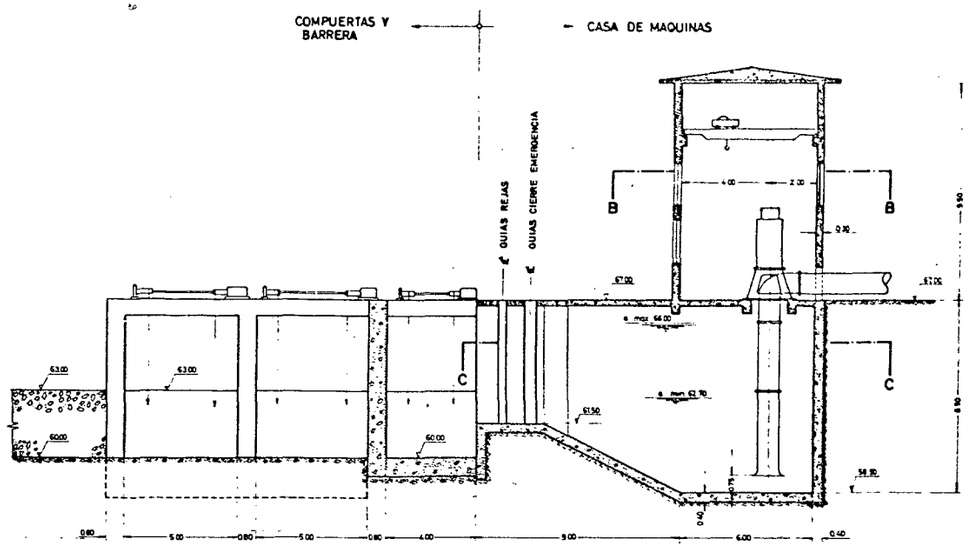
La casa de máquinas está ubicada junto al río Claro en una plataforma excavada con este fin, según se aprecia en el plano topográfico en escala 1:1.000 en que aparece su colocación y los planos de planta y corte esquemáticos.

Se la ha colocado con su radier sobre la cota de aguas máximas en avenida del río Claro y con su eje longitudinal paralelo al río. Las dimensiones se han fijado de acuerdo con las características de la maquinaria y de los paneles de operación y control que se instalará dentro de ella, con el número de unidades y de tal manera de dejar espacio para el retiro, almacenamiento y reparación de los equipos. La altu-

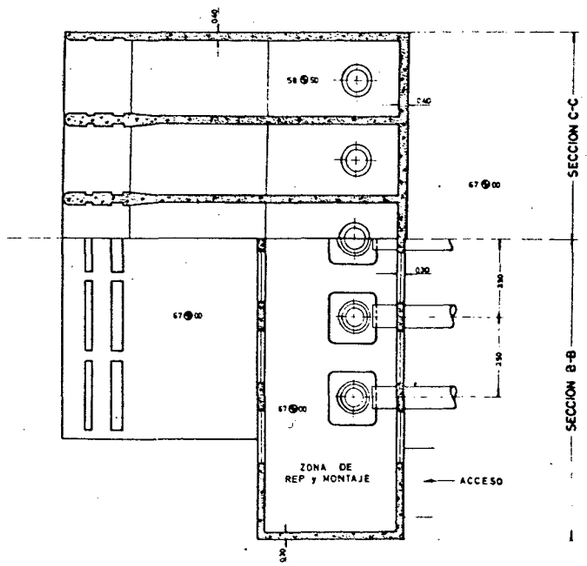
PLANO DE UBICACION
ESCALA 1:1000



SECCION A-A
ESCALA 1:100



PLANTA CASA DE MAQUINAS
ESCALA 1:100



REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	ELEVACION MECANICA "LA CR PLANO DE UBICACION, PERFIL LONGI NAL Y CASA DE MAQUINAS
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.M Jefe Area H.N.F Asesor Ingeniería S.V.V	Escala 1:100 1:200 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de Aprobación Lámina AN-8-M-8

ra se fijó de acuerdo con la longitud de las piezas que será necesario instalar y remover. El diseño se ha hecho sobre la base de estructuras resistentes de hormigón armado, radieres de hormigón, muros de albañilería y techumbre de cerchas de madera con techumbre de zinc. Se ha estimado indispensable la construcción de una casa de máquinas debido al alto valor de los equipos instalados y a la delicadeza de los dispositivos de protección y control.

El costo de construcción de la casa de máquinas a precios privados y sociales es el siguiente:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
14.10	2.255.000	2.044.700
15.50	2.255.000	2.044.700
16.80	2.255.000	2.044.700
18.10	2.705.900	2.450.200
19.50	2.705.900	2.450.200

Los costos de construcción no presentan una variación escalonada debido a que se consideraron sólo dos tipos de casa de máquinas de acuerdo con el número de unidades instaladas y su tamaño.

10. LINEA DE ALTA TENSION EN 66.000 VOLTS

De acuerdo con la información proporcionada por ENDESA, el costo de una línea de alta tensión en 66.000 desde la subestación de Talca hasta la elevación mecánica de La Orilla, para una potencia de 10.000 kVA, tiene un valor aproximado, incluyendo la subestación, de US$ 1.043.700,00, o sea $ 20.237.300,00.

En el caso de la elevación mecánica de La Orilla, para los cinco niveles de superficies de riego directo, las potencias exigidas varían entre 7.650 y 10.525 kW. Para los efectos de la comparación económica, se aceptará que los costos de la

línea de alta tensión y de la subestación de bajada son proporcionales a la potencia a razón de $ 2.023,73 por kW instalado. En este caso no se hará la determinación del costo social, sino únicamente el costo a precios privados.

Superficie de riego directo (hás)	Gasto (m3/s)	Potencia (kW)	Costo ($)
8.043	14.10	7.650	15.481.500
8.793	15.50	8.385	16.969.000
9.543	16.80	9.100	18.915.900
10.293	18.10	9.815	19.862.900
11.043	19.50	10.525	21.299.800

11. BOMBAS, MOTORES Y EQUIPO AUXILIAR

El costo que se ha calculado para las bombas, motores, tableros, accesorios, grúas, piezas especiales, etc. está basado en informaciones preliminares, ya que los fabricantes no la entregan con facilidad y en muchos casos se niegan a proporcionar ninguna a menos que tengan la seguridad de que se trata de un proyecto que se va a realizar. Las bombas utilizadas son Johnston y los resultados obtenidos se han controlado en la mejor forma posible mediante comparación con otros datos disponibles. El costo del equipo se ha obtenido en su valor FOB al cual se ha agregado un 6% para tener el valor CIF, un 25% de este último para los derechos de internación, comisiones, etc., más el 20% de IVA. Se estima que de esta manera se han obtenido valores inferiores a los reales por no haber tomado en cuenta todos los accesorios y piezas especiales necesarias. En todos los casos se ha tomado también en cuenta una bomba de reserva de la capacidad máxima consultada en el esquema. Al valor neto de las bombas y motores, se les ha agregado un 8% para tomar en cuenta el equipo auxiliar y la grúa de accionamiento.

Las distintas bombas utilizadas para los cinco niveles de superficies de riego directo son las siguientes:

Superficie de riego directo(hás)	Gasto (m3/s)	Tipo y número de bombas
8.043	14.10	3 bombas de $5m^3/s$ y 2 bombas de $2.2\ m^3/s$
8.793	15.50	4 bombas de $5m^3/s$ y 1 bomba de $1\ m^3/s$
9.543	16.80	4 bombas de $5m^3/s$ y 2 bombas de $1m^3/s$
10.293	18.10	4 bombas de $5m^3/s$ y 1 de 2.2 y 1 de $1m^3/s$
11.043	19.50	5 bombas de $5m^3/s$

En el esquema indicado no se ha buscado aún tener una distribución de la capacidad de las bombas de acuerdo con la variación mensual de la demanda.

Para el cálculo del valor a precios sociales, se considerará la variación del US$ del valor CIF del equipo, que para este efecto se ha tomado igual a $ 27.10.

En esta forma, el costo del equipo a precios sociales y privados, para los distintos casos de superficies de riego directo, es el siguiente:

Superficie de riego directo (hás)	Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
8.043	14.10	51.300.800	64.630.600
8.793	15.50	58.695.780	73.946.500
9.543	16.80	61.137.200	77.021.800
10.293	18.10	63.250.800	79.685.100
11.043	19.50	70.318.000	88.589.000

12. LINEA DE ALTA TENSION DE 13.200 kVA Y CAMINO DE ACCESO A EMBALSE DE COMPENSACION

Para el manejo del embalse de compensación y para su conexión con la casa de máquinas son necesarios un camino y una línea de alta tensión de 13.200 kVA. Ambas obras tendrán una longitud aproximada de 3 kms.

El costo es constante para todos los casos de superficies de riego directo. El valor de la línea se estima en $218.000,00 por km. y el del camino en $ 177.000,00 por km. En esta for-

ma se tiene que el costo estimado de estos dos rubros es de $ 1.185.000,00.

13. RESUMEN DE LOS COSTOS DE LA ELEVACION MECANICA DE LA ORILLA

A continuación se hace el resumen de los costos de la Elevación Mecánica de La Orilla, a precios privados y sociales, para los distintos casos de superficie de riego directo, de acuerdo con los valores calculados para los diferentes rubros que se han hecho intervenir para los efectos de la comparación económica entre los tres sistemas analizados para el riego del Valle de Pencahue.

	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
a) Superficie de riego directa 8.043 hás., gasto de elevación 14.10 m^3/s.		
Consumo de energía	64.976.000,00	64.976.000.00
Tuberías de impulsión	5.193.200,00	4.290.700,00
Canal de aducción al embalse	6.237.800,00	6.155.600,00
Embalse de compensación	2.707.200,00	2.721.200,00
Casa de máquinas	2.705.900,00	2.450.200,00
Línea Alta tensión de 66 MVA	15.481.500,00	15.481.500,00
Bombas y motores	51.300.800,00	64.630.600,00
Línea Alta Tensión de 13,2 MVA y camino de acceso al embalse	1.185.000,00	1.185.000,00
	$ 149.795.400,00	$161.893.800,00
b) Superficie de riego directa 8.793 hás., gasto de elevación 15.50 m^3/s.		
Consumo de energía	71.187.000,00	71.187.000,00
Tuberías de impulsión	5.625.500,00	5.290.700,00
Canal de aducción al embalse	6.685.400,00	6.599.500,00
Embalse de compensación	2.265.400,00	2.270.700,00
Casa de máquinas	2.255.000,00	2.044.700,00
Línea de Alta Tensión de 66MVA	16.969.000,00	16.969.000,00
Bombas y motores	58.695.800,00	73.946.500,00
Línea de Alta Tensión 13.2 MVA y camino de acceso al embalse	1.185.000,00	1.185.000,00
	$ 164.888.100,00	$179.493.100,00

	Costos a Precios Privados ($)	Costos a Precios Sociales ($)
c) Superficie de riego directa 9.54s hás., gasto de elevación 16.80 m^3/s.		
Consumo de energía	77.260.600,00	77.260.600,00
Tuberías de Impulsión	6.077.600,00	5.514.300,00
Canal de aducción al embalse	7.186.400,00	7.096.900,00
Embalse de compensación	2.418.900,00	2.403.400,00
Casa de máquinas	2.255.000,00	2.044.700,00
Línea Alta Tensión 66 MVA	18.415.900,00	18.415.900,00
Bombas y motores	61.137.200,00	77.021.800,00
Línea de Alta Tensión 13.2 MVA y camino de acceso al embalse	1.185.000,00	1.185.000,00
	$ 175.936.000,00	$ 190.942.600,00
d) Superficie de riego directa 10.293 hás., gasto de elevación 18.10 m^3/s.		
Consumo de energía	83.333.300,00	83.333.300,00
Tuberías de impulsión	6.498.700,00	6.113.500,00
Canal de aducción al embalse	7.636.400,00	7.544.400,00
Embalse de compensación	2.559.900,00	2.542.800,00
Casa de máquinas	2.705.900,00	2.450.200,00
Línea Alta Tensión 66 MVA	19.862.900,00	19.962.900,00
Motores y bombas	63.250.800,00	79.685.100,00
Línea de Alta Tensión 13.2MVA y camino de acceso al embalse	1.185.000,00	1.185.000,00
	$ 187.032.900,00	$ 202.717.200,00
e) Superficie de riego directa 11.043 hás., gasto de elevación 19.50 m^3/s.		
Consumo de energía	89.040.800,00	89.040.800,00
Tuberías de impulsión	6.939.800,00	6.535.200,00
Canal de aducción al embalse	8.107.300,00	8.011.800,00
Embalse de compensación	2.707.200,00	2.721.200,00
Casa de máquinas	2.705.900,00	2.450.200,00
Línea Alta Tensión 66 MVA	21.299.800,00	21.299.800,00
Motores y bombas	70.318.000,00	88.589.000,00
Línea Alta Tensión de 13.2MVA y camino de acceso al embalse	1.185.000,00	1.185.000,00
	$ 202.303.800,00	$ 219.833.000,00

I. SISTEMA DE RIEGO RIO LIRCAY EN LA HIGUERA

El sistema de riego del valle de Pencahue, basado en el aprovechamiento de los recursos del río Lircay en La Higuera, complementados con los recursos del estero Pangue y, eventualmente, del estero Las Chilcas, tendrá los siguientes elementos para los efectos de su comparación económica con los otros dos sistemas de riego analizados para dicho valle.

a) Canal entre la bocatoma en el río Lircay, situada en el lugar denominado La Higuera, inmediatamente aguas abajo de la confluencia con la Quebrada Arena y la unión con el canal del estero Pangue para gastos entre 8 y 10 m^3/s. Este tramo tiene algunas obras de arte de importancia para el cruce del aeródromo de Panguilemu, del Camino Longitudinal Sur y de la línea del Ferrocarril Longitudinal.

b) Sifón en el río Claro de una longitud de 1.500 m. para un gasto comprendido entre 10,00 y 14,5 m^3/s;

c) Canal entre la bocatoma en el estero Pangue y la unión con el canal del Bajo Lircay para gastos comprendidos entre 1.6 y 5.6 m^3/s. Este canal incluye como obras de importancia los cruces del Camino Longitudinal Sur y del Ferrocarril Longitudinal.

d) Canal entre los esteros Las Chilcas y Pangue, con bocatoma en el primero, para gastos comprendidos entre 1.00 y 3.00 $m^3/$ seg.

e) Canal comprendido entre la unión de los canales del Bajo Lircay y del Pangue y la primera obra de distribución, para gastos comprendidos entre 10.00 y 14.5 m^3/s.

1. DISPONIBILIDADES DE AGUA

Las disponibilidades determinadas por los estudios hidrológicos se presentan en los tres cuadros que se agregan a continuación. El primero incluye los gastos del río Lircay en La Higuera de los meses de octubre, noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo y abril; el segundo contiene los gastos del río Lircay en La Higuera más el estero Pangue para los mismos meses y el tercero comprende los gastos del río Lircay y de los esteros Pangue y Las Chilcas.

DISPONIBILIDAD DE AGUAS EN RIO LIRCAY

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1942-43	-	-	-	-	-	-
1943-44	17,7	15,9	13,1	9,6	8,9	13,1
1944-45	25,1	22,5	18,5	13,6	12,7	18,5
1945-46	15,6	14,1	11,6	8,5	7,9	11,6
1946-47	14,3	12,9	10,6	7,8	7,2	10,6
1947-48	15,4	13,9	11,4	8,4	7,8	11,4
1948-49	16,9	15,1	12,5	9,2	8,5	12,5
1949-50	16,8	15,1	12,4	9,1	8,5	12,4
1950-51	21,3	19,2	15,8	11,6	10,8	15,8
1951-52	20,6	18,5	15,2	11,2	10,4	15,2
1952-53	18,7	16,8	13,8	10,2	9,4	13,8
1953-54	22,5	20,2	16,7	12,2	11,4	16,7
1954-55	18,4	16,6	13,6	10,0	9,3	13,6
1955-56	-	-	-	-	-	-
1956-57	-	-	-	-	-	-
1957-58	17,7	15,9	13,1	9,6	8,9	13,1
1958-59	22,3	20,0	16,5	12,1	11,3	16,5
1959-60	18,0	16,2	13,3	9,8	9,	13,3
1960-61	18,4	16,5	13,6	10,0	9,3	13,6
1961-62	22,7	20,4	16,8	12,4	11,5	16,8
1962-63	14,0	12,3	9,1	6,6	6,4	8,9
1963-64	22,2	20,0	16,4	12,1	11,2	16,4
1964-65	13,6	13,3	13,1	8,2	9,5	10,6
1965-66	23,3	20,9	17,2	12,6	11,8	17,2
1966-67	22,1	19,8	16,2	13,4	13,3	16,2
1967-68	22,7	20,4	16,8	12,3	11,5	16,8
1968-69	15,4	13,8	11,3	8,5	7,8	11,3
1969-70	17,5	15,8	12,9	9,7	8,8	12,9
1970-71	20,5	18,4	15,2	11,1	10,4	15,2
1971-72	23,5	21,1	17,4	12,8	11,9	17,4
1972-73	29,3	26,4	21,7	15,9	14,8	21,7
1973-74	21,5	19,3	15,9	11,7	10,8	15,9
1974-75	22,9	20,6	16,9	12,5	11,6	16,9
1975-76	20,6	18,5	15,2	11,2	10,4	15,2
1976-77	25,9	23,2	19,1	14,1	13,1	19,1

DISPONIBILIDAD DE AGUAS EN RIO LIRCAY MAS ESTERO PANGUE

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1942-43	-	-	-	-	-	-
1943-44	23,3	20,2	16,8	12,7	14,1	18,3
1944-45	33,1	28,6	23,7	18,0	20,1	25,9
1945-46	20,6	17,8	14,9	11,2	12,5	16,2
1946-47	18,9	16,4	13,6	10,3	11,4	14,8
1947-48	20,3	17,6	14,6	11,1	12,3	15,9
1948-49	22,3	19,2	16,0	12,2	13,4	17,5
1949-50	22,2	19,1	15,9	12,0	13,4	17,4
1950-51	28,1	24,4	20,2	15,3	17,1	22,1
1951-52	27,2	23,5	19,5	14,8	16,4	21,3
1952-53	24,7	21,3	17,7	13,5	14,9	19,3
1953-54	29,7	25,7	21,4	16,1	18,0	23,3
1954-55	24,3	21,1	17,4	13,2	14,7	19,0
1955-56	-	-	-	-	-	-
1956-57	-	-	-	-	-	-
1957-58	23,3	20,2	16,8	12,7	14,1	18,3
1958-59	29,4	26,4	21,1	16,0	17,8	23,1
1959-60	23,7	20,6	17,0	12,9	14,4	18,6
1960-61	24,3	21,0	17,4	13,2	14,7	19,0
1961-62	29,9	25,9	21,5	16,4	18,2	23,5
1962-63	18,1	15,4	11,8	8,9	10,2	12,7
1963-64	29,3	25,4	21,0	16,0	17,7	23,0
1964-65	18,5	17,0	16,3	10,9	14,0	15,1
1965-66	30,7	26,5	22,0	16,7	18,6	24,1
1966-67	29,4	25,3	20,9	17,4	20,0	22,9
1967-68	29,9	25,9	21,5	16,3	18,2	23,5
1968-69	20,3	17,5	14,5	11,2	12,3	15,8
1969-70	23,1	20,1	16,5	12,8	13,9	18,1
1970-71	27,0	23,4	19,5	14,7	16,4	21,2
1971-72	31,0	26,8	22,3	16,9	18,8	24,3
1972-73	38,7	33,5	27,8	21,0	23,4	30,3
1973-74	28,3	24,5	20,4	15,5	17,1	22,2
1974-75	30,2	26,2	21,7	16,5	18,3	23,7
1975-76	27,2	23,5	19,5	14,8	16,4	21,3
1976-77	34,1	29,5	24,5	18,6	20,7	26,7

DISPONIBILIDAD DE AGUAS EN RIO LIRCAY MAS ESTEROS PANGUE Y CHILCAS

Año	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.
1942-43	-	-	-	-	-	-
1943-44	31,1	25,7	21,2	16,3	18,3	22,4
1944-45	44,1	36,4	29,9	23,1	26,0	31,6
1945-46	27,5	22,8	18,8	14,4	16,2	19,8
1946-47	25,2	20,9	17,2	13,2	14,8	18,1
1947-48	27,1	22,4	18,4	14,3	15,9	19,4
1948-49	29,7	24,5	20,2	15,7	17,4	21,4
1949-50	29,6	24,3	20,1	15,4	17,4	21,3
1950-51	37,5	31,0	25,5	19,7	22,1	27,0
1951-52	36,3	29,9	24,6	19,0	21,2	26,0
1952-53	32,9	27,1	22,4	17,3	19,3	23,6
1953-54	39,6	32,7	27,0	20,7	23,3	28,5
1954-55	32,4	26,8	22,0	17,0	19,0	23,2
1955-56	-	-	-	-	-	-
1956-57	-	-	-	-	-	-
1957-58	31,1	25,7	21,2	16,3	18,3	22,4
1958-59	39,2	32,3	26,7	20,6	23,1	28,2
1959-60	31,6	26,2	21,5	16,6	18,6	22,7
1960-61	32,4	26,7	22,0	17,0	19,0	23,2
1961-62	39,9	33,0	27,2	21,1	23,6	28,7
1962-63	23,8	19,4	15,0	11,6	13,4	15,7
1963-64	39,1	32,3	26,5	20,6	22,9	28,1
1964-65	25,3	21,8	20,1	14,1	17,6	18,6
1965-66	41,0	33,7	27,8	21,5	24,1	29,4
1966-67	39,5	32,4	26,6	22,1	25,4	28,1
1967-68	39,9	33,0	27,2	21,0	23,6	28,7
1968-69	27,1	22,3	18,3	14,4	15,9	19,3
1969-70	30,8	25,6	20,9	16,4	18,0	22,1
1970-71	36,0	29,8	24,6	18,9	21,2	25,9
1971-72	41,4	34,1	28,2	21,7	24,4	29,7
1972-73	51,6	42,6	35,1	27,0	30,3	37,0
1973-74	37,8	31,2	25,8	19,9	22,2	27,1
1974-75	40,3	33,3	27,4	21,2	23,7	29,0
1975-76	36,3	29,9	24,6	19,0	21,2	26,0
1976-77	45,5	37,6	30,9	23,9	26,8	32,6

2. SUPERFICIE DE RIEGO Y DEMANDA DE AGUA

La zona de riego del canal Matriz del Bajo Lircay incluye las zonas de Buenavista, que actualmente se riega con un canal de baja seguridad de funcionamiento, la zona de Huilliborgoa y las orillas del Claro. Asu vez, su cota de riego es más baja que la del embalse Litú, motivo por el cual quedan algunos sectores sobre la cota de riego en los fondos de los valles secundarios y a lo largo de los canales primarios de riego.

De acuerdo con la sectorización que aparece en el siguiente cuadro, la superficie bruta de riego con el canal Matriz del Bajo Lircay es igual a 11.765,7 hás, o bien 10.683 hás. netas, esto es 285 hás menos que el área regada por el embalse Litú. Esta diferencia, tal como se planteó anteriormente es significativa, ya que asciende al 2,6% del total.

Sector	Superficie bruta (hás)
Huilliborgoa	211,9
Buenavista	215,6
La Orilla	82,6
Lo Figueroa Sur	732,8
Pencahue Poniente	1.140,5
Las Tejas	381,9
El Peral	562,7
Ranquin	607,8
Corinto	180,3
Pencahue Poniente	200,5
Lo Figueroa Oriente	74,7
Quepo	266,1
Lo Figueroa Norte	577,9
Las Doscientas	1.528,4
Tutucura Sur	503,7
Tutucura Norte	407,7
La Orilla y Espiral	465,3
Lo Peña Sur y Litú Sur	96,4
Lo Peña Norte y Litú Norte	101,6
Tapihue Oriente	200,0
Tapihue Poniente	116,9
Puercos	127,6
Las Palmas	172,2

Sector	Superficie bruta (hás)
La Constancia	206,9
Pichinquileo Norte	32,7
Pichinquileo Sur	24,7
Totoral Oriente	335,2
Totoral Poniente	102,6
Botalema Norte	88,4
Botalema Sur	242,6
La Esperanza	342,9
Cabrería	663,1
Matancilla	609,4
El Quillay	161,9
	11.765,5
Superficie neta de riego	10.683,0 hás.

La demanda de agua de riego se calculará de una manera análoga a la utilizada en el caso del sistema Matriz Río Claro en Itahue, suponiendo la misma distribución proporcional de cultivos con igual tasa de riego y con una área regada mediante derrames con cinco rangos de superficie que supone, a su vez, cinco superficies distintas para el área de riego directo. Para tomar en cuenta que dentro del valle de Pencahue propiamente tal, la zona de riego disminuye en más o menos 700 hás en relación con el sistema del embalse Litú, se hará también una disminución en el área regada por derrames.

Los cinco casos son los siguientes:

a) Superficie de riego directo 10.683 hás., riego con derrames 0 há;
b) Superficie de riego directo 10.008 hás., riego con derrames 675 hás;
c) Superficie de riego directo 9.333 hás., riego con derrames 1.350 hás;
d) Superficie de riego directo 8.658 hás., riego con derrames 2.025 hás;
e) Superficie de riego directo 7.983 hás., riego con derrames 2.700 hás.

Las demandas mensuales de cada uno de ellos son las siguientes:

Mes		Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.
Tasa de riego (l/s/há)		0,32	0,01	1,17	1,33	1,23	0,68	0,14
Q(m3/s)	a)	3,42	8,97	12,50	14,21	13,14	7,26	1,44
	b)	3,20	8,41	11,71	13,31	12,31	6,80	1,40
	c)	2,97	7,84	10,92	12,41	11,48	6,35	1,31
	d)	2,77	7,27	10,13	11,51	10,65	5,89	1,21
	e)	2,55	6,71	9,34	10,62	9,82	5,43	1,12

3. SEGURIDAD HIDROLOGICA DEL SISTEMA

El mes crítico para el sistema de riego con Canal Matriz del Bajo Lircay es el mes de enero. La seguridad hidrológica y la capacidad de los canales del río Lircay de los esteros Pangue y Las Chilcas se analizará separadamente para cada caso de superficie de riego directo considerada para el cálculo de la demanda. Se tomarán en cuenta sólo las fallas que se produzcan en el período hidrológico común con los otros sistemas, o sea, a partir de 1948.

3.1 Superficie de riego directo 10.683 hás.

La demanda del mes de enero es de 14,21 m^3/seg.

a) Canal del Bajo Lircay de 9,00 m^3/s
Canal Pangue 6,00 m^3/s
Canal Chilcas-Pangue 3,00 m^3/s

Fallas	
año	% déficit
1963	18,4

b) Canal del Bajo Lircay 9,00 m^3/s
Canal del Pangue 5,20 m^3/s
Canal L.Chilcas Pangue 2,20 m^3/s

año	% déficit
1948	5,7
1963	21,9
1965	7,8
1969	5,7

3.2 Superficie de riego directo 10.008 hás

La demanda del mes de enero es de 13,30 m^3/s

a) Canal del Bajo Lircay 9,00 m^3/s
Canal del Pangue 5,00 m^3/s
Canal Las Chilcas-Pangue 2,00 m^3/s

Fallas	
año	% déficit
1963	18,0
1965	3,0

b) Canal del Bajo Lircay 9,00 m^3/s
Canal del Pangue 5,00 m^3/s
Canal Las Chilcas-Pangue 1,00 m^3/s

Fallas	
Año	% déficit
1948	9,0
1950	2,2
1963	25,6
1965	10,5
1969	8,3

c) Canal del Bajo Lircay 10,00 m^3/s
Canal del Pangue 3,30 m^3/s

Fallas	
Año	% déficit
1948	16,5
1949	8,3
1950	9,8
1959	4,5
1960	3,0
1963	33,1
1965	18,0
1969	15,8
1970	3,0

3.3 Superficie de riego directo 9.333 hás

La demanda del mes de enero es de 12,40 m^3/s

a) Canal del Bajo Lircay 9,00 m^3/s
Canal del Pangue 3,70 m^3/s
Canal L.Chilcas-Pangue 1,00 m^3/s

Fallas	
Año	% déficit
1963	20,2
1965	4,0
1969	1,6

b) Canal del Bajo Lircay 9,00 m^3/s
Canal del Pangue 3,40 m^3/s

Fallas	
Año	% déficit
1948	10,5
1949	3,2
1950	4,0
1958	2,4
1960	2,4
1961	1,6
1963	28,2
1965	12,1
1969	9,7
1970	2,4

c) Canal del Bajo Lircay 9,50 m^3/s

Canal del Pangue 2,90 m^3/s

Año	% déficit
1948	10,5
1949	2,4
1950	3,2
1963	28,2
1965	12,1
1969	9,7

3.4 Superficie de riego directo 8.658 hás

La demanda del mes de enero es de 11,5 m^3/s

a) Canal del Bajo Lircay 9,00 m^3/s

Canal del Pangue 2,50 m^3/s

Año	% déficit
1948	5,2
1963	22,6
1965	6,1
1969	4,3

b) Canal del Bajo Lircay 8,50 m^3/s

Canal del Pangue 3,00 m^3/s

Año	% déficit
1948	3,5
1963	22,6
1965	4,3
1969	2,6

3.5 Superficie de riego directo 7.983 hás.

La demanda del mes de enero es de 10,60 m^3/s

a) Canal del Bajo Lircay 8,50 m^3/s

Canal del Pangue 2,10 m^3/s

Año	% déficit
1948	1,0
1963	16,0
1965	2,8

b) Canal del Bajo Lircay 8,00 m^3/s

Canal del Pangue 2,60 m^3/s

Año	% déficit
1963	16,0

4. CAPACIDAD DE LOS CANALES QUE FORMAN EL SISTEMA

Los canales que forman el sistema son los siguientes:

a) Canal Bajo Lircay con bocatoma en río Lircay aguas abajo de la confluencia con la Quebrada Arenas desde este punto hasta su unión con el canal Pangue;

b) Canal Pangue con su bocatoma en el estero Pangue más o menos 3 kms. aguas arriba del puente del Ferrocarril Longitudinal, desde este punto hasta su unión con el canal Bajo Lircay;

c) Canal Las Chilcas entre su bocatoma en el estero Las Chilcas y el canal Pangue;

d) Canal Matriz Pencahue desde la confluencia de los canales Bajo Lircay y Pangue hasta la primera obra de distribución dentro del valle.

Los caudales de proyecto para estos canales son los siguientes:

- Canal Bajo Lircay: 8.00, 9.00 y 10.00 m^3/s
- Canal Pangue : 2.50, 3.50, 4.50 y 5.50 m^3/s
- Canal Las Chilcas: 1,00, 2.00 y 3.00 m^3/s.
- Canal Matriz Pencahue: 10.00, 11.50, 13.00 y 14.50 m^3/s.

A continuación se analizarán separadamente cada uno de ellos en igual forma las obras de arte importantes que son: sifón en el río Claro para el Canal Matriz Pencahue, bocatoma del canal Pangue, bocatoma del canal Las Chilcas, sifón en el estero Pangue para el canal Las Chilcas, cruces del camino Longitudinal Sur y del Ferrocarril Longitudinal.

La bocatoma del canal Bajo Lircay se asimiló a la bocatoma del canal Matriz Itahue-Litú y a la barrera en el río Lircay de la elevación mecánica de La Orilla y no será evaluada en esta fase del estudio.

5. CANAL BAJO LIRCAY

La longitud del canal Bajo Lircay es de 9,0 kms. desde la bocatoma hasta su unión con el canal Pangue. La mayor parte de él se desarrolla por terrenos planos con un tramo corto en que irá por una ladera de pendiente transversal suave. En lo que se refiere al terreno, hay algunos que corresponden a una terraza aluvial reciente con napa freática alta y el resto está formado por una terraza remanente con un substrato a profundidad variable constituído por areniscas cementadas.

Al estudiar el trazado del canal se vió que el cruce del Ferrocarril Longitudinal, del camino Longitudinal y del aeródromo de Panguilemu, que se encuentran ubicados en el mismo orden, aconsejaba realizar levantamientos taquimétricos más precisos para poder definir con mayor exactitud la solución más adecuada para el problema. Con este objeto se hizo un levantamiento taquimétrico de toda la zona en escala 1:2.000.

Se estudiaron dos trazados que cruzan el aeródromo Panguilemu por sus extremos sur y norte respectivamente.

a) Trazado sur.

Tiene una longitud de 1,20 kms. e incluye las siguientes obras de arte: sifón el Ferrocarril Longitudinal, puente el camino Longitudinal Sur y un acueducto abovedado de 200 m. de largo en el aeródromo de Panguilemu. Además comprende un terraplén de 200 m. de longitud y 3,30 m. de altura máxima.

b) Trazado norte.

Tiene una longitud de 2,50 kms. e incluye un corte de 4,0 m. de altura máxima de sobreexcavación y de 0,65 kms. de longitud; las obras de arte son: alcantarilla en el Ferrocarril Longitudinal y puente en el Camino Longitudinal Sur.

La comparación económica entre ambos dió un menor costo para el Trazado Norte del orden del 6% de diferencia, que no es en sí misma significativa, considerando el detalle en que se han realizado los cálculos de costos, pero que, agregada a las ventajas operativas de dicho trazado, aconsejan adoptarlo como la solución más adecuada al nivel de anteproyecto. Sus ventajas operativas son cruzas la línea férrea en alcantarilla en lugar de sifón y evitar el cruce del aeródromo de Panguilemu con las consiguientes dificultades que se pueden presentar en el futuro.

5.1 Características y costo del canal

En conformidad con las apreciaciones anteriores, se eligió para la solución definitiva el Trazado Norte. A su vez, el Canal Bajo Lircay presenta dos tramos:

- Desde el Km. 0.000 hasta el Km. 4.000, sección en tierra sin revestir por tratarse de terrenos planos de origen aluvial reciente y con napa freática alta;
- Desde el Km. 4.000 hasta el Km. 9.000, sección revestida en hormigón por tratarse de un trazado en parte con cortes altos y en parte con terraplenes.

Las secciones se estudiaron para gastos de 8.00, 9.00 y 10.00 m^3/s con una pendiente media de 0.00034 y taludes 1/1 y 2/3 en los sectores con cortes altos. Las rugosidades utilizadas fueron 0.014 para los revestimientos y 0.025 para los tramos no revestidos. Las velocidades para las secciones en tierra varían entre 0.86 y 0.92 m/s y para las secciones revestidas entre 1.20 y 1.26 m/s. Las características de las secciones son las siguientes:

Gasto (m3/s)	Sección Revestida Altura Normal (m)	Sección Revestida Ancho basal (m)	Sección no Revestida Altura normal (m)	Sección no Revestida Ancho basal (m)
8.00	1.75	2.05	2.08	2.40
9.00	1.85	2.10	2.16	2.50
10.00	1.92	2.20	2.25	2.60

Los volúmenes de la obra y los costos a precios sociales y privados se dan en el cuadro siguiente. Los precios unitarios de excavaciones, en corte, de mesa y cuneta, se calcularon a partir de los correspondientes de material blando y duro, y ponderando el porcentaje de ambos materiales de acuerdo con el resultado de las calicatas de exploracion del subsuelo.

Gasto (m3/s)	Volúm.de Excav. Mesa (m3)	Volúm.de Excav. Cuneta (m3)	Volumen Terrapl. (m3)	Volum.Revest. Talud	Volum.Revest. Radier	Costo a Precios Priv.($)
8.00	8.309	134.017	2.451	29.332	10.370	15.743.600.00
9.00	8.705	244.979	2.451	30.397	10.747	16.434.300.00
10.00	9.085	257.612	2.451	30.747	11.247	17.254.000.00

Los costos a precios sociales son:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Sociales ($)
8.00	15.818.100.00
9.00	16.514.700.00
10.00	17.340.300.00

5.2 Obras de arte

Se han tomado en cuenta dos obras de arte, los cruces del Ferrocarril Longitudinal y del Camino Longitudinal Sur, debido a que el sistema Canal Matriz Itahue-Litú no tiene este tipo de obra de arte, pues el cruce de ellos se produce en el túnel Itahue.

Considerando que los cruces se efectúan en el tramo en corte alto, se los ha estudiado como alcantarillas tipo cajón de 10 m. de longitud para el ferrocarril y de 30 m.

de longitud para el camino. Para el cálculo de costo de la alcantarilla del ferrocarril se ha estimado que es el doble del determinado de acuerdo con los precios unitarios.

Los costos de ambas obras de arte a precios privados y sociales son los siguientes:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
8.00	874.600.00	730.100.00
9.00	912.000.00	836.600.00
10.00	985.900.00	904.500.00

5.3 Resumen de costos

El valor total de la construcción del canal Bajo Lircay para los tres gastos considerados a precios sociales y privados es el siguiente:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
8.00	16.618.200.00	16.548.200.00
9.00	17.346.300.00	17.351.300.00
10.00	18.239.900.00	18.244.800.00

Estos resultados aparecen en la Figura 5.3.

6. CANAL PANGUE

El canal Pangue tiene una longitud de 10.020 kms. entre la bocatoma en el estero Pangue y su unión con el canal Bajo Lircay. Se lo ha estudiado sin revestimiento para gastos de 2.50, 3.50, 4.50 y 5.50 m^3/s. Incluye como obras de arte especiales la bocatoma en el estero y los cruces del Ferrocarril Longitudinal y del camino Longitudinal Sur.

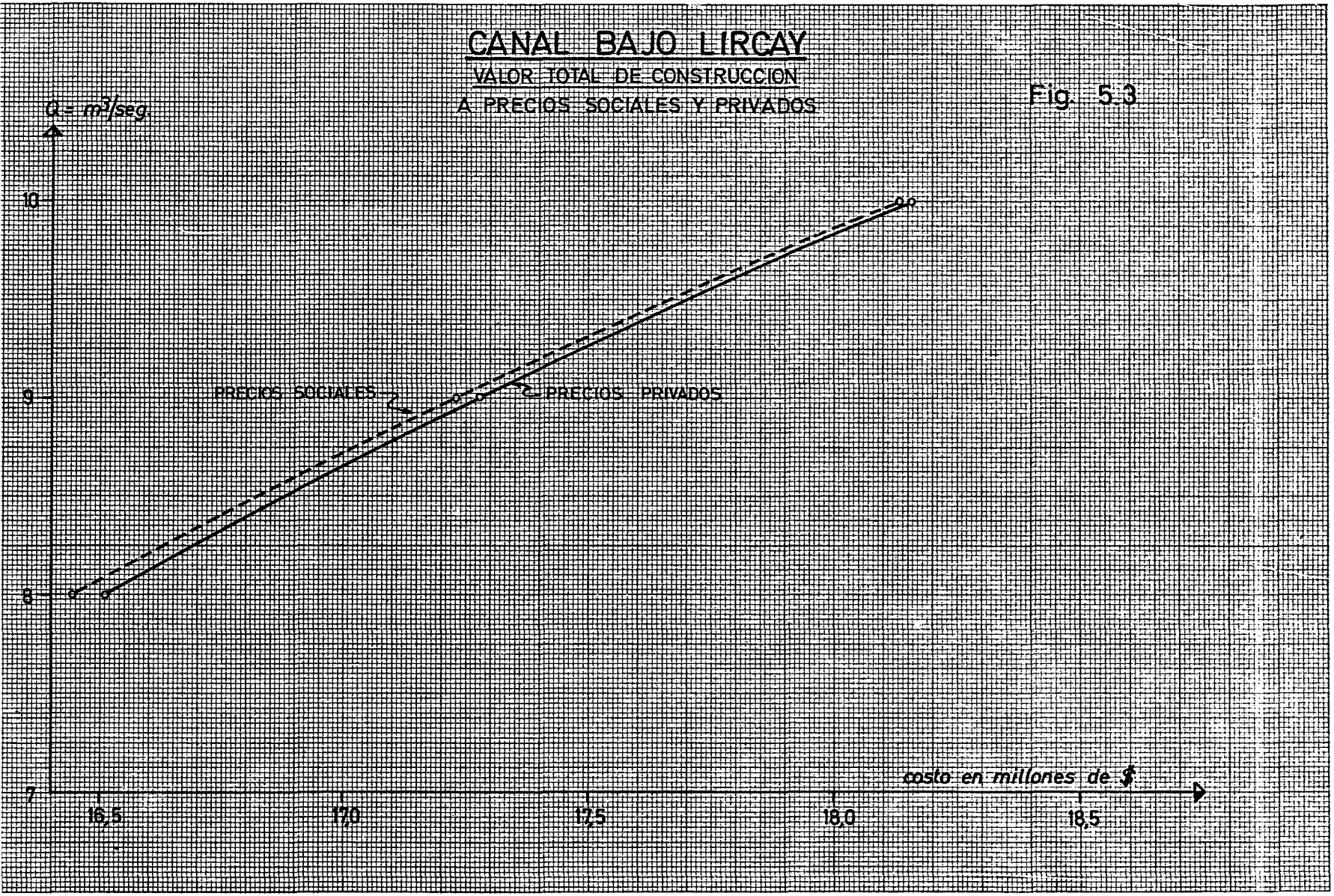
6.1 Canal

El estudio se hizo para una pendiente uniforme de 0.0004 con una rugosidad "n" igual a 0.025 y taludes 1/1. Las

CANAL BAJO LIRCAY

VALOR TOTAL DE CONSTRUCCION
A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS

Fig. 5.3



características obtenidas son las siguientes:

Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura Normal (m)	Velocid. (m/s)	Volumen Corte Mesa (m3)	Volumen Corte Cuneta (m3)	Volumen Terrapl. (m3)
2.50	1.50	1.36	0.65	9.539	113.232	30.127
3.50	1.75	1.52	0.70	10.755	135.755	31.291
4.50	1.90	1.68	0.75	11.654	149.627	32.899
5.50	2.00	1.83	0.79	12.264	159.633	33.599

Los costos a precios privados y sociales que se obtienen de estas cubicaciones son:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
2.50	6.679.200.00	6.484.500.00
3.50	7.823.100.00	7.637.500.00
4.50	8.591.600.00	8.403.100.00
5.50	9.116.300.00	8.930.100.00

6.2 Cruces del Ferrocarril Longitudinal y del Camino Longitudinal Sur

Para los dos cruces indicados, se han estudiado alcantarillas tipo cajón cuyos costos a precios privados y sociales son los siguientes:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
2.50	651.000.00	589.200.00
3.50	737.700.00	655.800.00
4.50	850.600.00	773.000.00
5.50	946.700.00	863.000.00

6.3 Bocatoma en el estero Pangue

El trazado del canal Pangue se hizo de modo de llegar al estero Pangue con una cota de eje hidráulico semejante a la cota de radier del estero, con el objeto de que la captación del gasto necesario exija un peralte mínimo de las aguas, en lo posible que solamente sea el necesario

para la alimentación del canal mediante un vertedero que impida el ingreso del arrastre de fondo.

Se hizo un diseño detallado de una bocatoma para 5.50 m^3/s y para los otros gastos se supuso una disminución de los costos de un 10% en relación con el gasto precedente.

La disposición general es la de un canal cuyo eje forma un ángulo de 45º con respecto al eje del estero Pangue, que tiene una barrera para desviar el gasto sólido y dotada de una rejilla para detener los cuerpos flotantes. Las compuertas de admisión, tres en total de 1.00 m. de ancho por 2.00 m. de altura cada una, están colocadas a 8 m. de distancia de la barrera inicial. A continuación de las compuertas de admisión se colocará un aforador de barrera triangular situado en un angostamiento. La regulación del gasto de captación y la evacuación de los excesos se hará mediante una compuerta de descarga ubicada entre la barrera inicial y las compuertas de admisión.

Los costos calculados, a precios privados y sociales, para los diferentes gastos son los siguientes:

Gasto (m3/s)	Costos a Precios Privados ($)	Costos a Precios Sociales ($)
2.50	567.900.00	533.600.00
3.50	631.000.00	592.900.00
4.50	701.100.00	658.800.00
5.50	779.000.00	732.000.00

6.4 Resumen

El valor total del canal Pangue incluyendo obras de arte y bocatoma es el siguiente, tanto a precios privados y sociales:

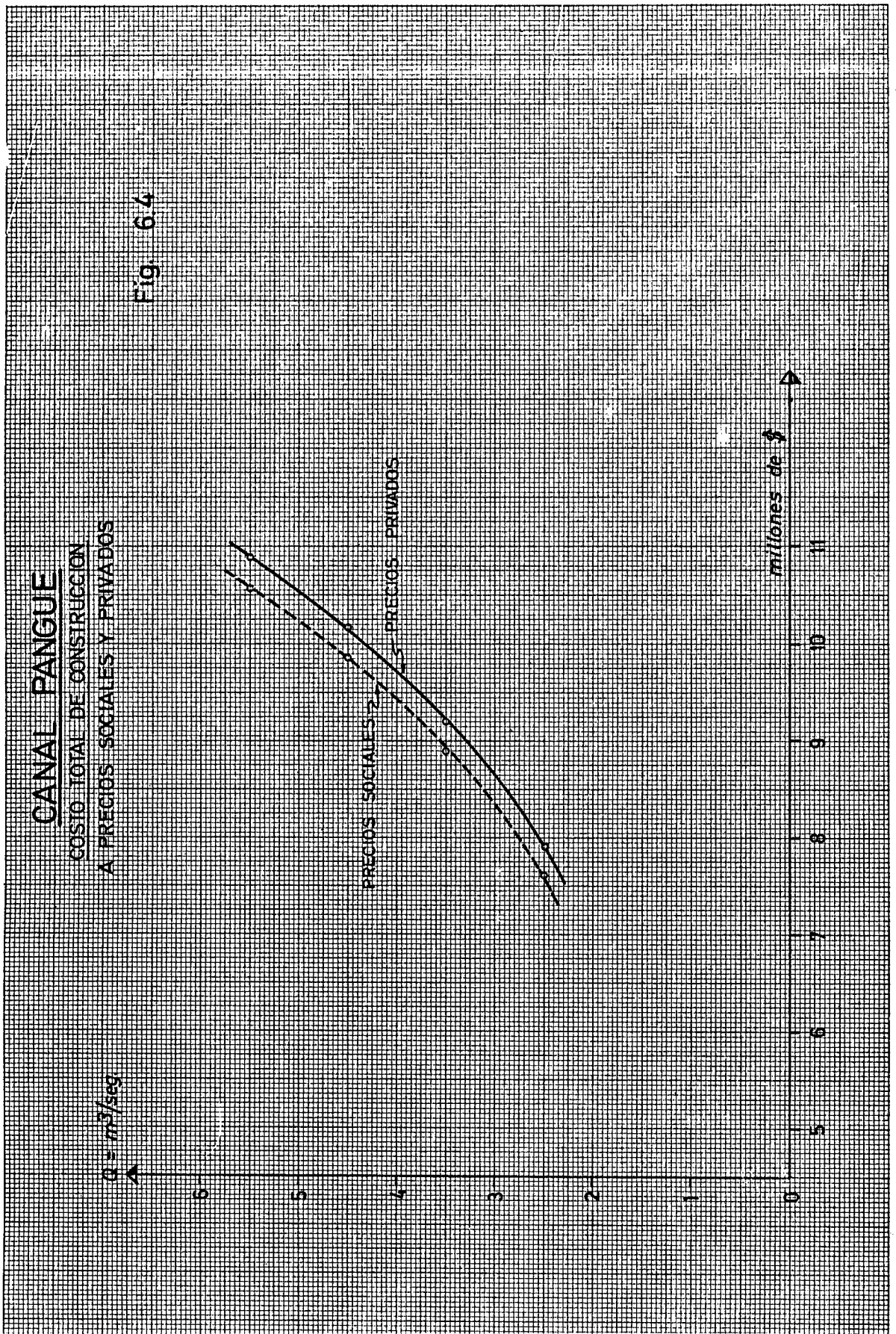

CANAL PANGUE
COSTO TOTAL DE CONSTRUCCION
A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS
Q = m³/seg
millones de $
PRECIOS SOCIALES
PRECIOS PRIVADOS
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11

Fig. 6.4

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
2.50	7.898.100.00	7.607.300.00
3.50	9.191.200.00	8.886.200.00
4.50	10.143.300.00	9.834.900.00
5.50	10.842.200.00	10.525.100.00

Estos resultados aparecen en la Figura 6.4.

7. SIFON CLARO

El sifón Claro está situado en el canal Matriz Pencahue entre los kms. 1.500 y 3.000. Su longitud es de 1.500 m. con una carga hidrostática máxima de 30 m. Los gastos de proyecto son: 9.00, 10.50, 12.00, 13.50 y 15.00 m^3/s.

La metodología seguida para la determinación de costos es análoga a la expuesta para el sifón Loma Larga del Canal Matriz Itahue-Litú. En este caso las velocidades que se han considerado son: 1.75, 2.00, 2.25, 2.50 y 2.75 m/s. Las velocidades menores se explican por la conveniencia de disminuir las pérdidas de carga con el objeto de llegar a mayor altura al valle de Pencahue y se justifican por tratarse de aguas con gasto sólido muy bajo y constituído en todo caso por partículas finas cuyo arrastre se produce para velocidades también bajas.

Los resultados generales de pérdidas de carga en estas condiciones son las siguientes, tomando en cuenta que la velocidad en muchos casos es solamente informativa, ya que el diámetro elegido produce velocidades algo distintas a las teóricas.

Gasto (m3/s)	1.75 m/s D	1.75 m/s H	2.00 m/s D	2.00 m/s H	2.25 m/s D	2.25 m/s H	2.50 m/s D	2.50 m/s H	2.75 m/s D	2.75 m/s H
9.00	2.55	1.21	2.40	1.65	2.25	2.29	2.10	2.93	2.05	3.76
10.50	2.75	1.12	2.60	1.49	2.45	2.04	2.30	2.84	2.20	3.53
12.00	2.95	1.02	2.75	1.47	2.60	1.96	2.45	2.67	2.35	3.31
13.50	3.15	0.93	2.90	1.40	2.75	1.86	2.60	2.47	2.50	3.01
15.00	3.30	0.90	3.10	1.24	2.90	1.77	2.75	2.27	2.65	2.72

En el cuadro anterior D es el diámetro interior y H la pérdida de carga, ambas cantidades expresadas en metros.

De acuerdo con los diámetros indicados y con los tres tipos de carga hidráulica considerados 10, 20 y 30 m. que afectan a tramos del sifón de 140, 1.000 y 360 m. de longitud, respectivamente, se han calculado los espesores de hormigón y las cantidades de acero de armaduras.

Los resultados del cálculo de costos a precios sociales y privados derivados de las cubicaciones para las condiciones indicadas aparecen en el cuadro siguiente:

Q (m3/s)	D (m)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
9.00	2.05	15.494.500.00	14.150.300.00
	2.10	16.365.300.00	14.955.900.00
	2.25	18.226.000.00	16.691.400.00
	2.40	20.609.500.00	18.924.000.00
	2.55	22.797.900.00	20.965.700.00
10.50	2.20	17.532.400.00	16.047.300.00
	2.30	19.134.000.00	17.533.600.00
	2.45	21.464.000.00	19.713.500.00
	2.60	23.662.600.00	21.767.600.00
	2.75	26.469.400.00	24.402.500.00
12.00	2.35	19.951.400.00	18.312.700.00
	2.45	21.464.000.00	19.713.500.00
	2.60	23.662.600.00	21.767.600.00
	2.75	26.469.400.00	24.402.500.00
	2.95	29.741.100.00	27.490.000.00
13.50	2.50	22.274.200.00	30.488.100.00
	2.60	23.662.600.00	21.767.600.00
	2.75	26.469.400.00	24.402.500.00
	2.90	28.854.600.00	26.638.100.00
	3.15	33.838.900.00	31.331.600.00
15.00	2.65	24.499.100.00	22.569.100.00
	2.75	26.469.400.00	24.402.500.00
	2.90	28.854.600.00	26.638.100.00
	3.10	32.568.400.00	30.148.000.00
	3.30	36.607.400.00	33.930.400.00

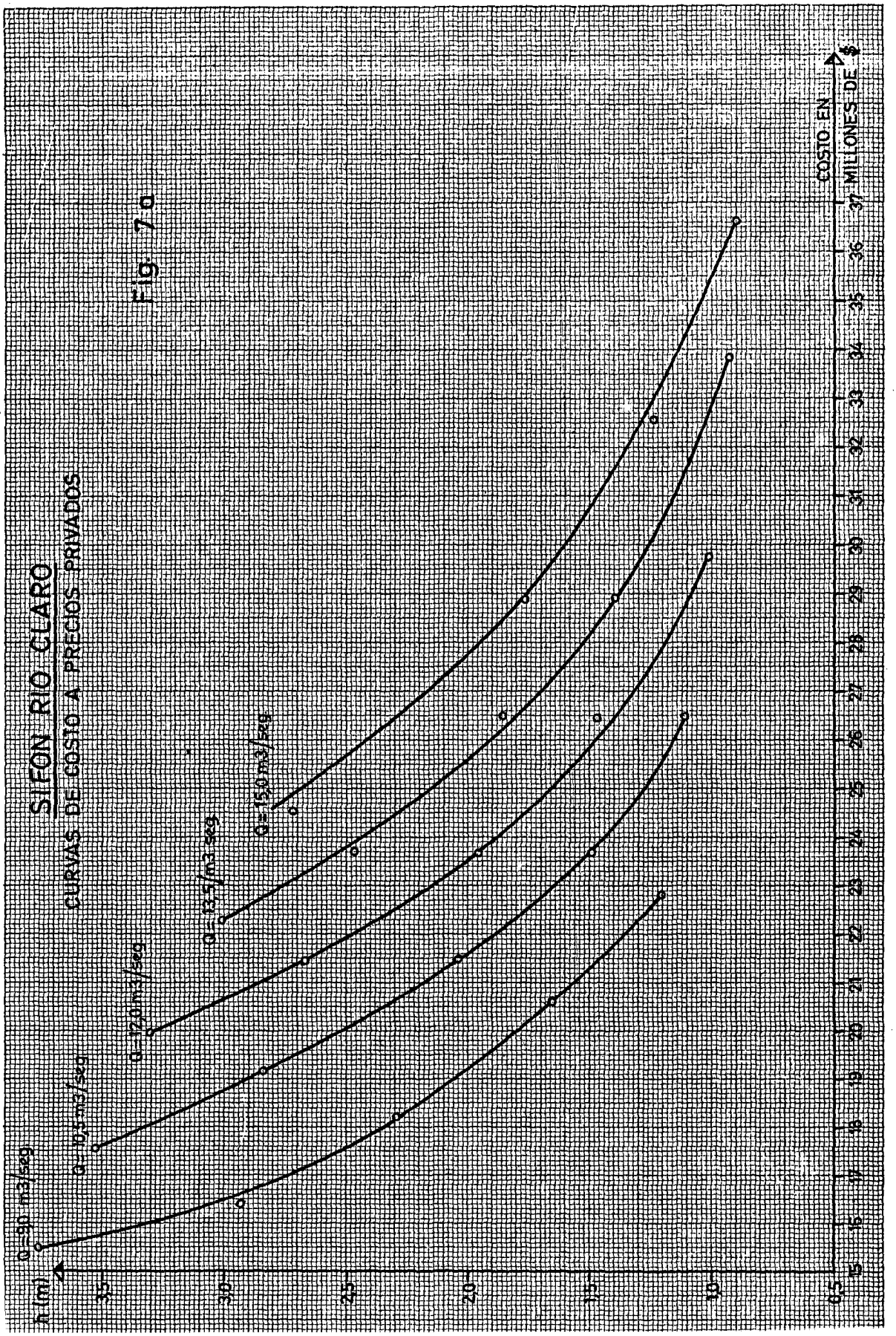
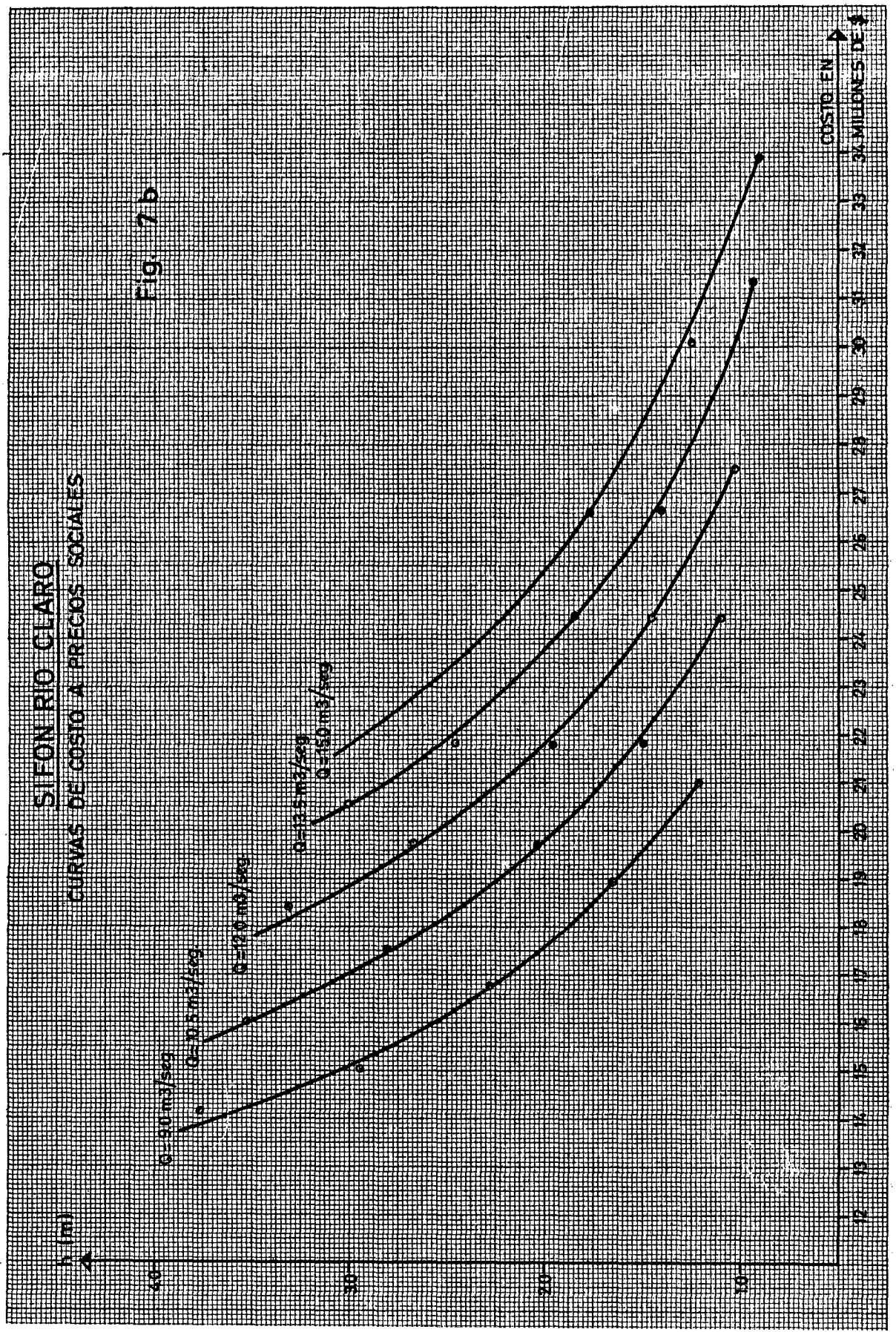

SIFON RIO CLARO
CURVAS DE COSTO A PRECIOS PRIVADOS
COSTO EN MILLONES DE $
h (m)
Q=90 m3/seg
Q=105 m3/seg
Q=120 m3/seg
Q=135 m3/seg
Q=150 m3/seg

Fig. 7.0


SIFON RIO CLARO
CURVAS DE COSTO A PRECIOS SOCIALES
Fig. 7b
COSTO EN ▲ MILLONES DE $
h (m)
Q=90 m3/seg
Q=105 m3/seg
Q=120 m3/seg
Q=135 m3/seg
Q=150 m3/seg

Estos resultados aparecen en los gráficos de las Figuras 7.a y 7.b.

8. CANAL LAS CHILCAS

El canal Las Chilcas es necesario para el caso que se elijan superficies de riego directo superiores a 9.500 hás. En caso contrario basta con el caudal proporcionado por el río Lircay y el estero Pangue.

El canal Las Chilcas se ha estudiado para 1.00, 2.00 y 3.00 m^3/s con sección no revestida. Se extiende entre el Km.3.800 del canal Pangue y la bocatoma en el estero Las Chilcas. Tiene una longitud de 5.800 kms. incluyendo un sifón de 400 m. y 10 m. de carga hidrostática en el estero Pangue.

8.1 Canal

El canal se hará sin revestimiento con una rugosidad igual a 0.025, pendiente longitudinal 0.0005 y taludes 1/1.

Las características principales para los tres gastos de proyectos son:

Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura Normal (m)	Velocid. (m/s)	Volumen Excav. Mesa (m3)	Volumen Excav. Cuneta (m3)	Volumen Terrapl. (m3)
1.00	1.05	0.91	0.56	2.710	16.542	17.972
2.00	1.35	1.19	0.66	2.875	24.675	19.330
3.00	1.60	1.35	0.75	2.536	31.779	20.456

Con estos valores se ha calculado el costo del canal Las Chilcas a precios privados y sociales obteniendo los siguientes resultados:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
1.00	1.433.800.00	1.270.600.00
2.00	1.872.700.00	1.702.500.00
3.00	2.270.400.00	2.096.200.00

8.2 Sifón Pangue

El sifón Pangue se ha calculado para los tres gastos considerados y solamente para una velocidad de 2.00 m/s y para una longitud de 400 m.

Se tienen las siguientes características para el sifón:

Gasto (m3/s)	Diámetro (m)	Pérdida de carga (m)	Costos a Precios Privados ($)	Costos a Precios Sociales ($)
1.00	0.80	1.64	850.900.00	710.700.00
2.00	1.15	1.21	1.437.300.00	1.225.700.00
3.00	1.40	0.80	2.147.300.00	1.857.500.00

8.3 Bocatoma en el estero Las Chilcas

No se consideró necesario por el momento, hacer un estudio detallado de la bocatoma y su evaluación se realizó a partir de los resultados obtenidos para la bocatoma del canal Pangue en el estero Pangue.

En esta forma se tiene:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
1.00	479.500.00	450.600.00
2.00	539.500.00	506.900.00
3.00	599.400.00	563.200.00

8.4 Resumen

En conformidad con los resultados obtenidos en los párrafos anteriores se tiene el siguiente resumen de los costos de construcción del Canal Las Chilcas:

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
1.00	2.764.200.00	2.242.200.00
2.00	3.843.500.00	3.435.100.00
3.00	5.017.100.00	4.516.900.00

El resumen de costos aparece en el Gráfico de la Figura 8.4.

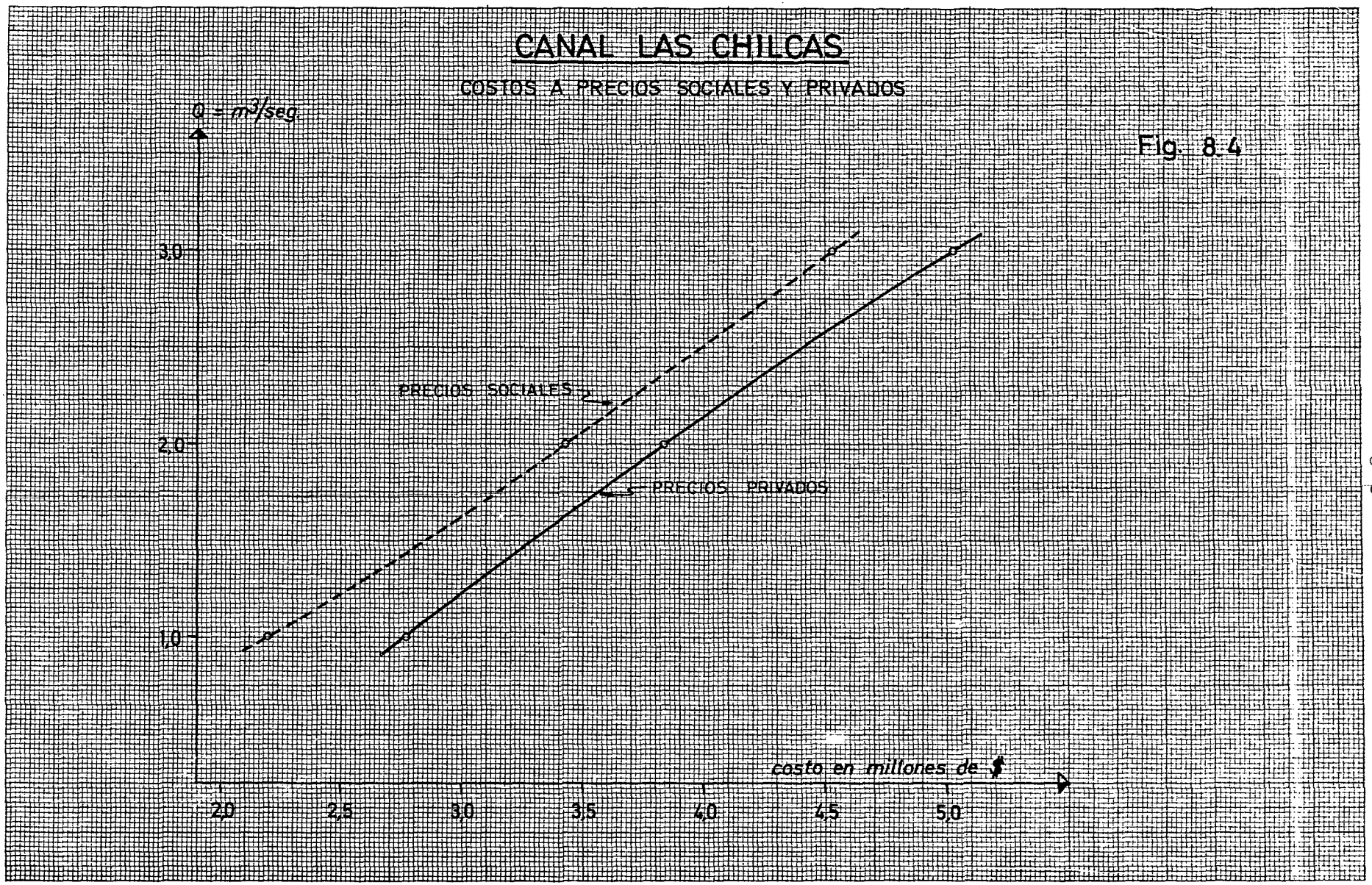

CANAL LAS CHILCAS
COSTOS A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS
Q = m³/seg
3,0
2,0
1,0
PRECIOS SOCIALES
PRECIOS PRIVADOS
costo en millones de $
2,0
2,5
3,0
3,5
4,0
4,5
5,0

Fig. 8.4

9. CANAL MATRIZ PENCAHUE

Se ha denominado Canal Matriz Pencahue al canal que se encuentra situado entre la unión de los canales Bajo Lircay y Pangue y la primera obra de distribución al comenzar el valle de Pencahue. Tiene una longitud de 21.600 kms., incluyendo en ella al sifón Claro con un largo de 1.500 kms. Se pueden distinguir dos tramos claramente diferenciados. El primero tiene una longitud de 1.500 kms. y se ubica entre la unión de los canales Lircay Bajo y Pangue y la cámara de entrada del sifón Claro. Se desarrolla por las lomas de Panguilemu que son una terraza remanente con un primer horizonte de material blando que descansa sobre un substratum de sedimentos cementados de origen posiblemente fluvioglacial. El segundo tramo comienza en la cámara de salida del sifón Claro y termina en la primera obra de distribución en el valle de Pencahue. Se desarrolla por laderas de cerros que pertenecen a la cordillera de la Costa. El canal Matriz Pencahue se estudiará para gastos de 10.00, 11.50, 13.00 y 14.50 m^3/s.

9.1 Km. 0.000 a Km. 1.500

Su trazado va por terrenos prácticamente planos y con algunos tramos en terraplén. Debido a esta última característica y a la naturaleza del subsuelo solamente se considerará un canal revestido con una pendiente uniforme de 0.0004, taludes 1/1 y rugosidad "n" 0.014.

Las características de la cuneta y los resultados de la cubicación de las excavaciones, terraplenes y revestimientos son como sigue:

Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura Normal (m)	Velocidad (m/s)	Excavaciones (m3)	Terraplenes (m3)
10.00	2.10	1.80	1.42	17.630	10.220
11.50	2.20	1.91	1.46	19.230	20.453
13.00	2.30	2.00	1.51	20.900	10.688
14.50	2.40	3.09	1.55	22.360	10.920

9.2 Km. 3.000 a Km. 21.600

El canal se desarrolla íntegramente por laderas de pendiente transversal suave o mediana. Para el cálculo de costos se utilizará el programa de computación que se describió para el canal Matriz Itahue-Litú del Sistema Matriz Río Claro en Itahue, pero en este caso solamente para la pendiente longitudinal del 0.00015. Se analizarán dos casos: cuneta revestida toda la longitud y cuneta revestida en los tramos de pendiente media y no revestida en los sectores de pendiente suave. Los gastos de proyecto son: 10.60, 11.50, 12.40, 13.30 y 14.30 m^3/s. Estos gastos permitirán eventualmente regar también, mediante elevaciones mecánicas, las zonas situadas sobre los canales primarios de distribución dentro del valle. Sin esta consideración, los gastos exigidos por el valle para los distintos casos de superficies de riego directo, deben disminuirse en la demanda de las zonas de Huilliborgoa y Buenavista que equivalen a 0.600 m^3/s en el mes de enero.

Se tomaron taludes 1/1 para las secciones en pendientes transversales suave y 3/4 para el caso de pendientes media. Las velocidades fluctúan entre 0.64 para el gasto de 10.60 m^3/s en cuneta sin revestimiento y 1.06 para canal revestido con gasto de 14.2 m^3/s.

9.2.1 Canal revestido en pendiente media y no revestido en pendiente suave.

Las características principales del canal para es-

te caso son las siguientes:

Gasto (m3/s)	Pendiente Suave: Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Excavaciones Mesa (m3)	Cuneta (m3)	Pendiente Media: Ancho basal (m)	Altura Normal (m)	Excavaciones Mesa (m3)	Cuneta (m3)	Revestimientos (m2)
10.60	3.19	2.77	176.224	300.880	3.37	2.93	119.893	51.702	30.675
11.50	3.29	2.86	185.386	319.844	3.48	3.02	125.209	54.961	31.627
12.40	3.38	2.94	194.325	338.439	3.58	3.11	130.377	58.156	32.539
13.30	3.47	3.02	203.064	356.699	3.67	3.19	135.413	61.294	33.400
14.20	3.56	3.09	211.922	374.654	3.76	3.27	140.330	64.379	34.230

9.2.2 Canal revestido en toda su longitud

Las características principales del canal en este caso son:

Gasto (m3/s)	Pendiente Suave: Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Excavaciones Mesa (m3)	Cuneta (m3)	Pendiente Media: Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Excavaciones Mesa (m3)	Cuneta (m3)	Revestimientos (m2)
10.60	2.56	2.23	131.196	209.581	2.71	2.36	93.456	35.983	149.530
11.50	2.65	2.30	137.550	222.307	2.80	2.43	97.228	38.169	154.040
12.40	2.72	2.37	143.741	234.775	2.88	2.51	100.889	40.311	158.336
13.30	2.79	2.43	149.784	247.006	2.95	2.57	104.450	42.412	162.439
14.20	2.86	2.49	155.694	259.022	3.03	2.63	107.922	44.476	166.374

9.3 Costos a precios sociales y privados

Los costos de construcción del canal Matriz Pencahue se dividirán en dos partes que son primeramente entre los kms. 0.000 y 1.500 y luego entre el km. 3.000 y el km. 21.600; en este último caso se tomarán en cuenta las dos soluciones estudiadas y descritas en las letras a) y b) del numeral 9.2.

- Canal Matriz Pencahue Km. 0.000 al Km. 1.500

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
10.00	2.473.000.00	2.349.900.00
11.50	2.616.500.00	2.490.900.00
13.00	2.763.400.00	2.635.300.00
14.50	2.900.700.00	2.769.900.00

- Canal Matriz Pencahue Km. 3.000 al Km. 21.600; revestimiento en toda su longitud.

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
10.60	32.557.400.00	32.539.800.00
11.50	33.815.900.00	33.867.800.00
12.40	35.150.700.00	35.151.800.00
13.30	36.386.200.00	36.396.800.00
14.20	37.586.600.00	37.606.800.00

- Canal Matriz Pencahue Km. 3.000 al Km. 21.600; revestimiento en los tramos de pendiente transversal media.

Gasto (m3/s)	Costo a Precios Privados ($)	Costo a Precios Sociales ($)
10.60	19.892.600.00	20.521.300.00
11.50	21.022.900.00	21.696.600.00
12.40	22.128.700.00	22.826.700.00
13.30	23.212.300.00	23.943.900.00
14.20	24.215.800.00	25.040.400.00

Estos resultados aparecen en las Figuras 9.3.a, b y c.

10. RESUMEN DE LOS COSTOS DE CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE RIEGO DEL RIO LIRCAY EN LA HIGUERA

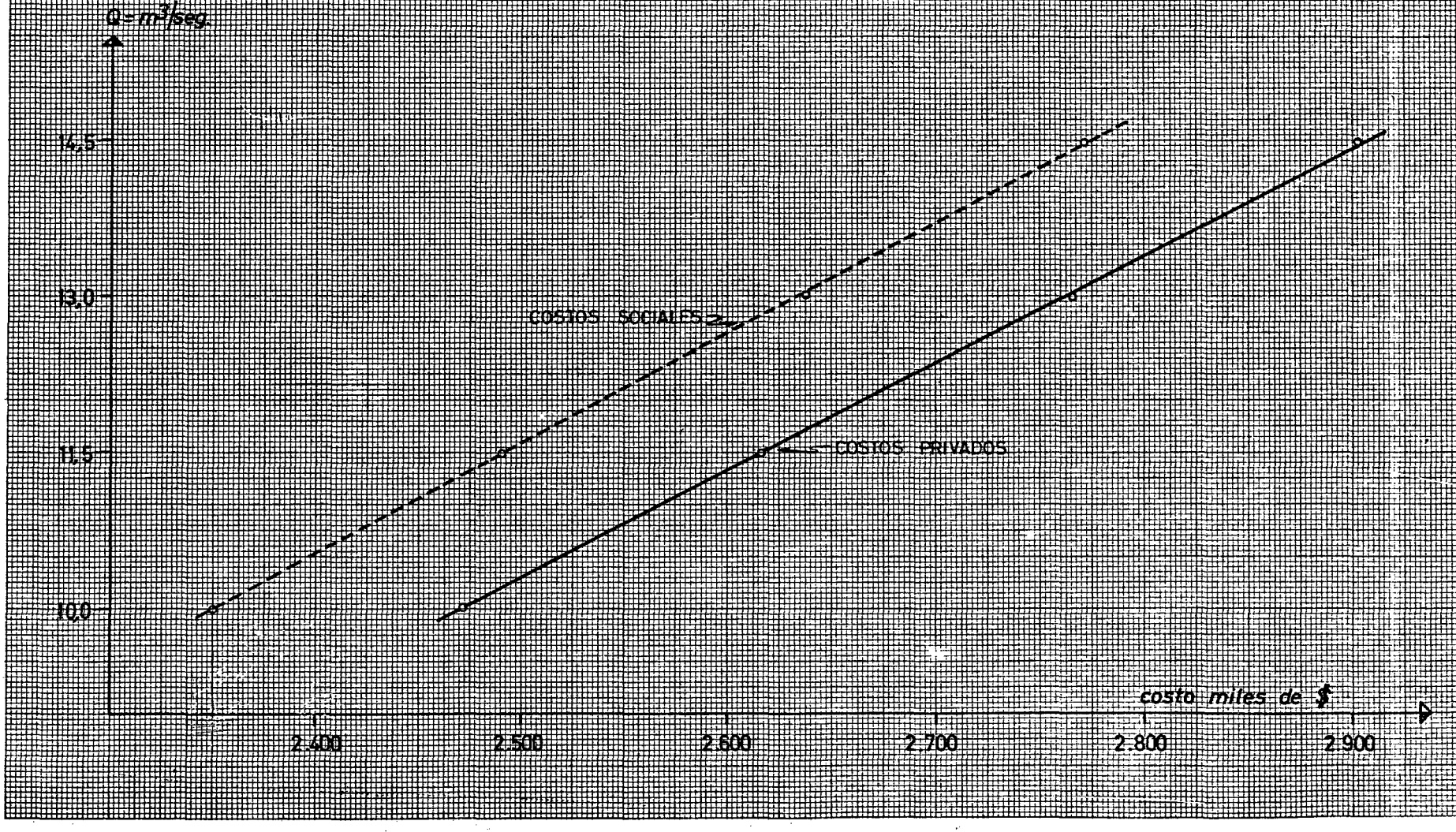
A continuación se hará el resumen de los costos de construcción del sistema Río Lircay en La Higuera para las distintas superficies de riego directo, con el canal Matriz Pencahue, totalmente revestido y con el sifón Claro para una pérdida de carga de 2.00 m.

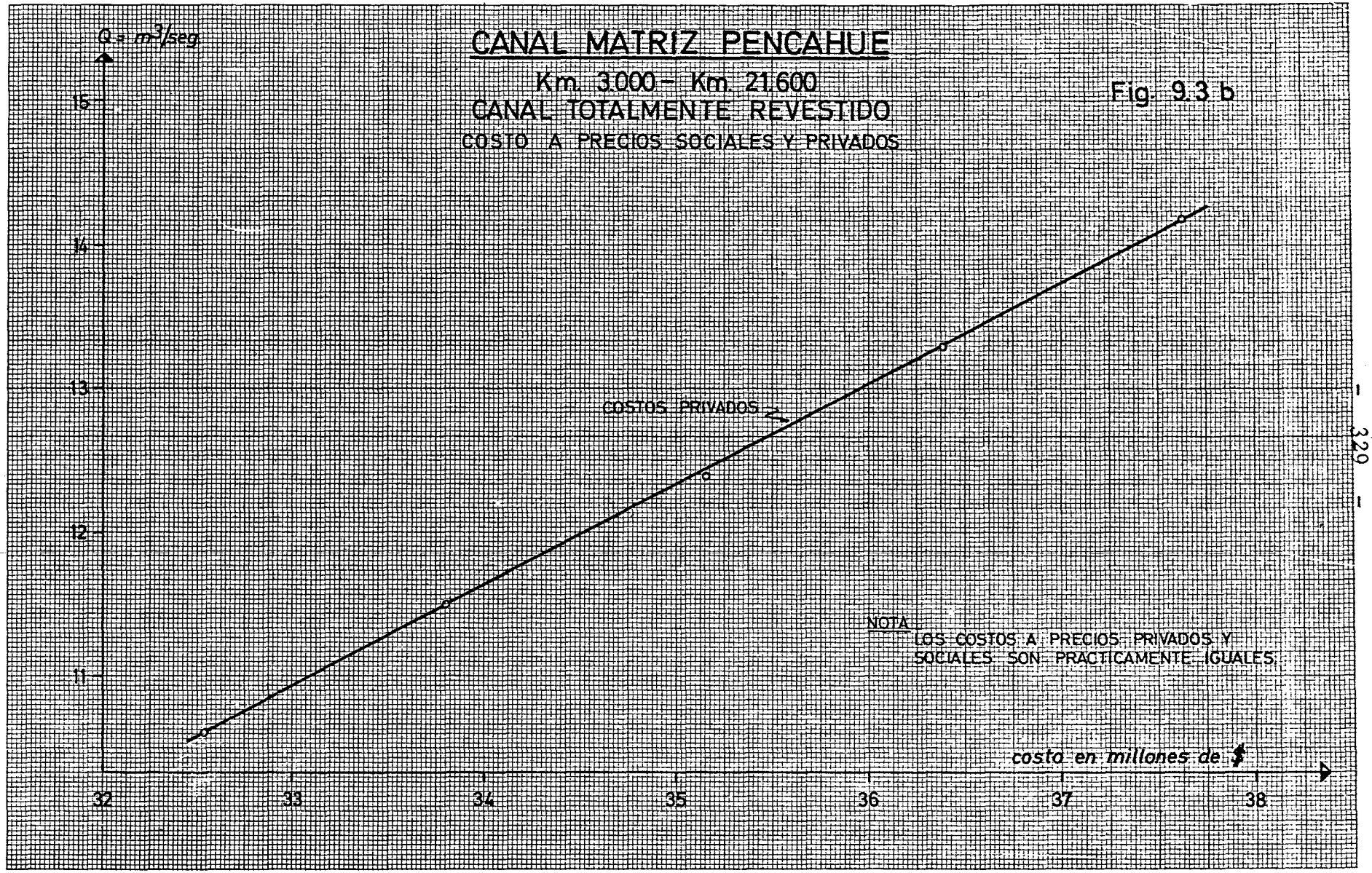
CANAL MATRIZ PENCAHUE

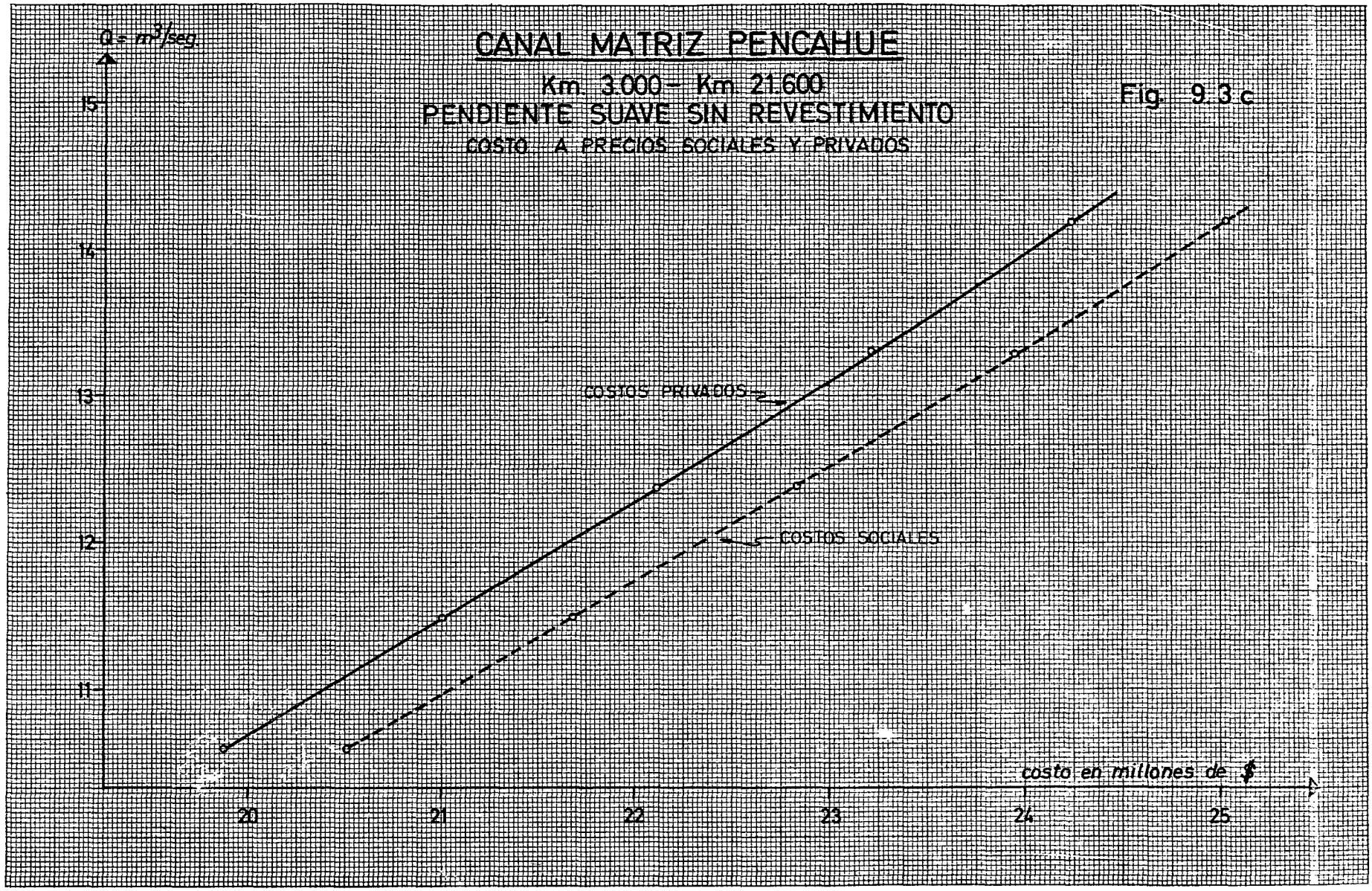
Km. 0.000 – Km. 1.500

COSTO A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS

Fig. 9.3 a




CANAL MATRIZ PENCAHUE
Km. 3.000 - Km. 21.600
CANAL TOTALMENTE REVESTIDO
COSTO A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS
Fig. 9.3 b
Q = m³/seg.
15
14
13
12
11
COSTOS PRIVADOS
NOTA
LOS COSTOS A PRECIOS PRIVADOS Y SOCIALES SON PRACTICAMENTE IGUALES.
costo en millones de $
32
33
34
35
36
37
38


CANAL MATRIZ PENCAHUE
Km. 3.000 – Km. 21.600
PENDIENTE SUAVE SIN REVESTIMIENTO
COSTO A PRECIOS SOCIALES Y PRIVADOS
Fig. 9.3 c
Q = m³/seg.
15
14
13
12
11
COSTOS PRIVADOS
COSTOS SOCIALES
costo en millones de $
20
21
22
23
24
25

10.1 Costos a precios privados

a) Superficie de riego directo 7.983 hás; gasto 10.60 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	8.00 m^3/s	$ 16.620.000.00
Canal Pangue	2.60 m^3/s	8.150.000.00
Sifón Claro	10.60 m^3/s	21.700.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000-Km.1.500	10.60 m^3/s	2.530.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000-Km.21.600	10.60 m^3/s	32.557.400.00
		$ 81.557.400.00

b) Superficie de riego directo 8.658 hás; gasto 11.50 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$ 17.375.000.00
Canal Pangue	2.50 m^3/s	7.900.000.00
Sifón Claro	11.50 m^3/s	22.800.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000-Km. 1.500	11.50 m^3/s	2.675.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000-Km.21.600	11.50 m^3/s	33.815.900.00
		$ 84.565.900.00

c) Superficie de riego directo 9.333 hás; gasto 12.40 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$ 17.375.000.00
Canal Pangue	3.70 m^3/s	9.550.000.00
Canal Las Chilcas	1.00 m^3/s	2.200.000.00
Sifón Claro	12.40 m^3/s	24.150.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000-Km 1.500	12.40 m^3/s	2.702.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000-Km.21.600	12.40 m^3/s	35.150.700.00
		$ 91.127.700.00

d) Superficie de riego directo 10.008 hás; gasto 13.30 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$ 17.375.000.00
Canal Pangue	5.00 m^3/s	10.500.000.00
Canal Las Chilcas	1.00 m^3/s	2.200.000.00
Sifón Claro	13.30 m^3/s	25.280.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km. 1.500	13.30 m^3/s	2.790.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	13.30 m^3/s	36.386.200.00
		$ 94.531.200.00

e) Superficie de riego directo 10.683 hás; gasto 14.20 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$ 17.375.000.00
Canal Pangue	5.20 m^3/s	10.650.000.00
Canal Las Chilcas	2.20 m^3/s	4.075.000.00
Sifón Claro	14.20 m^3/s	26.650.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km. 1.500	14.20 m^3/s	2.872.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	14.20 m^3/s	37.586.600.00
		$ 99.208.600.00

10.2 Costos a precios sociales

a) Superficie de riego directo 7.983 hás; gasto 10.60 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	8.00 m^3/s	$ 16.548.200.00
Canal Pangue	2.60 m^3/s	7.750.000.00
Sifón Claro	10.60 m^3/s	19.930.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km.1.500	10.60 m^3/s	2.407.500.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	10.60 m^3/s	32.867.800.00
		$ 79.503.500.00

b) Superficie de riego directo 8.658 hás; gasto 11.50 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$ 17.351.300.00
Canal Pangue	2.50 m^3/s	7.600.000.00
Sifón Claro	11.50 m^3/s	21.150.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km. 1.500	11.50 m^3/s	2.490.900.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	11.50 m^3/s	33.867.800.00
		$ 82.459.000.00

c) Superficie de riego directo 9.333 hás; gasto 12.40 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$	17.351.300.00
Canal Pangue	3.70 m^3/s		9.110.000.00
Canal Las Chilcas	1.00 m^3/s		2.220.000.00
Sifón Claro	12.40 m^3/s		22.370.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km. 1.500	12.40 m^3/s		2.575.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	12.40 m^3/s		35.151.800.00
		$	88.778.100.00

d) Superficie de riego directo 10.008 hás; gasto 13.30 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$	17.351.300.00
Canal Pangue	5.00 m^3/s		10.195.000.00
Canal Las Chilcas	1.00 m^3/s		2.220.000.00
Sifón Claro	13.30 m^3/s		23.380.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km. 1.500	13.30 m^3/s		2.687.500.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	13.30 m^3/s		36.396.800.00
		$	92.230.600.00

e) Superficie de riego directo 10.683 hás; gasto 14.20 m^3/s.

Canal Bajo Lircay	9.00 m^3/s	$	17.351.300.00
Canal Pangue	5.20 m^3/s		10.345.000.00
Canal Las Chilcas	2.20 m^3/s		3.675.000.00
Sifón Claro	14.20 m^3/s		24.420.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.0.000- Km. 1.500	14.20 m^3/s		2.745.000.00
Canal Matriz Pencahue Km.3.000- Km. 21.600	14.20 m^3/s		37.606.800.00
		$	96.143.100.00

J. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ANALISIS ECONOMICO COMPARATIVO DE LOS SISTEMAS MATRICES PROPUESTOS PARA EL RIEGO DEL VALLE DE PENCAHUE

1. RESULTADOS DE LOS CALCULOS DE COSTOS PARA CADA SISTEMA MATRIZ DE RIEGO

Los resultados obtenidos del estudio particular de cada uno de los tres sistemas matrices analizados aparecen en la letra G, numeral 4.4 para el Sistema Matriz Río Claro en Itahue; en la letra H, numeral 13 para el Sistema Matriz Río Claro en La Orilla y en la letra I, numerales 10.1 y 10.2 para el Sistema Matriz Río Lircay en La Higuera. A continuación se incluyen los resultados resumidos de cada uno de ellos a precios sociales y privados para cada superficie de riego directo que en este caso se ha tomado no igual al valor preciso que aparece en cada uno de los análisis citados, sino que es un valor convencional común a todos los casos estudiados y que difiere muy poco del real.

SISTEMA MATRIZ DE RIEGO

	Costo a precios Privados ($)	Costo a precios Sociales ($)
a) Superficie de riego directo 8.000 Hás.		
Río Claro en Itahue	204.078.000.00	203.052.000.00
Río Claro en La Orilla	149.795.400.00	161.893.800.00
Río Lircay en La Higuera	81.557.400.00	79.503.500.00
b) Superficie de riego directo 8.750 hás.		
Río Claro en Itahue	214.058.000.00	216.146.000.00
Río Claro en La Orilla	164.888.100.00	179.493.100.00
Río Lircay en La Higuera	84.565.900.00	82.459.100.00
c) Superficie de riego directo 9.500 hás.		
Río Claro en Itahue	226.825.000.00	225.593.000.00
Río Claro en La Orilla	175.936.000.00	190.942.600.00
Río Lircay en La Higuera	91.127.700.00	88.778.100.00

	Costo a precios Privados ($)	Costo a precios Sociales ($)
d) Superficie de riego directo 10.250 hás.		
Río Claro en Itahue	241.385.000.00	240.131.000.00
Río Claro en La Orilla	187.032.900.00	202.727.200.00
Río Lircay en La Higuera	94.531.200.00	92.230.600.00
e) Superficie de riego directo 11.000 hás.		
Río Claro en Itahue	251.280.000.00	250.700.000.00
Río Claro en La Orilla	202.303.800.00	219.833.000.00
Río Lircay en La Higuera	99.208.600.00	96.143.100.00

Las cifras que aparecen en el cuadro anterior indican que en todos los casos estudiados para diferentes superficies de riego la solución más económica para el riego del área del Proyecto Pencahue es el Sistema Matriz Río Lircay en La Higuera y la más cara es el Sistema Matriz Río Claro en Itahue. La diferencia a favor del primero es de tal magnitud porcentual, que no cabe hacer estudios adicionales para precisar mejor la decisión.

Por este motivo se ha elegido, con la aprobación oficial de la Comisión Nacional de Riego, al Sistema Matriz Río Lircay en La Higuera como la solución más conveniente para el abastecimiento de agua de riego para el área del Proyecto Pencahue.

2. DETERMINACION DE LA SUPERFICIE DE RIEGO DIRECTO

Al estudiar los recursos hídricos disponibles para el riego del Valle, en el capítulo B, numeral 2 se determinó que el aprovechamiento de los retornos de riego permite regar con seguridad una superficie que se fijó en 1.400 hás debido a las características topográficas del valle.

A continuación se hará una determinación del costo de la red de canales y obras de arte anexas que es necesaria para el

riego de esa superficie. Una vez calculado dicho valor se comparará con disminución que produce el aprovechamiento de derrames en los costos del sistema matriz y en la red de canales de riego.

2.1 Obras necesarias para la captación de los derrames

Para el aprovechamiento de los derrames según el esquema detallado es necesario construir tres canales y dos bocatomas y otras obras anexas que se describirán a continuación.

2.1.1 Bocatomas

2.1.1.1 Bocatoma en el estero Los Puercos. La bocatoma en el estero Los Puercos será utilizada por el canal que riega la zona situada al poniente del Estero Los Puercos y la zona de Las Doscientas. Estará situada inmediatamente aguas abajo de la confluencia de dicho estero con el estero Tutucura.

Se construirá una bocatoma móvil para dejar curso expedito al gasto de invierno del estero y para dar a las aguas durante la temporada de riego una cota adecuada de captación.

La obra tendrá un ancho total de 50 m. con trece vanos de 3 m. de ancho cada uno, cerrado por tablones de madera que se apoyarán en machones de hormigón de 4.5 m. de altura. Los cierros de madera se operarán desde una losa de maniobras situada sobre los machones a 4.5 m. de altura sobre el radier de la bocatoma. La losa tendrá un ancho de 1.50 m., con el objeto de permitir la colocación sobre ellas de los cierros de madera una vez que sean retirados de los vanos. La operación de colocación y retiro de los cierros de madera se hará mediante tecles colocados en estructuras metálicas que permitan su operación en forma expedita y su almacenamiento en la losa de maniobras.

Las dos compuertas estarán ubicadas en los extremos oriente y poniente de la presa móvil y tendrán por objeto descargar el gasto no necesario en exceso sobre las necesidades de riego, controlar el nivel de aguas de captación y deprimir totalmente dicho nivel para facilitar la operación de colocación y retiro de los cierros de madera.

El radier tendrá un ancho de 9 m. con dos cortinas iniciales y terminales de 2.75 m. de profundidad, con el objeto de eliminar la filtración por debajo de ella. Toda la obra se hará de hormigón armado tipo D.

Se complementará la bocatoma con una compuerta de admisión para cada canal cuyo objeto es impedir la entrada al canal de las aguas de invierno y controlar el gasto captado durante la época de riego.

2.1.1.2 Bocatoma en el estero Cunculén. La estructura de la bocatoma cumple los mismos objetivos descritos para la bocatoma en el estero Los Puercos. En este caso la obra de dimensiones reducidas con un ancho total de 8 m. y con una altura total de 2.5 m., ya que debe peraltar el nivel de aguas en el estero en 1.50. Estará formado por dos vanos cerrados con madera de 3 m. de ancho cada uno y por una compuerta de 1 m. de ancho. Llevará además dos machones de 0.50 m. de ancho y 1.50 m. de longitud. Toda la estructura se hará de hormigón armado tipo D.

El radier tendrá una longitud de 7.50 m. con cortinas iniciales y terminales de 2 m. de profundidad, con el objeto de impedir la filtración por debajo de la estructura. El manejo de los cierros de madera se hará desde la losa de maniobras mediante tecles colocados en estructuras metálicas que permitan una operación rápida y expedita. La bocatoma descrita se complementa con una compuerta de admisión para el canal de derrames.

2.1.2 Canales de derrames

Habrá tres canales de derrames, cada uno de los cuales tendrá puentes, descargas y canoas o sifones, según el caso. Para el caso de los primeros se tomará en cuenta únicamente los que corresponden a caminos existentes. Las descargas estarán situadas en los cruces de cauces de drenaje que sean cortados por el canal. Las canoas y sifones se ubicarán en los cauces que no sean cortados por el canal y que exigen un paso superior o inferior respectivamente. Todos los canales se han calculado con una pendiente 0.0004, rugosidad 0.025 y taludes 1/1.

2.1.2.1 Canal para la Zona Poniente del Estero Los Puercos. Se lo ha dividido en cuatro sectores de las siguientes características:

a) Km. 0.000 al Km. 8.300

Gasto	1.70 m^3/s
Ancho basal	1.30 m.
Altura normal	1.17 m.

b) Km. 8.300 al Km. 14.000

Gasto	1.20 m^3/s
Ancho basal	1.10 m.
Altura normal	1.04 m.

c) Km. 14.000 al Km. 20.700

Gasto	0.55 m^3/s
Ancho basal	0.80 m.
Altura normal	0.79 m.

d) Km. 20.700 al Km. 23.100

Gasto	0.200 m^3/s
Ancho basal	0.60 m.
Altura normal	0.58 m.

El sector a) tiene un puente en un camino interior; el sector b) tiene dos puentes en caminos privados, dos en el camino público a la Rinconada de Botalcura y uno en el camino público de Pencahue a Curepto; el sector c) tiene cuatro puentes en el camino público a Corinto; el sector d) tiene dos alcantarillas en el camino a Corinto. Las descargas se estimarán a razón de una cada tres kilómetros.

2.1.2.2 Canal para Zona de Las Doscientas. Al igual que el canal anterior, aprovecha la bocatoma en el estero Los Puercos. Se lo ha dividido en dos tramos de las siguientes características:

a) Km. 0.000 al Km. 7.500

Gasto	0.530 m^3/s
Altura normal	0.77 m.
Ancho basal	0.80 m.

b) Km. 7.500 al Km. 15.200

Gasto	0.250 m^3/s
Ancho basal	0.60 m.
Altura normal	0.58 m.

En la actualidad no hay caminos públicos a lo largo del trazado del canal como tampoco caminos interiores permanentes.

Se ha considerado la necesidad de colocar una compuerta de descarga cada tres kilómetros.

2.1.2.3 Canal para Zona de Pencahue, El Peral y Las Tizas. Tiene su bocatoma en el estero Cunculén. Se lo ha dividido en tres tramos de las siguientes características:

a) Km. 0.000 al Km. 4.600

Gasto	1.000 m^3/s
Ancho basal	1.00 m.
Altura normal	0.98 m.

b) Km. 4.600 al Km. 7.300

Gasto	0.630 m^3/s
Ancho basal	0.90 m.
Altura normal	0.81 m.

c) Km. 7.300 al Km. 14.200

Gasto	0.450 m^3/s
Ancho basal	0.80 m.
Altura normal	0.71 m.

En el tramo a) el canal tiene un puente en el camino público a Botalcura y en un camino interior; en el tramo b) el canal tiene un puente en el camino público a Curepto, un puente en el camino público a Las Tizas y un puente en un camino vecinal; en el tramo c) el canal tiene un puente en el camino público a Las Tizas y un puente en un camino vecinal.

Además se colocarán compuertas de descargas a razón de una cada tres kilómetros y se construirá una canoa o un sifón en el estero El Peral.

2.2 Presupuesto aproximado de las obras propuestas

Se ha hecho un presupuesto estimativo de las obras propuestas, con el objeto de hacer una comparación económica con la disminución de costos que eventualmente tendrán los canales matrices y de distribución, si se realiza el aprovechamiento de los derrames para el riego de las zonas detalladas en este estudio. Los precios unitarios que se utilizarán para la valoración son los precios privados fijados en el Capítulo D.

2.2.1 Canales

Se ha supuesto que todos los canales se excavarán en material común.

Designación	Un.	Cantidad	Precio Unit.	Total
a) Canal Los Puercos Poniente excavaciones	m^2	73.920	23.46	1.719.380.00
b) Canal Las Doscientas excavaciones	m^3	28.520	23.46	669.080.00
c) Canal Pencahue, El Peral y Las Tizas excavaciones	m^3	30.640	23.46	718.810.00

2.2.2 Bocatoma Estero Los Puercos

En los casos de precios unitarios en que no se dispone de un estudio detallado, se ha hecho una estimación. En todo caso no son partidas determinantes.

Hormigón C	m^3	700	915.95	641.160.00
Moldaje plano	m^3	615	112.21	69.010.00
Fierro	Kg.	23.000	15.53	357.190.00
Estructuras de acero	Kg.	1.260	31.06	39.130.00
Cañerías galvanizadas	Kg.	1.730	31.06	53.730.00
Excavación s/agotamiento	m^3	450	33.39	15.020.00
Excavación c/agotamiento	m^3	1.800	150.00	270.000.00
Rellenos	m^3	1.800	30.48	54.860.00
Madera roble	pgd	580	150.00	87.000.00
Cuatro compuertas	gl			120.000.00
				1.687.100.00

2.2.3 Bocatoma Estero Cunculén

Hormigón C	m^3	77	915.95	70.530.00
Moldaje plano	m^2	240	112.21	26.930.00
Fierro	Kg.	3.740	15.53	58.080.00
Estructuras de acero	Kg.	230	30.06	6.910.00
Cañería galvanizada	Kg.	140	30.06	4.210.00
Excavación s/agotamiento	m^3	150	33.39	5.010.00
Excavación c/agotamiento	m^3	40	150.00	6.000.00
Rellenos	m^3	110	30.48	3.350.00
Madera de roble	pgd	48	150.00	7.200.00
Dos compuertas	gl			40.000.00
				228.220.00

2.2.4 Puentes

Se dará un valor total para todos los puentes a los cuales se les ha considerado un ancho de 4 m. para los caminos interiores y vecinales, 6 m. en los caminos públicos secundarios y 8 m. en el camino público a Curepto.

	Un.	Cantidad	Precio Unit.	Total
Hormigón A	m^3	195	670.92	130.830.00
Hormigón C	m^3	94	915.95	87.010.00
Excavaciones	m^3	325	33.39	10.850.00
Rellenos	m^3	128	30.48	3.900.00
Moldaje	m^3	882	112.21	98.970.00
Fierro	kg.	11.280	15.53	175.180.00
				506.740.00

2.2.5 Descargas y canoas

Se considera que serán necesarias más o menos quince descargas y una canoa. El costo estimado global de ellas es de $ 175.000.00.

2.2.6 Resumen

Al resumen del presupuesto estimativo se le agregará un 20% de imprevistos:

Canales		$ 3.107.270.00
Bocatoma estero Los Puercos		1.687.100.00
Bocatoma estero Cunculén		228.220.00
Puentes		506.740.00
Descarga y canoa		175.000.00
	TOTAL PARCIAL	$ 5.704.330.00
	20% Imprevistos	1.140.860.00
	TOTAL GENERAL	$ 6.845.190.00

2.3 Menor costo de los canales matrices y de las obras de distribución

La construcción de colectores de derrames y las bocatomas y obras de arte correspondientes, que permiten regar 1.400 hás con retornos de riego, producirán un menor costo, tanto en los canales matrices como en los canales de distribución, tanto primarios como secundarios. A continuación se hace una valoración de disminución de costos de los items principales, utilizando siempre precios privados.

2.3.1 Canales matrices del Sistema río Lircay en La Higuera

De acuerdo con el cuadro que aparece en el número 1 de este capítulo, letras c)y e), se produce en este rubro un menor costo de $ 8.080.090.00.

2.3.2 Sifones Quepo, Tutucura y San Manuel

Para estos sifones se han calculado las curvas de costo en función del gasto y de la pérdida de carga. El sistema de captación de derrames produce un menor gasto en los sifones San Manuel y Tutucura de 0.96 m^3/s y en el sifón Quepo de 1.25 m^3/s.

Disminución costo sifón San Manuel de 3.70 a 2.64 m^3/s	$ 2.500.000.00
Disminución costo sifón Tutucura de 5.50 a 4.50 m^3/s	175.000.00
Disminución costo sifón Quepo de 8.60 a 7.35 m^3/s	600.000.00
	$ 3.275.000.00

2.3.3 Canal Primario de Riego Oriente

El cálculo de la disminución de sección se hará para un canal sin revestimiento con una velocidad uniforme de 0.60 m/s, rugosidad 0.025, taludes 3/4 y pendiente transversal 15%. Se ha considerado también un camino de borde de 1.00 de ancho de excavación en mesa y una berma por el costado del cerro de 1.00 m. La razón entre la altura normal y la base se tomará igual a 1, con una revancha neta de 0.30 m. Para el cálculo de costos se estimará que toda la mesa se excavará en material común y que un 20% de la cuneta se excavará en roca.

2.3.3.1 Km. 0.000 al Km. 9.150. Se produce una disminución del gasto de 9.00 a 7.75 m^3/s. Produce los siguientes efectos en el tramo:

Menor excavación en mesa material común	6.040 m^3
Menor excavación en cuneta material común	13.390 m^3
Menor excavación en cuneta en roca	3.350 m^3

2.3.3.2 Km. 9.700 al Km. 20.900. Hay una disminución de 8.60 a 7.35 m^3/s. Los efectos en el tramo son los siguientes:

Menor excavación en mesa material común	8.290 m^3
Menor excavación en cuneta material común	19.530 m^3
Menor excavación en cuneta en roca	4.880 m^3

2.3.3.3 Km. 20.900 al 28.400. La disminución de gasto es de 6.00 a 5.00 m^3/s. Se producen los siguientes efectos en el tramo:

Menor excavación en mesa material común	4.570 m^3
Menor excavación en cuneta material común	10.980 m^3
Menor excavación en cuneta en roca	2.750 m^3

2.3.3.4 Km. 28.500 al Km. 39.000. La disminución de gasto es de 5.50 a 4.50 m^3/s. Los efectos en el tramo son:

Menor excavación en mesa en material común 5.920 m^3
Menor excavación en cuneta material común 15.960 m^3
Menor excavación en cuneta en roca 3.990 m^3

2.3.3.5 Cálculo de disminución de costos del Canal Primario de riego oriente. La disminución de costos del canal Primario de Riego Oriente por menor capacidad, de acuerdo con las bases indicadas anteriormente, es la siguiente:

Designación	Un.	Cantidad	Precio Unit.	Total
Excav.en mesa material común	m^3	24.820	11.48	284.930.00
Excav.en cuneta material común	m^3	59.860	23.46	1.404.320.00
Excav.en cuneta en roca	m^3	14.970	118.06	1.767.360.00
				3.456.610.00

2.3.4 Canal Primario Poniente

Se hará un cálculo semejante para el Canal Pencahue, suponiéndolo un gasto uniforme a lo largo de sus 11.500 km. de recorrido. Las demás características y bases de cálculo son semejantes a las utilizadas en el caso anterior excepto que ahora la excavación en roca de la cuneta se disminuirá a un 10% del total.

El riego de una parte de Pencahue, El Peral y Las Tizas con retornos de riego, disminuye el gasto del canal Pencahue en 0.600 m^3/s, o sea, de 2,80m^3/s a 2.20 m^3/s. Los efectos en el tramo son los siguientes:

Menor excavación en mesa en material común 3.450 m^3
Menor excavación en cuneta en material común 12.830 m^3
Menor excavación en cuneta en roca 1.430 m^3

El valor de la disminución de las excavaciones es como sigue:

Designación	Un.	Cantidad	Precio Unit.	Total
Excav.en mesa en material común	m^3	3.450	11.48	39.600.00
Excav.en cuneta en material común	m^3	12.830	23.46	300.990.00
Excav.de cuneta en roca	m^3	1.430	118.06	168.820.00

2.3.5 Resumen general

La valorización de la disminución de costos de los items que se han analizado es la siguiente:

Canales Matrices desde el río Lircay	$ 8.080.090.00
Sifones San Manuel, Tutucura y Quepo	3.275.000.00
Canal Primario de Riego Oriente	3.456.610.00
Canal Pencahue	509.410.00
	$ 15.321.110.00

3. COMPARACION DE RESULTADOS GENERALES Y CONCLUSIONES.

De la comparación de los resultados obtenidos en 2.2.6 y 2.4.5 se deduce que la utilización de los derrames en el riego de 1.400 hás. en el valle de Pencahue produce una disminución de los costos de $ 8.475.920.00, sin tomar en cuenta los que puedan producirse en las obras de arte menores de los canales Oriente y Poniente.

Además se tiene como resultado marginal que, al disminuir la demanda al río Lircay y a los esteros Pangue y Las Chilcas, mejora la seguridad hidrológica del sistema de riego y que los canales de riego con derrames, al actuar como colectores, contribuirán a mejorar el drenaje de las áreas influenciadas y evitarán humedecimientos de los terrenos planos del fondo del valle.

Resumiendo todos los antecedentes anteriores y los resultados de la comparación de costos entre las obras de captación de derrames y la disminución correspondiente del valor del

Sistema Matriz Río Lircay en La Higuera, se tiene que la solución más adecuada para el riego del área del Proyecto Pencahue es el Sistema Matriz Río Lircay en La Higuera con una capacidad de riego directo inferior en 1.400 hás a la superficie definitiva que fije el Plan de Desarrollo Agropecuario. Esta última conclusión fue aprobada por la Comisión Nacional de Riego.

K. DESCRIPCION DE SOLUCION ADOPTADA

SISTEMA RIO LIRCAY EN LA HIGUERA

El sistema matriz denominado Sistema Río Lircay en La Higuera fue elegido en el informe "Análisis Económico de los Sistemas Matrices" como el más adecuado para el riego del Valle de Pencahue atendiendo a que su costo directo de construcción es el menor y a que las superficies de riego son semejantes en los tres casos estudiados.

Por el motivo recién señalado, este sistema matriz y los correspondientes canales de riego, hasta llegar a predio, será estudiado con mayor detalle que los otros dos.

1. ANTECEDENTES GENERALES

Los antecedentes generales que se considerarán como parte del análisis del Sistema Río Lircay en La Higuera son: la superficie de riego, la demanda de agua de acuerdo con el plan de cultivos aconsejado por el proyecto de desarrollo agropecuario, los recursos disponibles en el río Lircay y en los esteros Pangue y Las Chilcas y las investigaciones de terreno.

1.1 Superficie de riego

La superficie de riego completa del Proyecto es de 12.403,3 hás. brutas incluyendo en ella 606,9 hás actualmente regadas por el canal Corinto, que en lo sucesivo continuarán en la misma situación, de tal modo que la demanda de agua de riego de esa área no afectará al sistema matriz de riego ni a los canales distribuidores. En cambio, la parte del sector Buenavista que se riega actualmente con un canal derivado del río Claro con una superficie de 145,5 hás, formará parte en adelante del sistema de riego.

En resumen, la superficie que demanda agua al sistema asciende a la cantidad de 11.786,4 hás brutas que equivalen a 10.620,1 hás de riego netas una vez descontada la superficie indirectamente productiva representada por corrales,

llaverías, galpones, canales de riego, embalses reguladores, etc. Finalmente, se descontarán 1.400 hás de riego netas que serán abastecidas con los retornos de riego de los sectores altos.

Al mismo tiempo se ha hecho una sectorización del área de riego agrupando de acuerdo con la posición topográfica relativa de manera que todo el sector tenga el mismo canal de riego secundario o se abastezca directamente de canales primarios desde tramos unitarios de tales canales. En cada sector se indicará la superficie bruta, la superficie neta total, la parte que se riegue con derrames y la parte que se riega con otros canales.

Los resultados aparecen en el cuadro siguiente:

Sector	Superf. bruta (hás)	Superf. neta (hás)	Riego con derrames	Riego c/otros canales	Riego c/sist. matriz
Hulliborgoa	211.9	190.70			190.70
Buena Vista	215,6	194,00			194.00
La Orilla	82.6	74.30			74.30
Lo Figueroa Sur	732.8	660.0			660.0
Punahue Poniente	1140.8	1026.7	250.0		776.7
Las Tijas	381.9	347.7	162.0		285.7
El Peral	562.7	506.4	38.0		468.4
Rauquén	607.8	547.0			547.0
Corinto	180.3	162.2			162.2
Pencahue Poniente	200.5	180.4			180.4
Lo Figueroa Orte.	74.7	67.2			67.2
Quepo	266.1	239.4			239.4
Lo Figueroa Norte	577.9	520.1			520.1
Las Doscientas	1528.4	1375.5	230.0		1145.5
Tutucura Sur	503.7	453.3			453.3
Tutucura Norte	407.7	366.9			366.9
La Orilla y Espinal	465.3	418.7			418.7
La Peña Sur y Litú Sur	97.7	87.9			87.9
La Peña Norte y Litú Norte	101.6	91.4			91.4
Tapihue Oriente	200.2	180.2			180.2
Tapihue Poniente	136.6	122.9			122.9
Puercos	127.6	114.8			114.8
Las Palmas	172.2	154.9			154.9

Sector	Superf. bruta (hás)	Superf. neta (hás)	Riego con derrames	Riego c/otros canales	Riego c/sist. matriz
La Constancia	206.9	186.2			186.2
Pichinquillo Nte.	32.7	29.4			29.4
Pichinquillo Sur	24.7	22.2			22.2
Totoral Oriente	335.2	301.6			301.6
Totoral Poniente	102.6	92.3			92.3
Botacura Norte	88.4	79.5			79.5
Botacura Sur	252.0	226.8			226.8
La Esperanza	342.9	308.6			308.6
Cabrería	663.1	596.7	316.5		280.2
Matancilla	609.4	548.5	281.1		267.4
El Quillay	161.9	145.7	122.4		23.3
Canal Corinto	606.9	538.9		538.9	
	12403.3	11159.0	1400.0	538.9	9220.1

1.2 Demanda de agua de riego a nivel de predio

La demanda de agua de riego en el predio ha sido determinada por el plan de desarrollo agropecuario según se detalla en el cuadro correspondiente que se reproduce a continuación:

DEMANDA DE AGUA MENSUAL POR CULTIVOS Y PLANTACIONES

ROTACIONES Y PLANTACIONES	Superficie Hás.	TOTAL ANUAL		OCTUBRE		NOVIEMBRE		DICIEMBRE		ENERO		FEBRERO		MARZO		ABRIL	
		TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3	TASA m3/Há	VOLUMEN Miles m3
A.ROTACIONES	8.812	15.960	123.012,1	927	8.166,9	2.002	17.640,6	2.930	25.820,7	3.242	28.564,6	2.749	24.221,8	1.695	14.936,9	415	3.660,6
1.Hortalizas	(1.265)	9.757	(12.285,1)	(988)	(1.248,0)	(1.206)	(1.522,6)	(2.659)	(3.358,3)	(2.420)	(3.055,9)	(1.453)	(1.835,7)	(1.001)	(1.264,6)	-	-
1.1 Ajo	210	4.320	907,2	2.880	604,8	1.440	302,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1.2 Cebolla	210	7.920	1.663,2	2.160	453,6	1.440	302,4	2.880	604,8	1.440	302,4	-	-	-	-	-	-
1.3 Sandía-Melón	316	10.530	3.327,5	600	189,6	970	306,5	2.910	919,6	2.910	919,6	1.940	613,0	1.200	379,2	-	-
1.4 Tomate	527	12.120	6.387,2	-	-	1.160	611,3	3.480	1.835,9	3.480	1.833,9	2.320	1.222,7	1.680	885,4	-	-
2.Cereales	(804)	9.807	(7.965,2)	(1.500)	(1.206,0)	(3.000)	(2.412,0)	(416)	(334,4)	1.664	(1.337,6)	1.664	(1.337,6)	(1.248)	(1.003,2)	(800)	(334,4)
2.1 Trigo	386	4.500	1.737,0	1.500	579,0	3.000	1.158,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2.2 Trigo/Tr.Rosado	418	14.900	6.228,2	1.500	627,0	3.000	1.254,0	800	334,4	3.200	1.337,6	3.200	1.337,6	2.400	1.003,2	800	334,4
3.Chacras	(2.128)	(11.999)	25.532,6	-	-	(1.385)	(2.947,3)	2.998	(6.379,5)	3.576	(7.610,6)	2.998	(6.379,4)	1.041	(2.215,8)	-	-
3.1 Frejol	1.016	11.520	11.704,3	-	-	1.440	1.463,0	2.880	2.926,1	3.600	3.657,6	2.880	2.926,1	720	731,5	-	-
3.2 Maíz	418	12.760	5.333,7	-	-	1.160	484,9	3.480	1.454,7	3.480	1.454,6	3.480	1.454,6	1.160	484,9	-	-
3.3 Papas	694	12.240	8.494,6	-	-	1.440	999,4	2.880	1.998,7	3.600	2.498,4	2.880	1.998,7	1.440	999,4	-	-
4.Cult.Industriales	(909)	(15.638)	(14.215,2)	(550)	(499,7)	(2.046)	(1.859,5)	(3.480)	(3.163,3)	(4.373)	(3.975,3)	(3.480)	(3.163,3)	1.710	(1.554,1)	-	-
4.1 Maravilla	215	12.760	2.743,4	-	-	1.160	249,4	3.480	748,2	3.480	748,2	3.480	748,2	1.160	249,4	-	-
4.2 Remolacha	694	16.530	11.471,8	720	499,7	2.320	1.610,1	3.480	2.415,1	4.650	3.227,1	3.480	2.415,1	1.880	1.304,7	-	-
5.Praderas	(3.708)	(16.994)	(63.014,0)	(1.406)	(5.213,2)	(2.400)	(8.899,2)	(3.394)	(12.585,2)	(3.394)	(12.585,2)	(3.103)	(11.505,8)	(2.400)	(8.899,2)	897	(3.326,2)
5.1 Alfalfa	1.799	17.200	30.942,8	1.200	2.158,8	2.400	4.317,6	3.600	6.476,4	3.600	6.476,4	3.000	5.397,0	2.400	4.317,6	1.000	1.799,0
5.2 Prad. Mixta	1.073	16.800	18.026,4	1.600	1.716,8	2.400	2.575,2	3.200	3.433,6	3.200	3.433,6	3.200	3.433,6	2.400	2.575,2	800	858,4
5.3 Trébol Rosado	836	16.800	14.044,8	1.600	1.337,6	2.400	2.006,4	3.200	2.675,2	3.200	2.675,2	3.200	2.675,2	2.400	2.006,4	800	668,8
B.PLANTACIONES	1.997	12.482	24.927,2	-	-	1.841	3.676,0	3.001	5.992,6	3.480	6.949,6	2.320	4.633,0	1.841	3.676,0	-	-
1.Manzano	1.172	15.920	18.314,2	-	-	2.320	2.719,0	3.480	4.078,6	3.480	4.078,6	2.320	2.719,0	2.320	2.719,0	-	-
2.Vid	825	10.440	8.613,0	-	-	1.160	957,0	2.320	1.914,0	3.480	2.871,0	2.320	1.914,0	1.160	957,0	-	-
SUB-TOTAL	10.809	15.687	147.939,3	756	8.166,9	1.972	21.316,6	2.945	31.815,3	3.286	35.514,2	2.670	28.854,8	1.722	18.612,9	339	3.660,6
ESTRATO MINIFUNDIOS	350	15.687	4.790,0		263,4		689,8		1.029,8		1.149,6		954,1		603,5		119,8
TOTAL	11.159	15.687	152.729,3	756	8.430,3	1.972	22.006,4	2.945	32.845,1	3.286	36.663,8	2.670	29.788,9	1.722	19.216,4	339	3.780,4
PORCENTAJES			100,0%		5,5%		14,4%		21,5%		24 %		19,5%		12,6%		2,5%
Q (m3/seg)					3,15		8,49		12,26		13,69		12,31		7,17		1,45
Q_1 (l/seg/Há)					0,28		0,76		1,10		1,25		1,10		0,64		0,13
Q_2 (l/seg/Há) 10%					0,31		0,84		1,21		1,35		1,21		0,71		0,14

De acuerdo con las cifras que entrega la demanda media por há. en el predio a lo largo de la temporada de riego, la demanda de las 9220 hás. que se regarán directamente desde los sistemas matrices y canales derivados, tanto en volumen como en gasto son:

Mes	Tasa media por há.(m3)	Demanda total área proyecto	
		En volumen (m3)	En gasto (m3/seg.)
Oct.	755	6.965.440	2.60
Nov.	1.972	18.182.540	7.00
Dic.	2.943	27.136.240	10.10
Ene.	3.285	30.293.050	11.30
Feb.	2.669	24.612.740	10.20
Mar.	1.722	15.877.330	5.90
Abr.	339	3.123.513	1.20

1.3 Pérdidas de filtraciones en conducción y distribución

Las pérdidas provocadas por las filtraciones desde los canales se dividirán en pérdidas en la distribución y pérdidas en la conducción.

1.3.1 Pérdidas en la distribución

Las pérdidas por filtraciones en la distribución serán calculadas mediante la fórmula de Moritz que es la usada en el US Bureau of Reclamation para apreciar las filtraciones en los casos en que no se dispone de observaciones de terreno que permitan aplicar métodos más precisos basados en la permeabilidad específica de los suelos. Además se supone que los canales de distribución no serán revestidos excepto casos especiales.

La expresión métrica de la fórmula de Moritz es:

$$P = 0.0115 \times C \times \sqrt{Q/V}$$

En esta fórmula P es la filtración en m^3/s por cada kilómetro de longitud; C es un coeficiente que depende de la naturaleza del terreno; Q es el gasto del canal en m^3/s y V es la velocidad en m/s.

En el caso presente se utilizará un coeficiente C igual a 0.41 que corresponde a suelos arcillosos y franco-arcillosos que son los que, en general, se presentarán dentro del valle según se deduce de las calicatas disponibles, de las observaciones visuales y del estudio de las características agrológicas del área. En relación con el último antecedente citado, se tiene que los canales se construirán principalmente en suelos de las series Montonera, Cabrería, Las Doscientas y Cunculén.

El cálculo de las filtraciones en los canales de distribución se hará sobre la base de la red de canales que se analizará más adelante. Los resultados se anotan en el siguiente cuadro:

Canal	Gasto medio (m3/seg)	Longitud (Km)	Velocidad (m/s)	Filtraciones (m3/s)
Oriente 1er. Sector	6.000	40	0.60	0.59
Oriente 2o. Sector	0.800	34	0.60	0.18
Poniente	1.800	12.6	0.70	0.09
Las Tizas	0.600	10	0.80	0.04
Quepo	0.200	8.5	0.60	0.02
Santa Sara	0.600	3.2	0.70	0.01
Lo Figueroa	0.700	4.2	0.60	0.02
Las Doscientas	0.500	6.8	0.70	0.03
Botalcura	0.800	28.3	0.60	0.15
Matancilla	0.700	17.0	0.70	0.08
				1.21

En definitiva se tomará como pérdidas de filtraciones en distribución a un gasto de 1.20 m^3/s que equivale a un 10% de la demanda en el predio adoptando a este último como índice de esa pérdida.

1.3.2 Pérdidas en la conducción

El Canal Matriz Pencahue ha sido proyectado con revestimiento completo en toda su extensión, motivo por el cual no se ha estimado necesario tomar en cuenta pérdidas por concepto de filtraciones.

En igual situación se encuentra el canal Bajo Lircay que tiene una parte revestida en tanto que el resto se excavará en una terraza aluvial con napa freática alta, de tal modo que dicho canal actuará más bien como interceptor de dicha napa.

En lo que se refiere a los canalas Pangue y Las Chilcas, se ha estimado que serán construídos sin revestimiento. Las pérdidas por filtraciones que se pueden prever en ambos canales, calculadas por la misma fórmula utilizada anteriormente, ascienden a la cantidad de 0.150 m^3/s que es inferior al sobredimensionamiento que se ha hecho de ellos para compensar las variaciones mutuas de caudal.

1.4 Demanda total de agua en bocatoma

De acuerdo con el análisis realizado en 1.2 y 1.3, se tiene que la demanda total del Sistema Matriz Río Lircay en La Higuera en las bocatomas de los canales que lo componen, alcanza al total conjunto siguiente durante la temporada de riego:

Mes	Demanda (m3/seg)
Octubre	2.89
Noviembre	7.78
Diciembre	11.22
Enero	12.50
Febrero	11.33
Marzo	6.56
Abril	1.33

1.5 Recursos hídricos en el río Lircay y en los esteros Pangue y Las Chilcas

De acuerdo con los cuadros que aparecen en el capítulo referente a los recursos hídricos en las páginas 52,55 y 56,el mes crítico es Enero.

1.5.1 Río Lircay sin apoyo

El río Lircay sin apoyo de uno o ambos esteros, solamente es capaz de abastecer al sistema en el 28% de los años con un déficit extremo en relación con la demanda del 44% en el año 1963. El gasto correspondiente al año 85% (seguridad considerada normalmente en Chile como adecuada para un sistema de riego) es igual a 8.400 m^3/s. Para suplir el déficit de 4.100 m^3/s en relación con la demanda en el año señalado, sin recurrir a los esteros Pangue y Las Chilcas, sería necesario que el sistema Maule Norte proporcionara ese gasto.

1.5.2 Río Lircay y estero Pangue

El río Lircay apoyado por el estero Pangue es capaz de proporcionar la demanda en el 75% de los años con un déficit extremo del 28% de dicha demanda en el año 1963. El gasto correspondiente al año 85% es igual a 11.2 m^3/s. Para suplir el déficit de 1.3 m^3/s sin recurrir al estero Las Chilcas, sería necesario que el sistema Maule Norte proporcionara ese gasto.

1.5.3 Río Lircay y esteros Pangue y Las Chilcas

La suma de los gastos disponibles en los tres cauces nombrados permite suplir la demanda todos los años con excepción de 1963, año en que se habría producido un déficit de 0,9 m^3/s, o sea del 7% de las necesidades totales.

1.5.4 Resumen

De acuerdo con lo expuesto en los tres numerales anteriores, el conjunto de los tres ceuces: río Lircay, estero Pangue y estero Las Chilcas, pueden proporcionar el total de la demanda exigida por el riego del Valle de Pencahue, con una alta seguridad hidrológica que presenta una sóla falla en las 32 temporadas analizadas, equivalente a un 7% del total de la demanda.

Debido a estas circunstancias, el sistema de canales matrices será conformado de modo que utilice los recursos de los tres cauces nombrados sin recurrir a aportes del sistema Maule Norte.

1.6 Investigaciones de terreno

Las investigaciones de terreno realizadas con el objeto de conocer la naturaleza del subsuelo en que se excavarán los canales matrices, arrojó los resultados que se anotan a continuación; se encuentran referidos a los canales que, en los análisis que se realizarán más adelante, serán definidos como canales matrices.

1.6.1 Canal Bajo Lircay

Nº Pozo	Kilometraje	Profund. excav.(m)	Material excavado	Material de fondo de excavación
11	0.5	1.85	Tierra y fluvial	Fluvial c/napa freática a 1.75m.
10	1.0	1.35	Tierra y fluvial	Fluvial c/napa freática a 0.80m.
9	2.5	1.00	Tierra y fluvial	Fluvial c/napa freática a 0.60m.
8	4.0	1.10	Tierra y fluvial	Fluvial c/napa freática a 0.90m.
7	6.6	1.55	Tierra	Tierra c/napa freática a 0.55m.

1.6.2 Canal Matriz Pencahue

Las dos diferentes numeraciones de pozos que se advierten en este caso se deben a que hay dos series de calicatas realizadas en ocasiones distintas.

Nº Pozo	Kilometraje	Profund. excav.(m)	Material excavado	Material de fondo de excav.
6	0.5	0.90	Tierra y maicillo	Maicillo c/napa freática a 0.50m.
5	1.0	1.80	Tierra	Arenisca cementada c/napa freática a 1.40 m.
4	1.20	2.00	Tierra	Arenisca cementada
3	1.50	2.10	Tierra	Arenisca cementada c/napa freática a 2.0 m.
2	2.1	2.10	Limo y arena	Limo c/napa freática a 1.85 m.
1	3.0		Tierra y fluvial	Fluvial
1	4.0	1.90	Tierra y escombro de falda	Escombro de falda.
1	4.0	1.90	Tierra y escombro de falda	Escombro falda
2	6.0	1.95	Tierra y escombro de falda	Escombro falda
3	8.0	1.70	Tierra y escombro de falda	Roca descompuesta
4	12.0	2.00	Tierra y escombro de falda	Escombro falda
5	13.0	2.07	Tierra y escombro de falda	Escombro falda
6	14.0	2.10	Tierra y roca descompuesta	Roca descompuesta
7	15.0	2.00	Escombro falda	Escombro falda
8	16.0	1.17	Tierra, escombro y roca	Roca + o - sana
9	17.0	1.10	Tierra, escombro y roca	Roca + o - sana
10	18.0	1.50	Tierra y arcilla	Roca desc.dura

2. SISTEMA DE CANALES MATRICES (Ref.Lámina AN8-K-2)

El sistema de canales matrices estará formado por los siguientes canales: a) Canal Bajo Lircay; b) Canal Pangue; c) Canal Las Chilcas y d) Canal Matriz Pencahue.

El canal Las Chilcas se unirá con el canal Pangue, el cual a su vez lo hará al canal Bajo Lircay para dar nacimiento al canal Matriz Pencahue. Este último tendrá su término en la obra de distribución situada en el extremo sur del valle de Pencahue, en los cerros de Pichamán y desde la cual comienzan los canales Oriente y Poniente, como se explicará más adelante.

2.1 Capacidad de los canales matrices

a) Canal Matriz Pencahue. El canal Matriz Pencahue tendrá una capacidad igual a 12.500 m^3/seg. que equivale a la demanda neta en predio más las pérdidas estimadas en la distribución.

b) Canales Bajo Lircay, Pangue y Las Chilcas. A los canales nombrados se les dará la siguiente capacidad:

Canal Bajo Lircay:	9.000 m^3/seg
Canal Pangue:	3.700 m^3/seg
Canal Las Chilcas:	1.000 m^3/seg.

Las capacidades relativas indicadas presentan las siguientes fallas en el mes de enero de los 32 años que cubre el correspondiente estudio hidrológico:

Año	Falla en m3/s	Falla en % de la demanda
1944	0.300	2.4
1947	1.200	9.6
1948	0.400	3.2
1963	2.600	20.8
1965	0.600	4.8
1969	0.300	2.4

El mes de febrero presentaría fallas en los años 1947 y 1963 iguales al 2.7 y al 9.8% de la demanda, respectivamente.

Del examen de las cifras anteriores se deduce que los únicos años que pueden considerarse fallados son los años 1947 y 1963 y posiblemente también 1965. Las otras fallas detectadas lo son en un porcentaje,en relación con la demanda, que cae dentro de los márgenes de error probable que se ha cometido al definir los numerosos factores que intervienen para fijar la demanda de riego, tanto al nivel de predio como en bocatoma.

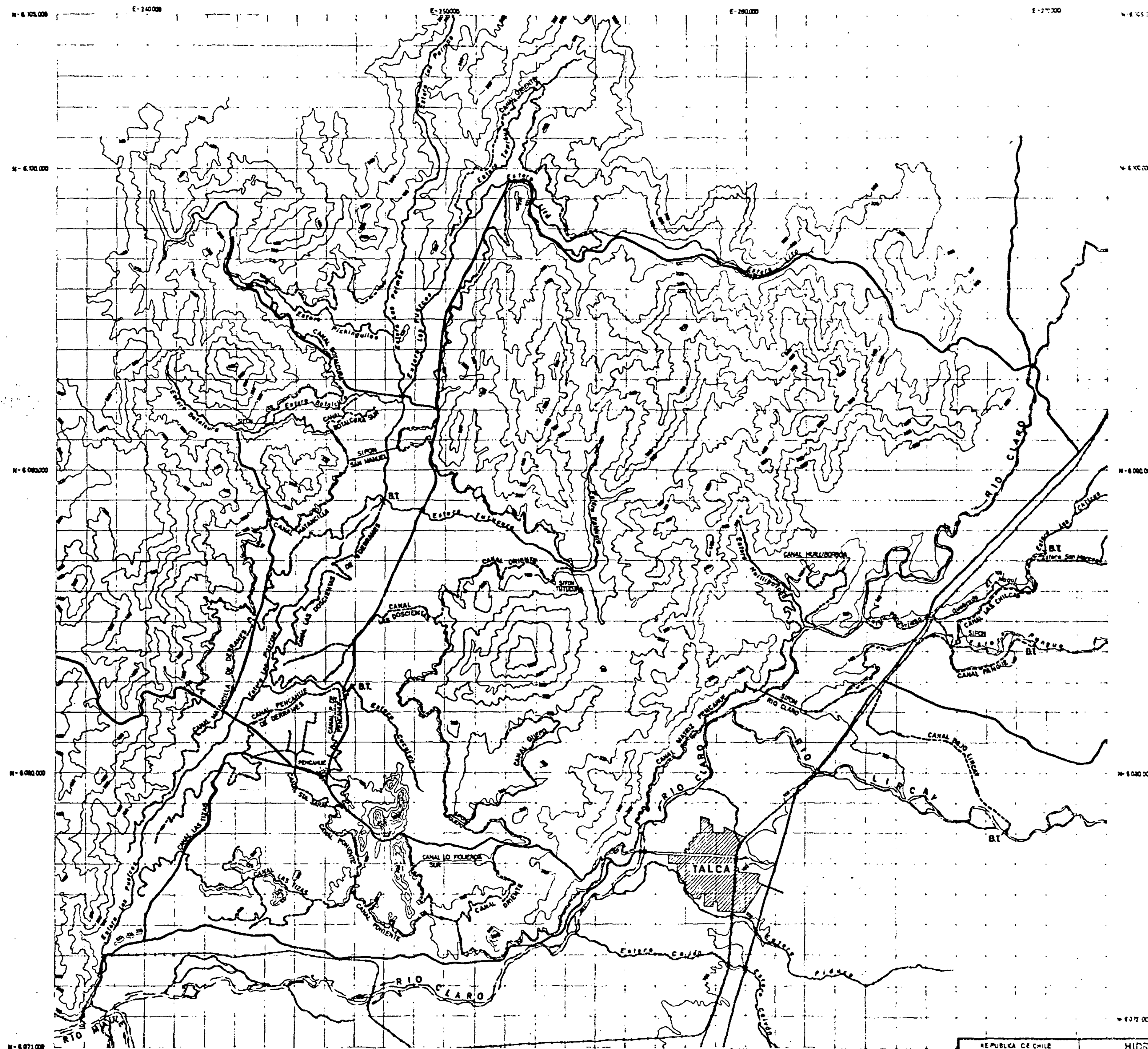
2.2 Obras tipo

Aparte de las obras mayores específicas que son propias de cada uno de los canales, todos ellos contará con obras de arte menores que pueden ser tipificadas para los efectos de calcular su costo. Entre ellas figurarán los puentes de los caminos públicos, vecinales y particulares, las descargas parciales, los pasos de quebrada y las canoas para el cruce de las acequias y canales de riego que corten los diferentes cauces.

A continuación se hará un análisis de este tipo de obras que será también aplicable a los canales de distribución dentro del valle de Pencahue y de la zona de Huillibórgoa.

2.2.1 Puentes

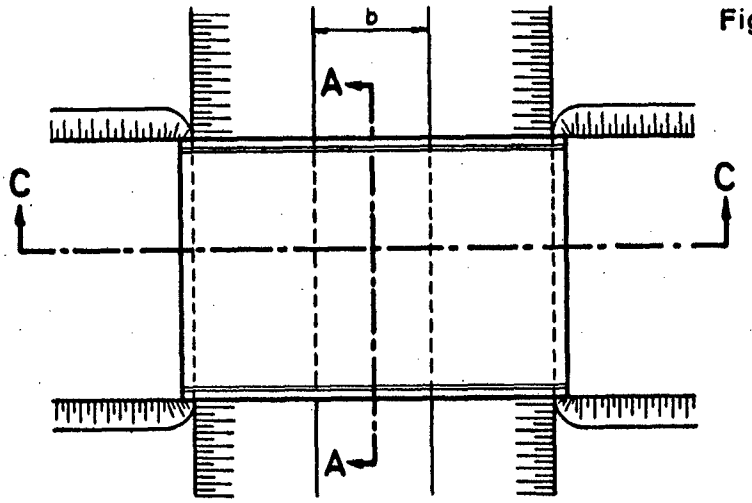
Para la determinación de las cubicaciones y costos de los puentes se ha utilizado los planos tipos de la Dirección de Riego Nºs. 4752 y 4753 aprobados a su vez por la Dirección de Vialidad. Para el uso de dichos planos y su aplicación al Proyecto se han seguido los siguientes criterios generales:



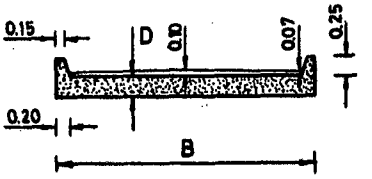
REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE		SISTEMA BAJO LIRCAY TRAZADO DE CANALES MATRICES Y CANALES PRIMARIOS Y SECUNDARIOS DE RIEGO
		Jefe Proyecto E.G.M.	
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad		Jefe Area M.N.F.	Escala 1:50.000 | Area INGENIERIA CIVIL
		Asesor Ingeniería S.V.V.	Fecha de Aprobación | Lámina AN 8-K-2

PUENTE TIPO A

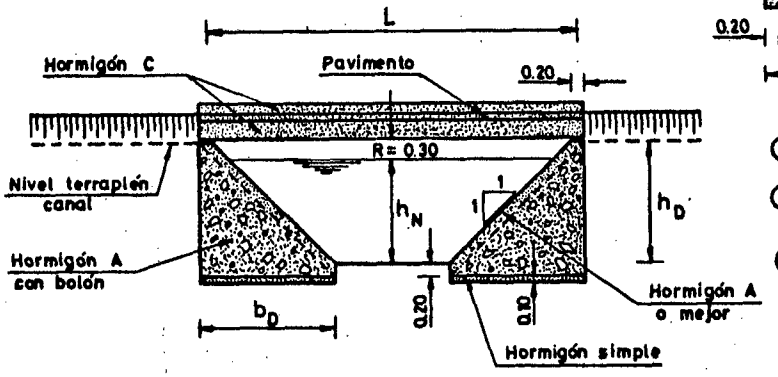
Fig. 2.2.1.a.



CORTE A-A



CORTE C-C



ⓐ LOS PUERCOS PONIENTE.

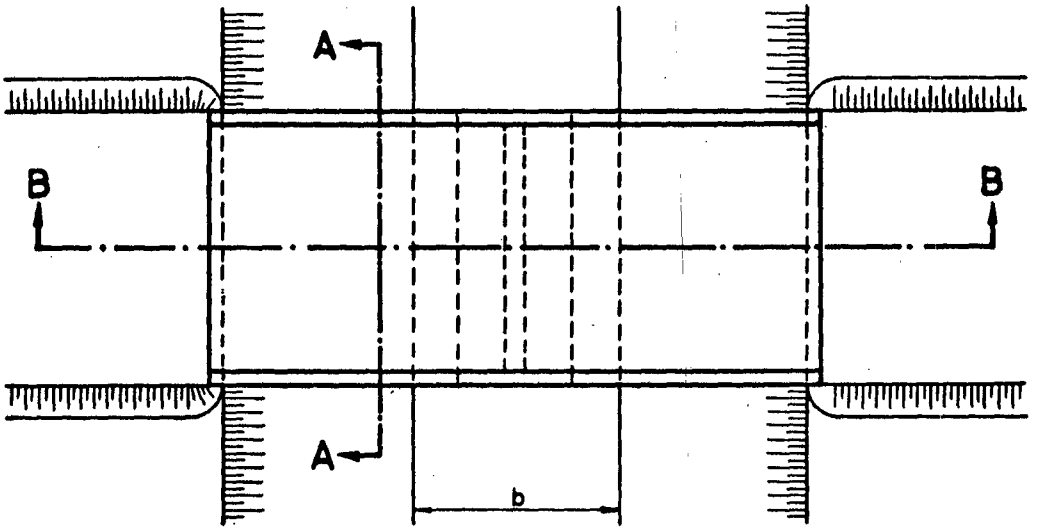
ⓑ PENCAHUE, EL PERAL y LAS TIZAS.

ⓒ MATRIZ PENCAHUE DESPUES SIFON y PANGUE.

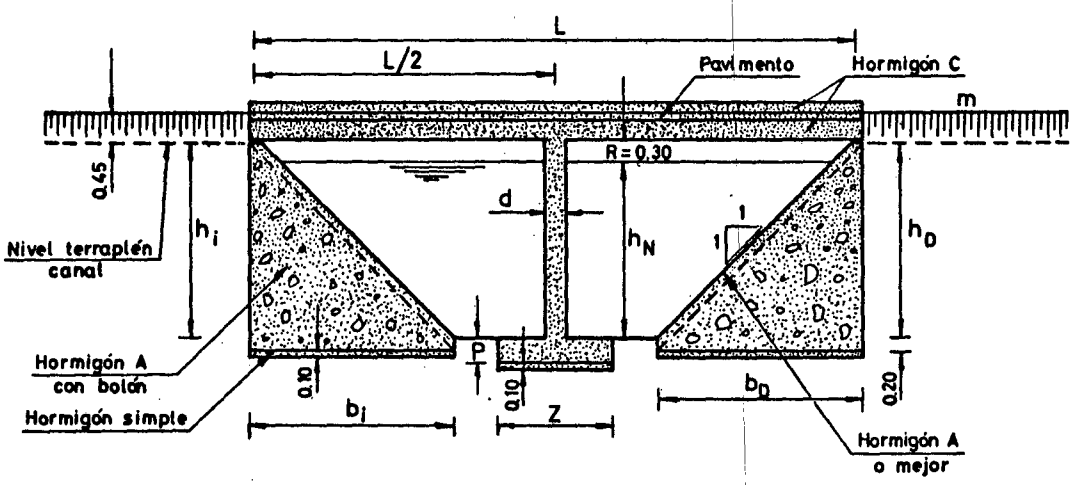
	B x L	CANAL		DIMENSIONES			CANTIDADES							COSTO $	
		h_N	b	D	b_D	h_D	HORM. 300	HORM. 255	HORM. 170	Fe. kg.	MOLDAJE	RELLENO	Exc.	PRIV.	SOCIAL
ⓐ	4 x 3.6	1.05	1.1	0.27	1.55	1.35	6.84	9.91	1.24	538.9	58.6	14.4	12.3	31.159	29.223
	4 x 4.0	1.17	1.3	0.29	1.67	1.47	7.83	11.46	1.34	615.9	64.0	14.4	14.1	35.288	33.137
	6 x 2.8	0.79	0.8	0.24	1.29	1.09	7.66	10.46	1.55	569.6	67.8	21.6	13.2	34.336	32.137
	6 x 3.6	1.05	1.1	0.27	1.55	1.35	10.18	14.89	1.86	770.3	81.8	21.6	18.4	45.408	42.639
	8 x 3.6	1.05	1.1	0.27	1.55	1.35	13.52	19.86	2.48	1001.8	105.3	28.8	24.6	59.689	56.080
ⓑ	4 x 2.6	0.71	0.8	0.23	1.21	1.01	4.70	6.16	0.97	373.1	31.1	14.4	7.8	20.078	18.875
	4 x 2.9	0.81	0.9	0.25	1.31	1.11	5.40	7.17	1.05	412.8	49.2	14.4	9.0	24.304	22.944
	4 x 3.4	0.98	1.0	0.27	1.48	1.28	6.50	9.07	1.18	501.8	55.5	14.4	11.3	29.149	27.326
	6 x 2.6	0.71	0.8	0.23	1.21	1.01	6.99	9.26	1.45	532.7	62.4	21.6	11.8	31.428	29.394
	6 x 2.9	0.81	0.9	0.25	1.31	1.11	8.04	10.77	1.57	588.8	68.1	21.6	13.6	35.301	33.065
	6 x 3.4	0.98	1.0	0.27	1.48	1.28	9.67	13.62	1.78	716.8	77.8	21.6	16.9	42.498	39.886
	8 x 2.9	0.81	0.9	0.25	1.31	1.11	10.68	14.37	2.10	764.8	87.8	28.8	18.1	46.392	43.478
ⓒ	4 x 5.4	1.52	1.75	0.36	2.02	1.82	11.66	18.02	1.62	888.9	81.1	14.4	21.6	50.865	47951
	6 x 5.4	1.52	1.75	0.36	2.02	1.82	17.37	27.12	2.42	1222.7	112.7	21.6	32.5	73.537	69.410
	4 x 5.8	1.65	1.90	0.38	2.15	1.95	12.95	20.31	1.72	973.1	86.7	14.4	22.2	55.981	52.835
	6 x 5.8	1.65	1.90	0.38	2.15	1.95	19.30	30.57	1.72	1.393.3	120.3	21.6	32.5	81.216	76.735

PUENTE TIPO B

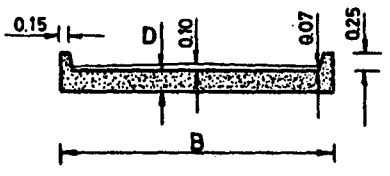
Fig. 2.2.1. b.



CORTE B-B



CORTE A-A



LIRCAY BAJO MATRIZ PENCAHUE

BxL	CANAL		DIMENSIONES								
	h_N	b	m	D	d	b_D	h_D	b_i	h_i	Z	P
4 x 8.1	2.5	2.5	0.0	0.25	0.2	3.0	2.8	3.0	2.8	0.6	0.4
6 x 8.1	2.5	2.5	0.0	0.25	0.2	3.0	2.8	3.0	2.8	0.6	0.4
4 x 6.9	2.0	2.3	0.0	0.23	0.2	2.5	2.3	2.5	2.3	0.6	0.4
4 x 7.15	2.06	2.4	0.0	0.23	0.2	2.56	2.36	2.56	2.36	1.2	0.4

CANTIDADES							COSTO $	
HORM.300	HORM.255	HORM.170	Fe. Kg.	MOLDAJE	RELLENO	Exc.	PRIVADO	SOCIAL
16.9	38.5	2.6	1.303	154.2	14.4	45.2	88.830	83.723
25.2	57.9	4.0	1.873	214.2	21.6	68.1	130.125	122.809
13.8	27.2	2.2	1.015	127.9	14.4	32.3	68.440	64.372
15.2	32.3	2.2	1.095	134.2	14.4	37.9	76.114	71.717

a) Anchos: Los anchos adoptados son los siguientes:

Camino Público principal:	8 m.
Camino público secundario:	6 m.
Camino vecinal:	4 m.
Camino privado:	4 m.

b) Luces: Se ha seguido el criterio de no alterar la forma del canal en la zona del puente de tal modo que la luz de cada uno de ellos es la que resulta de la forma geométrica del canal.

c) Apoyos: Se utilizarán apoyos gravitacionales con un perfil igual al talud del canal.

d) Losa: El ancho total de la losa será el indicado en la letra a) y se suprimirán los pasillos laterales; tampoco se considerará la colocación de barandas. En su lugar se consultan guardarruedas.

Con la aplicación de estos criterios generales se tiene como resultado que habrá dos tipos de obras: puentes con apoyos extremos únicamente y puentes con apoyos extremos y un apoyo intermedio. Las características principales se indican en las láminas denominadas Puentes Tipo A y Puentes Tipo B, adjuntas.

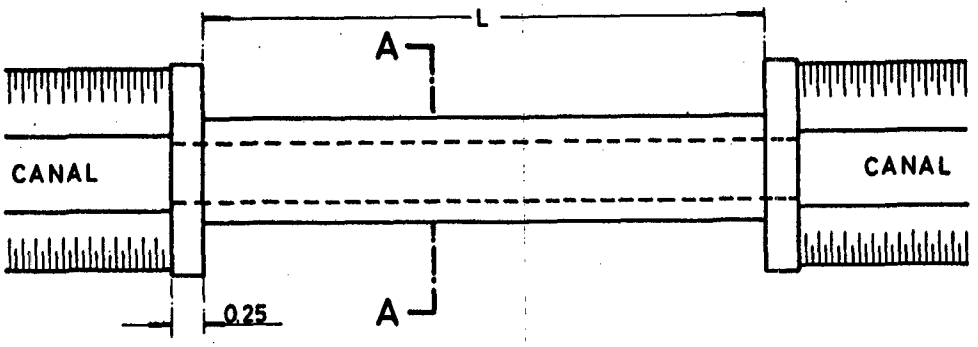
2.2.2 Alcantarillas

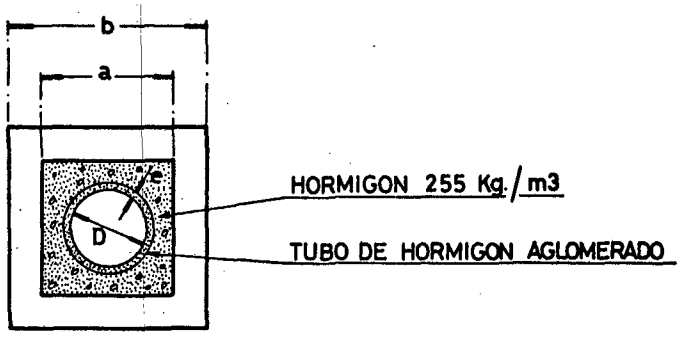
Se ha considerado que en los canales pequeños de distribución se utilizarán alcantarillas en lugar de puentes. El ancho de ellas serán los mismos que se especificaron para los puentes.

Estarán formadas por tubos de cemento comprimido tipo alcantarillado con un recubrimiento de hormigón simple de 10 cm. de espesor mínimo. En los extremos se colocarán guardarruedas.

PUENTE TIPO ALCANTARILLA

Fig. 2.2.2





CORTE A-A

DIMENSIONES (en mts)					CANTIDADES EN OBRAS				COSTO TUBERIA $	COSTO en $	
D	L	a	b	e	EXC.	RELL.	HORM. 255 kg/m3	MOLDAJE PLANO		PRIVADO	SOCIAL
0.30	4.00	0.50	0.75	0.033	3.5	2.2	0.81	4.5	590	1.920	1.810
0.40	4.00	0.60	0.75	0.040	4.6	2.7	1.14	5.5	823	2.581	2.444
0.40	6.00	0.60	0.75	0.040	6.9	4.1	1.55	8.2	1.239	3.739	3.536
0.50	4.00	0.72	0.90	0.050	5.8	3.2	1.55	6.4	1.009	3.254	3.088
0.50	6.00	0.72	0.90	0.050	8.7	4.8	2.12	9.6	1.513	4.709	4.465
0.60	4.00	0.92	1.42	0.058	7.4	4.0	2.60	7.4	1.339	4.634	4.426
0.60	6.00	0.92	1.42	0.058	11.1	6.1	3.61	11.2	2.008	6.723	6.413
0.60	8.00	0.92	1.42	0.058	14.8	8.1	4.62	14.9	2.678	8.798	8.389
0.80	6.00	1.15	2.15	0.080	15.0	6.9	5.90	13.9	3.985	11.029	10.623
0.80	8.00	1.15	2.15	0.080	19.8	9.2	7.36	18.4	5.314	14.264	13.733

2.2.3 Canoas para regueros

Este tipo de obras es de pequeña importancia y afecta únicamente a los canales matrices en la parte situada al oriente del río Claro. Se ha hecho un anteproyecto de obra para el cruce de dos tipos de canales de 0.100 y 0.250 m^3/s sobre el canal Bajo Lircay y sus resultados se han aplicado sin modificaciones al canal Pangue y al canal Matriz Pencahue. Dicho anteproyecto se incluye en la lámina adjunta Canoas.

2.2.4 Pasos de quebradas

Los pasos de quebradas que en este caso se ha supuesto que se colocarán bajo el canal, tienen por objeto evitar que ingresen a los canales las aguas de invierno de las quebradas que quedarán cortadas por ellos.

El gasto que puede producir cada una de las quebradas dependerá de la superficie total, de la intensidad de la lluvia considerada como crítica de las características topográficas derivadas de la diferencia de altura entre los puntos extremos de la hoya hidrográfica, de la forma, etc.

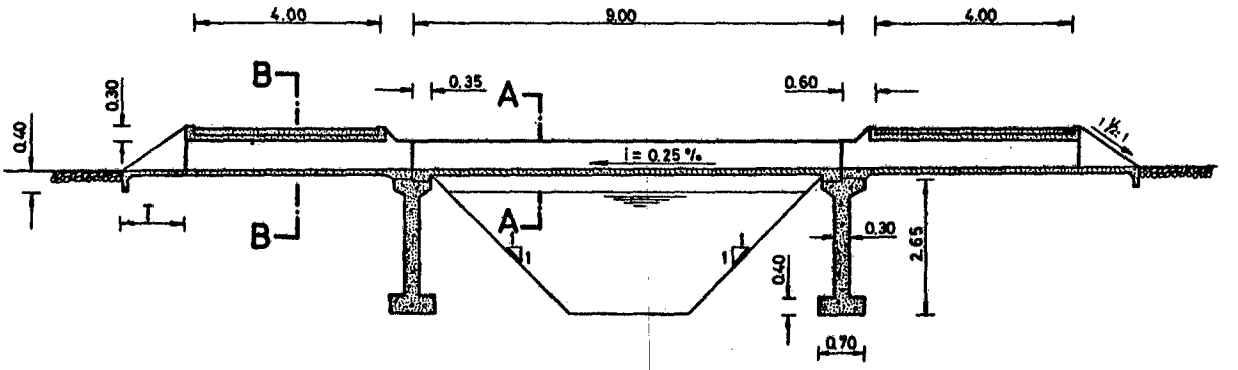
a) Cálculo de la avenida: Para el cálculo de la avenida probable de cada hoya hidrográfica se analizaron los métodos Kirpich, Reich, Quintana y Mockus (Ver Apéndice 3). De acuerdo con el estudio realizado, se eligió el método de Mockus como el más adecuado para ser usado en este caso.

La aplicación del método indicado exige la determinación de los parámetros que se indican a continuación:

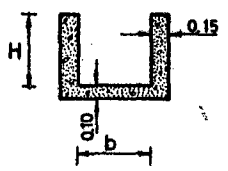
- Intensidad de lluvia en 24 horas que se ha tomado igual a 106 mm., 4.4 mm. como media horaria, que corresponde a un período de retorno de 25 años según la estadísti-

CANOAS

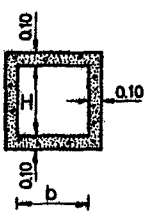
Fig. 2.2.3.



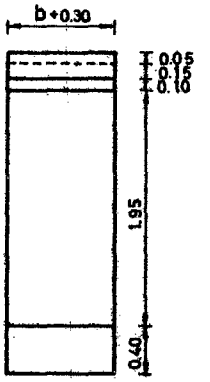
CORTE A-A



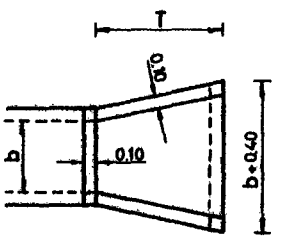
CORTE B-B



ELEVACION ESTRIBO



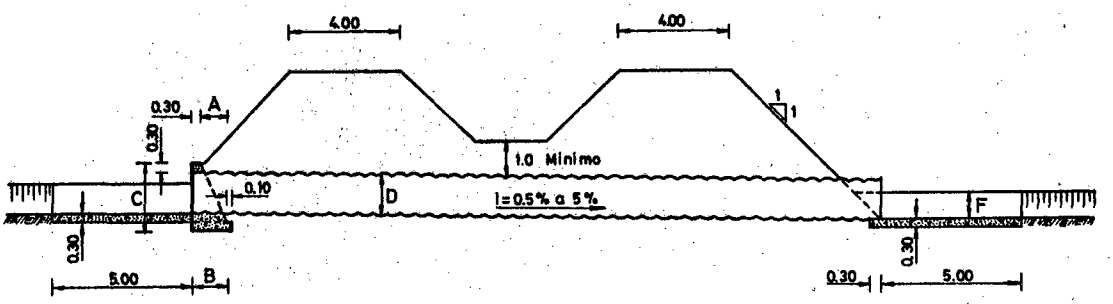
PLANTA TRANSICION

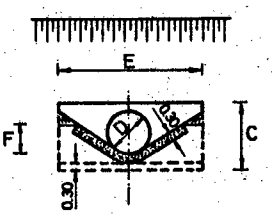


Q m³/s	DIMENSIONES H	b	T	CANTIDADES HORM. 300	FIERRO	MOLDAJE	COSTO $ SOCIAL	PRIVADO
0.25	0.6	0.6	1.35	7.6	409.1	108.4	23.242	25.478
0.10	0.4	0.4	1.05	5.5	319.4	77.2	17.041	18.661

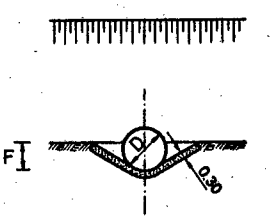
ALCANTARILLA DE TUBO CORRUGADO

Fig. 2.2.4.a.





ELEVACION ENTRADA

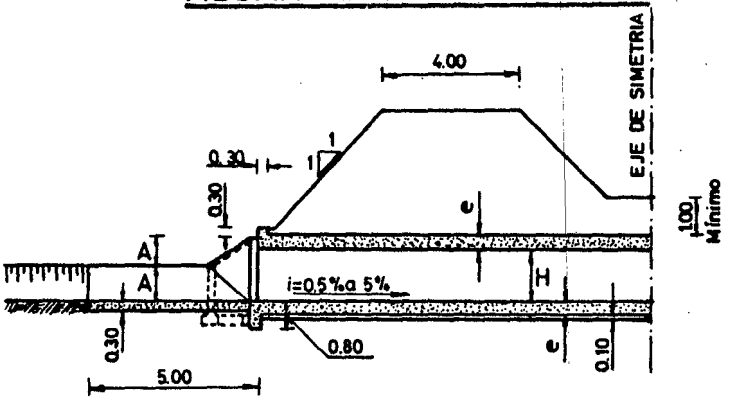


ELEVACION SALIDA

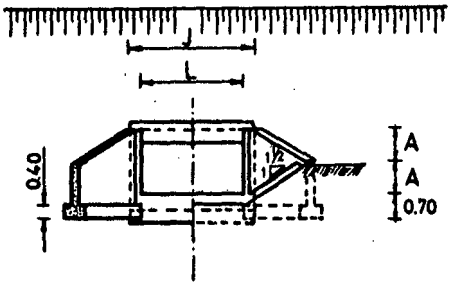
CAUDAL Q=M3/S		DIMENSIONES						CANTIDADES				MOLDAJE	COSTO $		COSTO $/M	
								TRANSICION	ALCANTARILLAS							
i = 0.5 %	i = 1.5 %	D	A	B	C	E	F	HORMIGON con polon	TUBO. Kg/m	PERNOS /m	PINTURA lt/m	m2	SOCIAL	PRIVADO	SOCIAL	PRIVADO
0.50	0.85	0.80	0.56	1.06	1.70	2.80	0.60	6.99	50	60	9	10.7	6.746	7.032	1.776,7	1.776,7
0.90	1.55	1.00	0.64	1.14	1.90	3.40	0.75	10.47	80	69	11	14.3	9.939	10.339	2.364,3	2.364,3
2.80	4.80	1.525	0.85	1.35	2.43	5.20	1.14	23.66	156	72	16	27.0	21.948	22.768	3.740,8	3.740,8
4.65	8.05	1.85	0.98	1.48	2.75	6.25	1.39	34.81	186	76	20	36.4	31.972	33.125	5.409,4	5.409,4

ALCANTARILLA DE CAJON

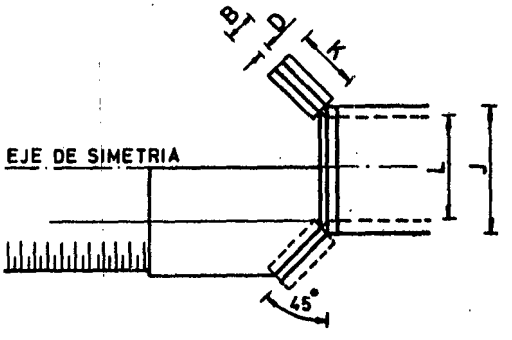
Fig. 2.2.4.b.



ELEVACION ENTRADA Y SALIDA



PLANTA



CAUDAL $m^3/seg.$		DIMENSIONES							
i = 0.5 %	i = 1.0 %	L	H	e	A	B	D	J	K
3.50	4.95	1.50	1.00	0.30	0.65	0.60	0.20	2.10	1.38
5.20	7.30	2.00	1.00	0.35	0.675	0.65	0.225	2.60	1.43
8.80	12.40	2.00	1.50	0.35	0.925	0.80	0.225	2.60	1.96
15.20	21.50	3.00	1.50	0.45	0.975	0.80	0.25	3.70	2.07
32.74	46.30	4.00	2.00	0.60	1.30	1.00	0.325	4.90	2.76

CANTIDADES											
TRANSICION			ALCANTARILLA			MOLDAJE		COSTO $		COSTO $/m.	
HORM.C m^3	FIERRO Kg.	HORM.bolón m^3	FIERRO kg/m	HORM.C m^3/m	HORM.X m^3/m	TRANS. m^2	ALC. m^2/m.	SOCIAL	PRIVADO	SOCIAL	PRIVADO
3.83	54	10.7	89.5	1.71	0.20	20.4	12.4	14.948	15.562	4.170	4.482
4.61	56	12.4	117.5	2.43	0.26	21.7	14.6	17.194	17.872	5.478	5.863
6.92	104	14.3	168.0	2.73	0.26	35.3	16.6	22.836	23.845	6.678	7.146
8.31	106	17.7	347.5	4.39	0.37	38.4	21.2	27.195	28.333	11.310	12.045
15.27	164	22.8	485.5	7.70	0.49	61.7	28.2	40.716	42.478	17.057	18.086

ca pluviométrica de Talca.

- Características de la hoya hidrográfica en cuanto a superficie, diferencia de niveles entre el punto más alto y el punto de desagüe y longitud del recorrido de la partícula más alejada, los cuales fueron obtenidos de las hojas en escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Militar.

Los resultados que se obtuvieron para cada una de las hoyas hidrográficas se indicarán de acuerdo con el canal que sea afectado por ellas.

b) Obras recomendadas: Las obras que se utilizarán para los pasos de quebrada se obtuvieron del Album de Obras Tipo de la Dirección de Vialidad, láminas 2.01 a 2.05 y láminas 2.21 a 2.42.

La primera serie de láminas se refiere a los pasos de quebrada con tubos corrugados fierro y la segunda a pasos de quebrada con cajones de hormigón armado. La elección de uno u otro tipo de obra para cada caso específico, depende del gasto de avenida de la quebrada. La capacidad de evacuación se calculará con la velocidad que resulte de las características geométricas de la sección y de la pendiente longitudinal. La altura de aguas para los cálculos de capacidad se ha supuesto igual al 84% del diámetro en el caso de los tubos corrugados y al 90% de la altura en el caso de los cajones de hormigón armado.

Las características generales de los dos tipos de pasos de quebrada se indican en las láminas Alcantarilla de Tubo Corrugado y Alcantarilla de Cajón.

2.2.5 Descargas parciales

De acuerdo con las Especificaciones Técnicas para

el Proyecto de Canales de la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas, debe colocarse una descarga parcial cada cinco kilómetros de canal. El objeto de estas obras es evacuar las aguas lluvias que accedan al cauce en los tramos situados entre pasos de quebradas. Se ha supuesto que estas obras estarán ubicadas en o muy próximas a una quebrada, de tal modo que se ha estimado que el cauce de salida artificial correspondiente a cada una de ellas será de corta longitud.

Se hizo un diseño tipo que aparece en el plano Descargas Parciales que está basado en los diseños de obras análogas que utilizan corrientemente la Dirección de Riego.

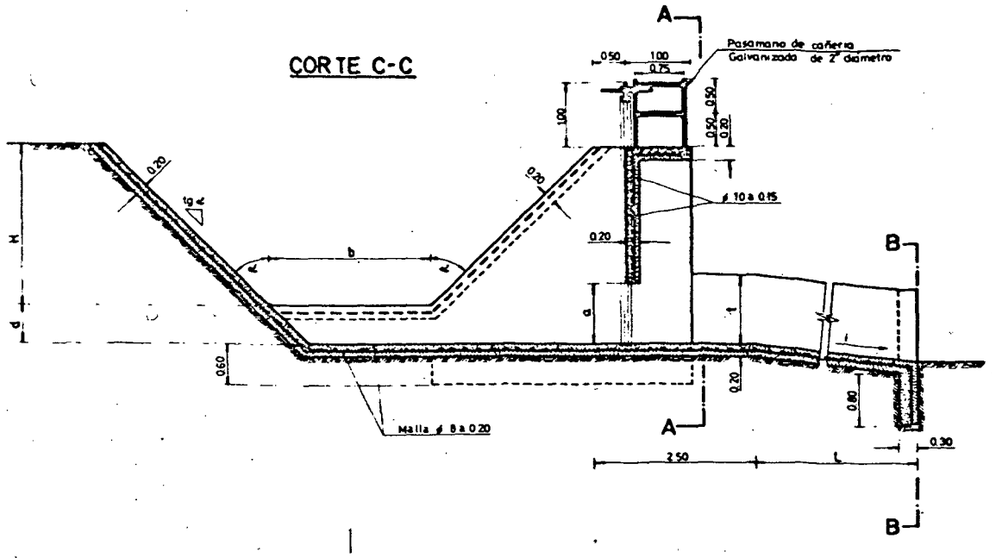
En dicho plano se indican en forma paramétrica las principales características de la obra que permiten determinar las cubicaciones a partir de la geometría de la sección del canal y de los gastos relativos. También se incluye un cuadro con las descargas parciales ubicadas según el kilometraje de cada canal y que comprende también las que pertenecen a los canales de distribución dentro del valle de Pencahue. En él aparecen las cubicaciones de cada descarga.

2.3 Canal Bajo Lircay (Ref. Lámina AN8-K-2.3)

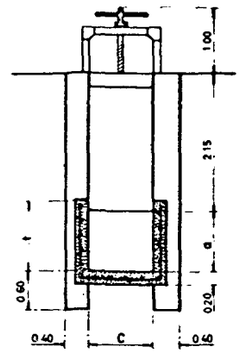
El canal Bajo Lircay nace del río Lircay a más o menos 600 m. aguas abajo de la desembocadura de la Quebrada Arenas. Tiene una longitud de 9.300 kms. entre la bocatoma y su unión con el canal Pangue. A continuación se analizarán separadamente los distintos elementos que conforman el canal y que son:

a) Cauce

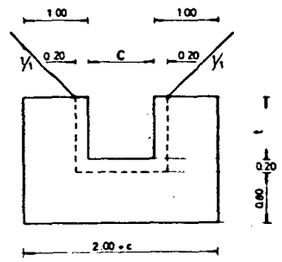
CORTE C-C



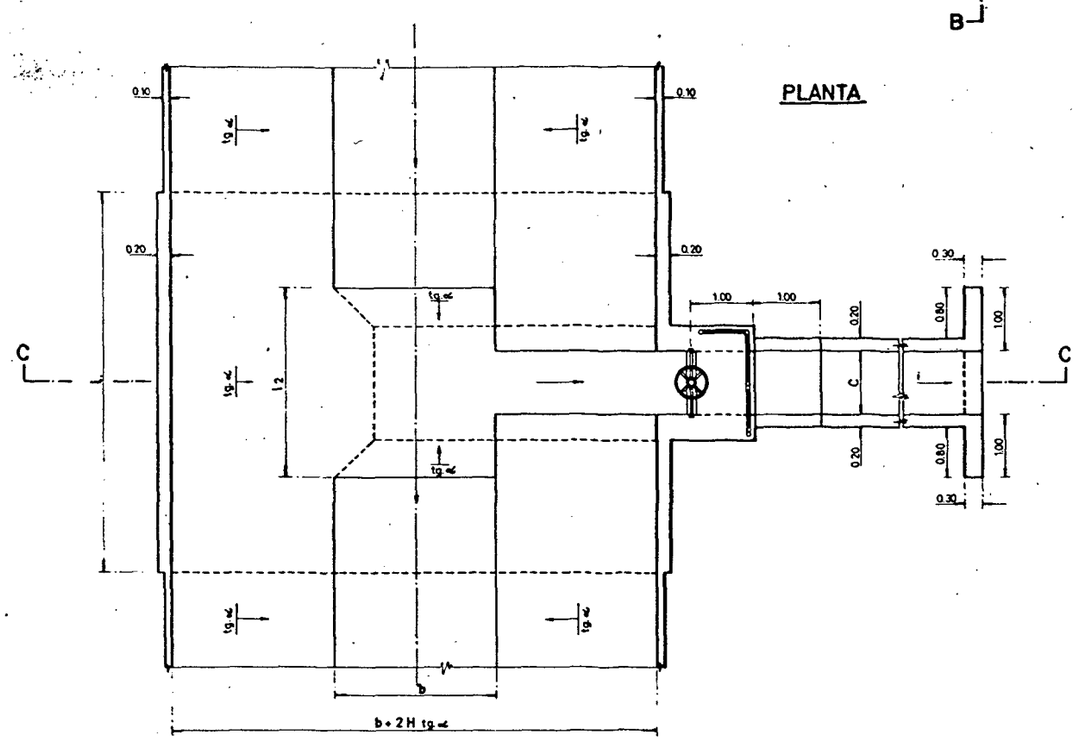
CORTE y VISTA A-A



VISTA B-B



PLANTA



				DIMENSIONES											CUBICACIONES					
Q_T	q_s	CANAL	Km.	b	H	tg∝	d	a	c	l_1	l_2	t	L		EXC.	RELL.	HORM.C	Fe	MOLD.	COMP.
m³/s	m³/s			(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		(m³)	(m³)	(m³)	(Kgs)	(m²)	(m²)
				CANALES MATRICES																
9.5	2.40	BAJO LIRCAY	6.5	1.90	1.90	1.0	1.20	1.00	1.20	8.00	4.00	1.20	100		350	140.0	150.0	6.000	120.0	1.20
3.5	1.00	PANGUE	3.9	1.75	1.75	1.0	0.60	0.80	0.60	6.00	3.00	0.80	30		100	80.0	35.0	1.500	80.0	0.50
12.4	3.10	MATRIZ PENCAHUE	9.2	2.72	2.72	1.0	1.50	1.30	1.20	10.0	5.00	1.30	10		60	50.0	50.0	2.200	80.0	1.60
12.4	3.10	" "	17.9	2.72	2.72	1.0	1.50	1.30	1.20	10.0	5.00	1.30	50		200	85.0	85.0	3.600	120.0	1.60
				CANALES DE DISTRIBUCION																
2.75	1.94	ORIENTE	5.0	2.82	2.82	1.0	1.50	1.00	1.00	10.0	5.00	1.00	10.0		348	108.0	57.7	2.308	198.8	1.00
7.35	1.84	"	10.0	2.92	2.92	1.3	1.60	1.00	0.90	11.0	6.00	1.00	10.0		463.9	146.9	64.3	2.573	221.2	0.90
7.35	1.84	"	15.0	2.75	2.75	1.0	1.50	1.00	0.90	10.0	5.00	1.00	10.0		333.6	106.3	55.9	2.237	194.0	0.90
7.35	1.84	"	20.0	2.75	2.75	1.0	1.50	1.00	0.90	10.0	5.00	1.00	10.0		333.6	106.3	55.9	2.237	194.0	0.90
5.10	1.28	"	25.0	2.29	2.29	1.0	1.20	0.80	0.80	8.0	4.00	0.80	10.0		221.1	87.3	39.2	1.569	134.0	0.64
4.50	1.13	"	30.0	1.73	1.73	1.0	0.80	0.80	0.80	6.0	3.00	0.80	10.0		119.6	63.3	25.8	1.031	87.4	0.64
4.50	1.13	"	35.0	1.72	1.72	1.3	0.80	0.80	0.80	6.0	3.00	0.80	10.0		147.6	84.0	26.2	1.047	87.1	0.64
1.36	0.34	"	40.0	1.29	1.29	1.0	0.60	0.60	0.60	5.0	2.50	0.60	10.0		66.4	47.3	17.5	702	60.5	0.36
1.36	0.34	"	45.0	1.29	1.29	1.0	0.60	0.60	0.60	5.0	2.50	0.60	10.0		66.4	47.3	17.5	702	60.5	0.36
1.36	0.34	"	50.0	1.29	1.29	1.0	0.60	0.60	0.60	5.0	2.50	0.60	10.0		66.4	47.3	17.5	702	60.5	0.36
0.80	0.20	"	55.0	1.06	1.06	1.3	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		64.3	55.3	14.6	586	51.0	0.36
0.70	0.18	"	60.0	0.93	0.93	1.0	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		46.0	38.3	13.4	535	48.3	0.36
0.60	0.15	"	65.0	0.86	0.86	1.0	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		84.2	34.5	11.6	465	47.8	0.36
2.50	0.63	PONIENTE	5.0	1.60	1.60	1.0	0.70	0.70	0.70	6.0	3.00	0.70	10.0		98.22	57.5	23.3	931	78.9	0.49
0.60	0.15	LAS TIZAS	5.0	0.60	0.60	1.0	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		31.4	30.0	10.9	437	41.6	0.80
1.00	1.00	LAS CHILCAS	5.4	1.05	1.05	1.0	0.80	1.00	1.00	10.0	5.00	0.50	160.0		231.3	46.2	86.98	2.120	442.5	1.00
0.80	0.20	MATANCILLA	5.25	0.80	0.80	1.33	0.60	0.60	0.60	3.0	1.50	0.60	10.0		112.2	46.7	12.2	487	48.7	0.36
0.80	0.20	"	9.95	0.86	0.86	1.33	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		118.7	48.7	13.3	530	53.4	0.36
0.40	0.10	"	15.15	0.57	0.57	1.33	0.60	0.60	0.60	2.0	1.00	0.60	10.0		91.2	39.0	10.3	413	42.1	0.36
1.20	0.30	BOTALCURA	5.0	1.11	1.11	1.0	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		108.0	42.8	14.5	577	58.4	0.36
1.10	0.28	"	10.2	1.16	1.16	1.0	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		111.5	44.0	14.8	590	59.6	0.36
0.60	0.15	"	15.0	0.86	0.86	1.0	0.60	0.60	0.60	4.0	2.00	0.60	10.0		90.8	36.5	12.8	511	52.8	0.36
0.50	0.13	"	20.0	0.78	0.78	1.0	0.60	0.60	0.60	3.0	1.50	0.60	10.0		84.2	34.5	11.6	465	47.8	0.36

RADIER CANAL MATRIZ = $0.20 \times (l_2 - l_1) \times b$

PAREDES CANAL MATRIZ = $0.20 \times \frac{H}{\cos \alpha} (2 l_1 - c)$

CANAL DE EVACUACION = $\frac{d}{\cos \alpha} (2b + l_2) \times 0.20$

RADIER = $0.20 \times \left[2 \left(b - d \, tg \alpha \right) \times \left(l_2 - d \, tg \alpha \right) + c \left(H \, tg \alpha + 2.50 + L \right) \right]$

MUROS COMPUERTA = $0.8 \left[1.50 \left(H + d + 0.60 \right) + \frac{H + 2d + 1.20}{2} \left(H \, tg \alpha + 2.50 \right) \right]$

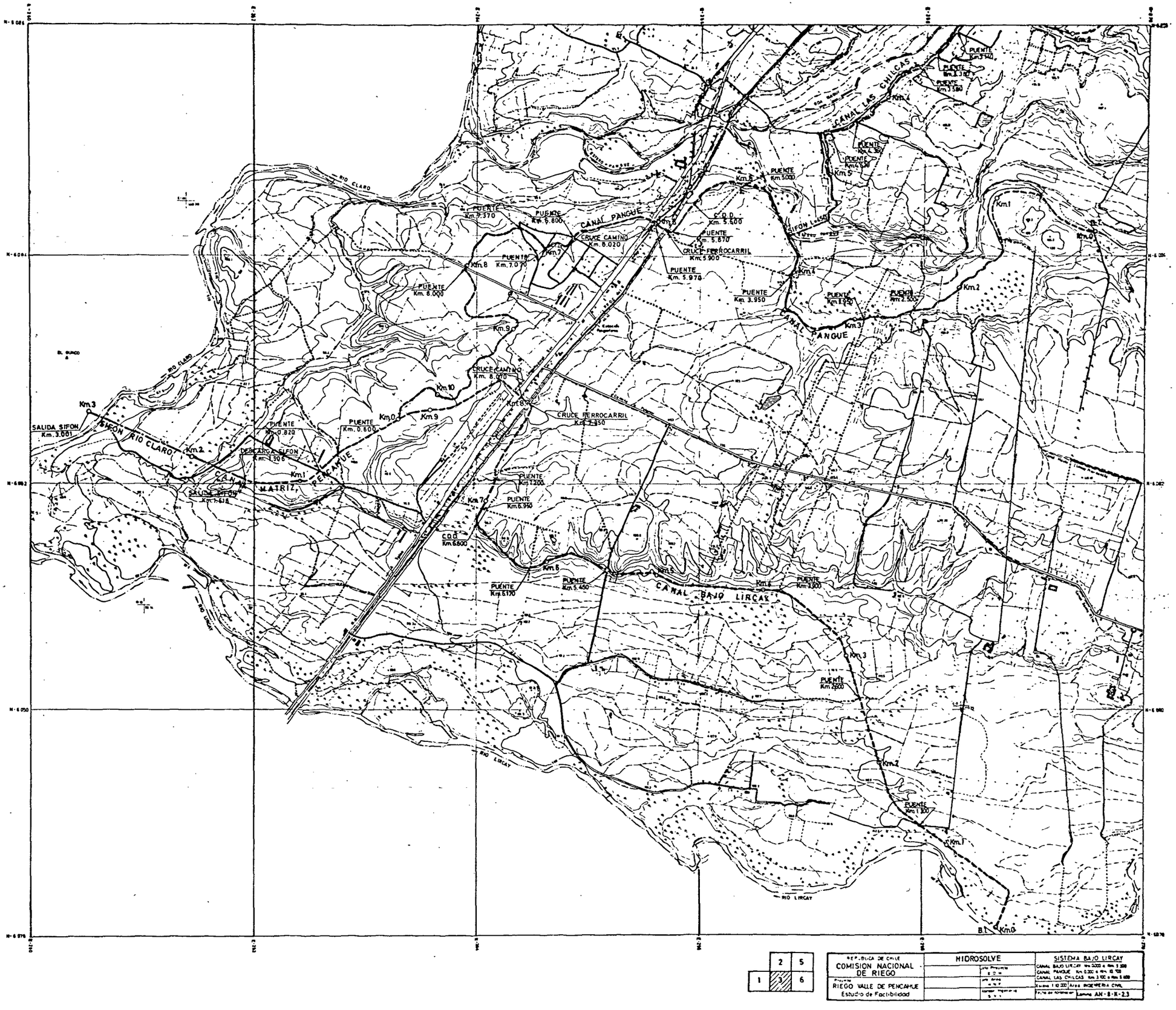
PANTALLA = $\left[0.20 \left(H - a \right) + 0.16 \right] \times c$

ZARPA = $\left(1.6 \, t + 0.8 \, c + 1.92 \right) \times 0.34$

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE
Jefe Proyecto: E D M
Jefe Area H N F
Asesor Ingeniería S.V.V

SISTEMA BAJO LIRCAY
PLANO TIPO
DESCARGAS PARCIALES
Escala 1:50 | Area: INGENIERIA CIVIL
Fecha de Aprobación | Lámina AN 8-K-2.2.5



REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY CANAL BAJO LIRCAY Km 0.000 a Km 3.200 CANAL PANGUE Km 0.000 a Km 10.706 CANAL LAS CHILCAS Km 0.000 a Km 5.600
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.H. Jefe Area Dibujo Revisó Ingeniero	Numero 1 al 20 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de terminación Lamina AN-8-R-2.3

b) Bocatoma
c) Cruce de la línea férrea
d) Cruce del Camino Longitudinal Sur
e) Juego de compuertas en la unión con el Canal Pangue
f) Obras de arte menores.

2.3.1 Cauce

El trazado del canal Bajo Lircay, al igual que todos los otros canales que conforman el sistema de riego, fue estudiado en los planos de la zona que para este efecto fueron proporcionados por la Dirección de Riego. Dichos planos se obtuvieron por restitución aerofotogramétrica y están presentados en escala 1:10.000 con curvas de nivel cada 2.50 m. Utilizan el sistema de coordenadas y de cotas del Instituto Geográfico Militar.

Los planos recibidos resultaron insuficientes para definir adecuadamente el trazado del canal Bajo Lircay en la zona de Panguilemu y la ubicación de la cámara de entrada del sifón Claro, este último perteneciente al canal Matriz Pencahue. Por este motivo se realizó un levantamiento taquimétrico especial de ese sector en escala 1:2.000 con curvas de nivel cada metro.

Sobre dicho plano se hizo un estudio de dos alternativas de trazado para cruzar la zona de Panguilemu:

- Alternativa 1 o Trazado Sur: Tiene una longitud de 1.20Km. e incluye las siguientes obras de arte: sifón en la línea férrea, puente en el camino Longitudinal Sur y un acueducto abovedado de 200 m. de lar-

go en el aeródromo de Panguilemu. Además comprende un terraplén de 200 m. de longitud y 3.30 m. de altura máxima.

- Alternativa 2 o Trazado Norte: Pasa inmediatamente al norte del aeródromo de Panguilemu. Tiene una longitud de 2.5kms. e incluye un corte de 4m. de altura máxima aproximada. Las obras de arte incluídas son: una alcantarilla del tipo cajón para el cruce de la línea férrea y otra semejante para el camino Longitudinal Sur.

La comparación económica entre ambas dió un menor costo para la Alternativa 2 o Trazado Norte del orden del 6%. En si misma la diferencia no es significativa, considerando el detalle con que se han efectuado los cálculos de costos, pero que agregada a las ventajas operativas del trazado, aconsejan adoptar la solución más adecuada al nivel de anteproyecto. Las ventajas a que se alude son cruzar la línea férrea por alcantarilla en lugar de sifón y evitar el paso por el interior del recinto del aeródromo de Panguilemu, ya que esto último podría significar dificultades en el futuro.

Se pueden distinguir en el canal Bajo Lircay los siguientes tramos bien diferenciados:

AERODROMO PANGUILEMO

CANAL BAJO LIRCAY

CANAL PANGUE

CANAL MATRIZ PENCAHUE

TRAZADO ADOPTADO

ALTERNATIVA NORTE

ALTERNATIVA SUR

FERROCARRIL

CAMINO LONGITUDINAL SUR

A TALCA

A SAN RAFAEL

CAMINO

LINEA TELEFONO

LINEA ALTA TENSION

GALLINERO

N.M.

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

HIDROSOLVE

CANAL MATRIZ BAJO LIRCAY
ZONA DE PANGUILEMO
ESTUDIOS ALTERNATIVAS NORTE Y SUR

Proyecto: RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

Escala 1:2000 | Area INGENIERIA CIVIL

Lámina AN 8-H 2.31

CANAL MATRIZ PENCAHUE

CAMINO

GALLINERO

N.M

Comienzo sifón herrajón
Km 10.519,00

Comienzo normal entrega sifón
Km 10.561,00

SIFON RIO CLARO

Fin sifón Río Claro
Km 11.974,49

Fin tramo acero L = 361,89

Principio tubo de acero
Km 11.836,78

RIO CLARO

Fin tramo de salida
Km 12.045

CAMINO

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

SISTEMA BAJO LIRCAY
ZONA DE PANGUILEMO
CANAL MATRIZ PENCAHU

Escala 1:2.000 Año NOVIEMBRE D

Lámina AN-8-X-2

a) Km. 0.000 a Km. 0.300: En este tramo el canal cruza la terraza aluvial baja del río Lircay, la cual se inunda durante las avenidas de invierno, según lo demuestra el cálculo del eje hidráulico del río y lo confirman las informaciones de los habitantes del lugar. En esta parte la terraza no se encuentra cultivada y presenta una abundante vegetación formada por arbustos propios de las islas de río, matorrales de zarzamora y bosques artificiales plantados para servir de defensa de los terrenos, frente a posibles erosiones provocadas por las avenidas. Se puede esperar una fuerte subpresión debido a la napa freática permanente y a la provocada por el nivel de inundación.

Para este sector se ha proyectado un acueducto abovedado de sección rectangular de las siguientes características:

Gasto	9.000 m^3/s
Pendiente	0,0012
Rugosidad	0.014
Ancho basal	2,50 m.
Altura normal	1,80 m.
Altura total del acueducto	2,20 m.
Velocidad	2,00 m/s.

Para contrarrestar la subpresión debida a la napa freática y a las avenidas, se colocará sobre el acueducto un relleno estabilizador de hormigón pobre con bolón desplazador.

b) Km. 0.300 al Km. 4.300: El trazado del canal se encuentra en la terraza aluvial alta del río Lircay, fuera de la influencia de las inundaciones invernales, pero aún con napa freática cerca de la superficie. El terreno está constituído por material aluvial con una

capa superficial de limos arenosos de profundidad variable. Se ha proyectado la construcción de una sección trapecial sin revestimiento de las siguientes características:

Gasto	9.000 m^3/s
Pendiente	0,000526
Rugosidad	0,025
Taludes	1/1
Ancho basal	2,40 m.
Altura normal	2,06 m.
Velocidad	0,98 m/s

Además llevará un camino de borde de 4 m. de ancho que se formará con las excavaciones de la cuneta. Dicho camino estará situado en el costado izquierdo del canal mirando hacia aguas abajo.

c) Km. 4.300 al Km. 7.800: El canal se desarrolla por la ladera de la terraza alta remanente de origen fluvio-glacial que está constituída por una capa superficial de limo arcillosa que descansa sobre un substratum de arenisca cementada dura en seco, pero fácilmente erosionable cuando se humedece. Para este sector se ha proyectado un canal revestido de las siguientes características:

Gasto	9.000 m^3/s
Pendiente	0,000556
Rugosidad	0,014
Taludes	1/1
Ancho basal	2,00 m.
Altura normal	1,77 m.
Revancha revestida	0,30 m.
Velocidad	1,54 m/s

No se ha estimado necesario berma por el costado de la ladera debido a que su pendiente transversal es baja, del orden del 15%. Por el costado del valle se formará un camino de 4 m. de ancho con el material proveniente de las excavaciones de la cuneta. En caso que esta última no proporcione un buen material estabilizador para la carpeta de rodado, deberá colocarse una capa de ripio de 3 m. de ancho y 0,15 m. de espesor.

d) Km. 7.800 al Km. 9.300: En este sector el canal llevará cortes que alcanzan hasta 4.00 m. de sobreexcavación. La naturaleza del terreno es análoga a la indicada para el tramo anterior. La cuneta tendrá una revancha neta de 0.50 m. y llevará a ambos costados una berma de 1.50 m. de ancho. La cuneta será revestida con una revancha con hormigón de 0,10 m. de espesor de revestimiento de 0,30 m. Las características de la sección son las siguientes:

Gasto	9.000 m^3/s
Pendiente	0,000556
Rugosidad	0,014
Taludes	3/4
Ancho de fondo	1,90 m.
Altura normal	1,66 m.
Velocidad	1,54 m/s

2.3.2 Bocatoma (Ref. Lámina AN8-K-2.3.2)

De acuerdo con lo que se indicó anteriormente, la bocatoma estará ubicada en el río Lircay alrededor de 600 m. aguas abajo de su confluencia con la Quebrada Arenas. Para estudiar el anteproyecto de la bocatoma se realizó un levantamiento taquimétrico de la zona tanto de las riberas norte y sur como del fondo del río que en

algunas partes resultó de observación difícil debido a la profundidad de aguas.

A partir del plano taquimétrico se hizo un estudio para trazar el eje hidráulico del río Lircay en avenidas con diferentes períodos de retorno.

Para el proyecto de la bocatoma se analizará la respuesta de ésta para las avenidas de 20 años y de 100 años con gastos de 1.300 y 1.725 m^3/s.

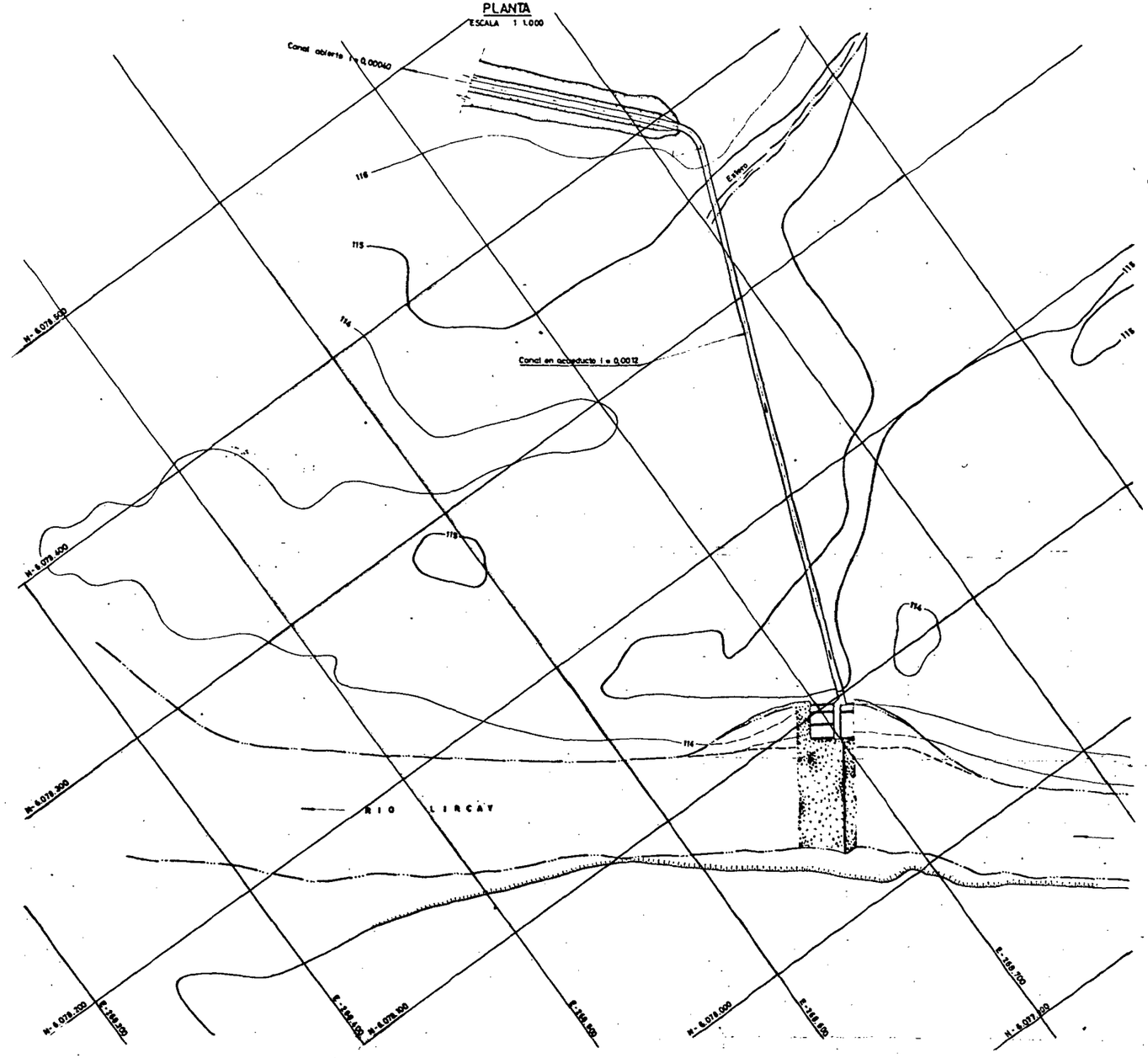
Para el proyecto de la barrera deben tenerse en cuenta las siguientes características de funcionamiento y de cotas:

- La obra debe estar en condiciones de captar la totalidad del gasto del río en estiaje;
- La cota del Bernouilli en el Km. 0.000 del Canal Bajo Lircay es la 113.60;
- La cota de radier en el Km. 0.000 del Canal Bajo Lircay es la 111.60;
- La cota de radier del río Lircay en la zona de bocatoma es la 111.00;
- La pendiente longitudinal del río Lircay es 0,0022.

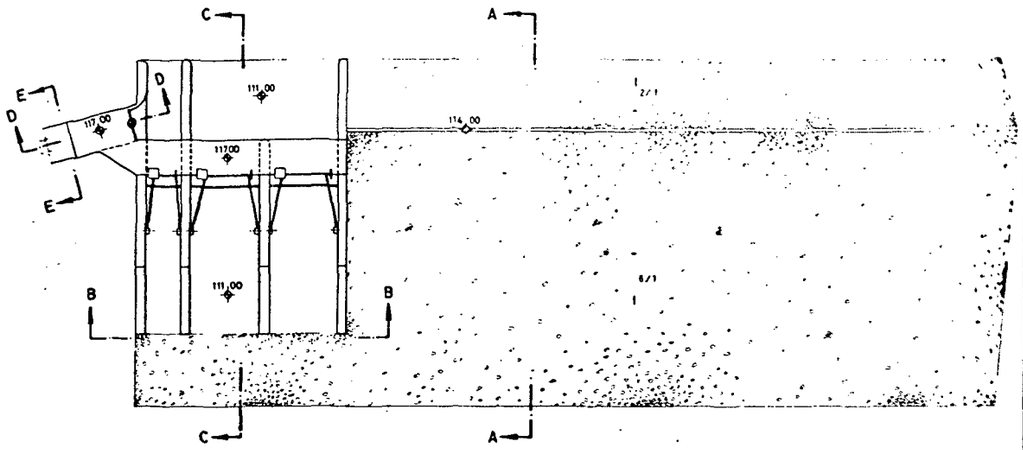
Las obras estarán formadas por una barrera de 60 m. de longitud que corta totalmente el cauce del río Lircay con tres compuertas reguladoras colocadas junto a la ribera norte.

a) Compuertas reguladoras: Son dos compuertas de sector de 6 m. de ancho cada uno y otra también de sector de 3 m. de ancho, dando en total un ancho en compuertas de 15 m. Las dos primeras actuarán como controladoras de gasto en tanto que la última se utilizará para desripiar.

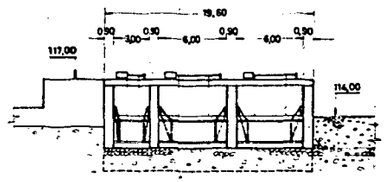
PLANTA
ESCALA 1 1.000



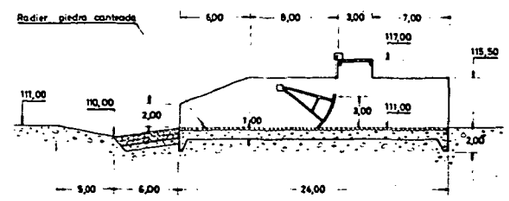
PLANTA
ESCALA 1 200



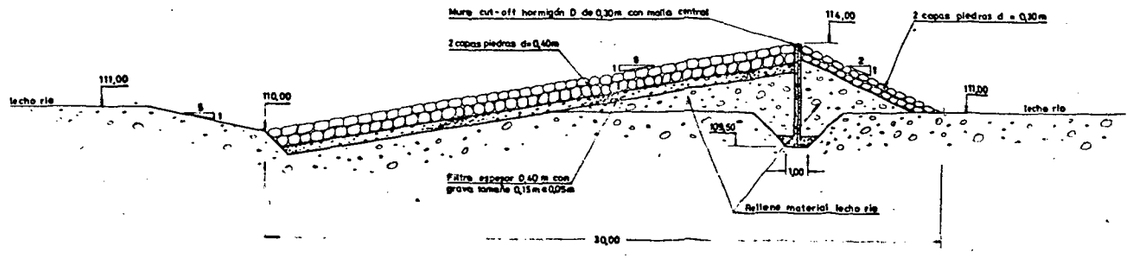
SECCION B - B
ESCALA 1:200



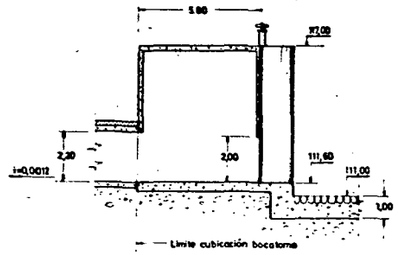
SECCION C - C
ESCALA 1:200



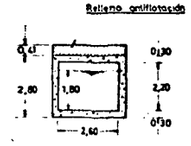
SECCION A - A
ESCALA 1:100



SECCION D - D
ESCALA 1:100



SECCION E - E
ESCALA 1:100



MATERIALES

Hormigónes Calidad D
Acero en barras A 63 - 42 H

CUBICACION BOCATOMA LIRCAY

1 - Excavaciones	6 050	m³
2 - Filtro	869	m³
3 - Relleno lecho río	1 090	m³
4 - Piedras d = 0,40 m	1 217	m³
5 - Piedras d = 0,30 m	235	m³
6 - Radier piedra canteada	366	m²
7 - Hormigón calidad D	928	m³
8 - Acero A 63 - 42 H	46 400	kgs
9 - Compuerta vert. 2,50 x 2,00 y mecanismo	1	u
10 - Compuerta de sector 6,00 x 3,00 y mecanismos	2	u
11 - Compuerta de sector 3,00 3,00 y mecanismo	1	u

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE

Jefe Proyecto E.D.M
Jefe Area H.M.F
Asesor Ingeniería S.V.V

SISTEMA BAJO LIRCAY
CANAL BAJO LIRCAY
BOCATOMA

Escala
Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de aprobación
Carpeta AN 8 K-232

b) Compuerta de admisión: La admisión al canal se hará mediante una compuerta plana de 2,50 m. de ancho y 2,20 m. de altura.

c) Barrera en el río: La barrera en el río será del tipo enrocado con un muro llave de hormigón armado con fundación a la cota 109,50. A su vez la cota del umbral de la barrera será la 114,00. Los taludes son 6:1 hacia aguas abajo y 2/1. El enrocado estará formado por capas de piedra gruesa cuyo peso se calculará más adelante. Bajo el enrocado se colocará un filtro de separación con el relleno final de material fluvial corriente.

d) Gasto que puede evacuar la bocatoma con cota en el río de 115: La cota indicada es la máxima que pueden alcanzar las aguas sin comenzar a ocupar la ribera norte.

Para un ancho total de 15 m. de compuertas con cota de fondo de 111.00 se tiene:

$$B_c = 115 - 111 = 4{,}00 \text{ m.} \qquad h_c = 2{,}66 \text{ m.}$$

$$Q_c = 15 \times 2{,}66 \sqrt{9{,}8 \times 2{,}66} = 203 \text{ m}^3/\text{s.}$$

La barrera tiene un ancho de 60 m. con una cota de cresta de 114.

$$B_c = 115 - 114 = 1{,}0 \text{ m.} \qquad h_c = 0{,}66 \text{ m.}$$

$$Q_c = 60 \times 0{,}66 \sqrt{9{,}8 \times 0{,}66} = 102 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\sum Q_c = 305 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto de 305 m^3/s corresponde a la crece de período de retorno anual, y el eje hidráulico en el río aguas abajo es 114,00.

e) Enrocado: Se dimensionará el enrocado del talud para el gasto de 305 m^3/s pues para gastos mayores el ancho del río aumenta enormemente y la bocatoma queda sumergida, con velocidades sobre ella semejantes que si esta no existiera. El gasto máximo unitario de diseño es $q = 102/60 = 1,70\ m^3/s/m$.

Adoptando un talud de aguas abajo de 6/1 y un tamaño de enrocado d = 0,40, se hará una verificación de acuerdo con el criterio Hartung-Scheuerlein (1).

De la figura 4 de la obra citada se deduce que, con las características que se han supuesto para el enrocado de la bocatoma, la velocidad máxima que puede soportar la obra es 1,80 m/s que es superior a la ya calculada de 1,70 m/s.

La velocidad máxima V_m es igual a $D \times y_m \times V_c$.

Según la figura citada, dichos factores tienen los siguientes valores respectivamente:

Para la crece de período 100 años, con una cota en río de 117 y $Q = 1.725\ m^3/s$, en que la barrera queda sumergida 3 m., las fuerzas tractivas sobre material de fondo determinan un diámetro crítico de acorazamiento d_c

$$d_c \geqslant 10\ HJ \qquad H = 6\ m \qquad J = 0,0022$$

$$d_c \geqslant 0,132\ m.$$

El material del lecho presenta un 60% de tamaños en lecho mayor que d_c (2), de modo que el acorazamiento se produce con una socavación de algunos centímetros solamente.

---

(1) "Design of overflow rock-fill dams". 10º Congreso de Grandes Presas - Montreal, 1970.
(2) Observaciones realizadas en terreno en el lecho del río.

2.3.3 Cruce de la línea férrea

El canal cruza la línea férrea del Ferrocarril Longitudinal en el Km. 7.650. En este sector el canal va en corte de 4 m. de altura.

Se ha proyectado una obra de tipo cajón con una sección transversal de la misma superficie del canal que la antecede y sucede. La obra tendrá una longitud de 15 m., un ancho de 3,50 m. y una altura total de 2,10 m. Se la ha proyectado con hormigón armado "E" con acero A63-42. El ancho del hormigón resulta igual a 0,40 m. con una cuantía promedio de armaduras de 125 Kg. de acero por m^3 de hormigón.

2.3.4 Cruce del Camino Longitudinal Sur

El canal cruza al Camino Longitudinal en el Km. 8.070, sector en el cual la altura de corte del canal es igual a 4,60.

Se ha proyectado una obra de tipo cajón análoga a la descrita en el párrafo anterior. Se ha considerado construir una obra que abarque al mismo tiempo la futura segunda calzada de dicho camino con una longitud total de 30 m.

Resulta un ancho de la sección de hormigón igual a 0,35 con una cuantía promedio de armaduras de 110 Kgs. de acero por m^3 de hormigón.

2.3.5 Unión con el canal Pangue (Ref.Lámina AN-8-2.3.5)

En la unión de los canales Bajo Lircay y Pangue se construirá una obra que permita el funcionamiento separado de cada uno de ellos, de tal manera que el otro pueda ser aislado totalmente sin interferir con el funcionamiento del primero. Al mismo tiempo, deberá per-

mitir controlar el gasto con que cada uno de los canales colaborará en el gasto del canal Matriz Pencahue. Está ubicada en el Km. 9.300 del Canal Bajo Lircay y en el Km. 10.700 del canal Pangue. Marca al mismo tiempo el final de estos dos canales y el comienzo del Matriz Pencahue, del tal manera que corresponde al Km. 0.000 de este último.

2.3.6 Obras de arte menores

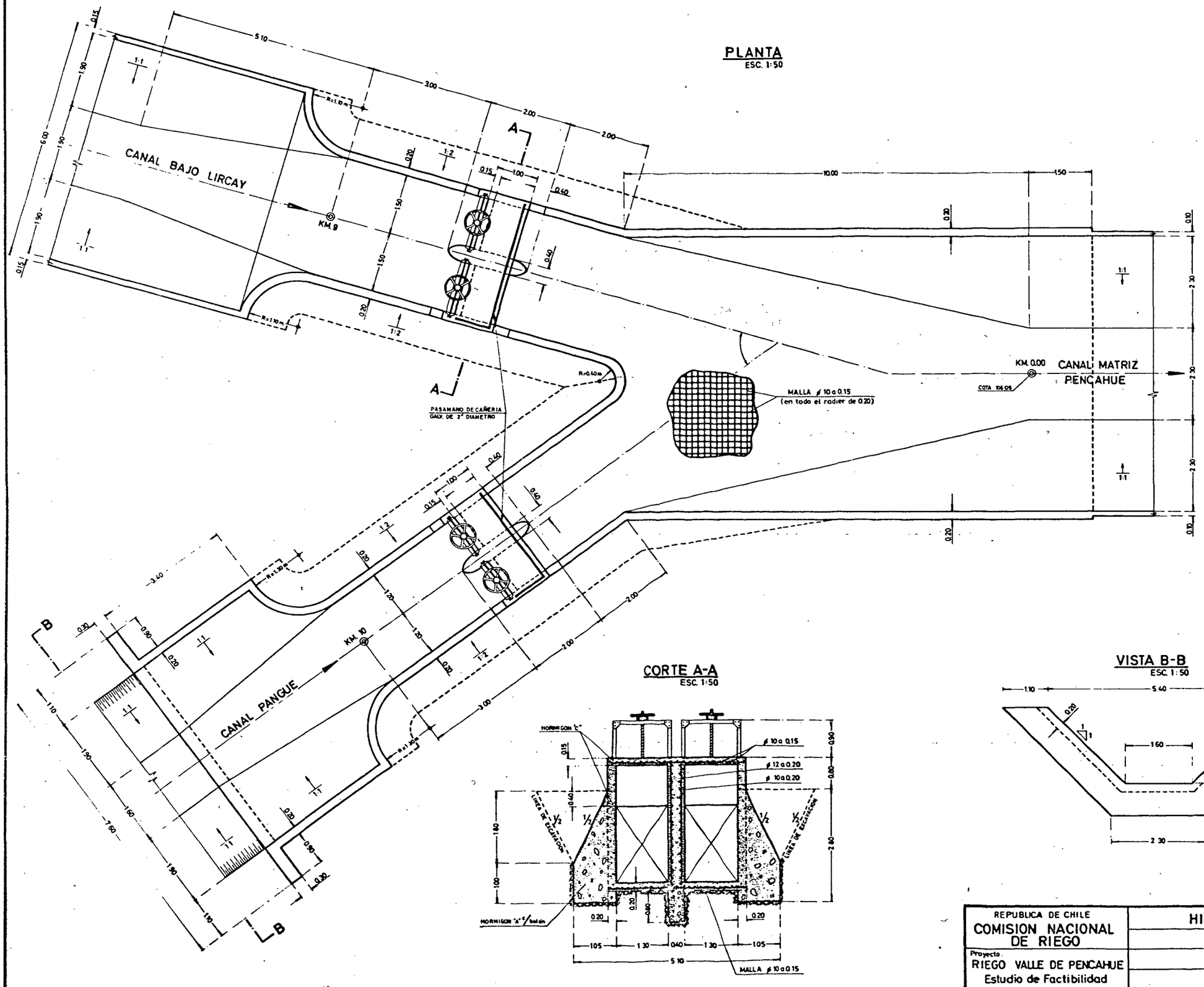
a) Puentes: Los puentes que se indicarán corresponden a los que será necesario construir en los caminos públicos, vecinales y privados actualmente en servicio y que serán cortados por la construcción del canal. No incluye los que eventualmente sean necesarios para la explotación racional de los predios que cruce el cauce.

Los puentes que se construirán en el canal Bajo Lircay, de acuerdo con lo especificado en el párrafo anterior, son los siguientes:

Kilometraje de ubicación	Tipo de camino	Ancho del puente
1.300	Privado	4 m.
2.600	Privado	4 m.
3.900	Privado	4.m.
5.450	Público	6 m.
6.170	Privado	4 m.
6.950	Privado	4 m.
7.200	Privado	4 m.

b) Canoas: Según el mosaico hidrológico de la zona del Instituto de Recursos Naturales (IREN), el canal Bajo Lircay cruzará seis canales y acequias de riego. Para el cruce se han consultado cuatro canoas del tipo de 0.100 m^3/s y dos del tipo de 0,250 m^3/s.

PLANTA
ESC. 1:50



CUBICACIONES

EXCAVACIONES (duro)	300 m³
RELLENOS	90 m³
HORMIGON A °/bolón	80 m³
HORMIGON C	70 m³
ACERO EN BARRAS	1.360 Kg.
MOLDAJE PLANO	240 m²
COMPUERTA	4 (8.80 m²)

CORTE A-A
ESC. 1:50

VISTA B-B
ESC. 1:50

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY CANAL BAJO LIRCAY CON UNION CANAL PANGUE
Proyecto: RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto: E D M Jefe Area: H N F Asesor Ingeniería: S.V.V	Escala 1:50 — Area INGENIERIA CIVIL Fecha de Aprobación — Lámina AN 8-K-2.3.5

c) Descarga parcial: Estará ubicada en el Km. 6.800 del canal Bajo Lircay y tendrá una capacidad de evacuación de 2.25 m^3/s. El ancho de la compuerta de descarga es de 1,20 y su altura de 1,00.

Como cauce de descarga se utilizará un cauce natural que corre paralelo a la línea férrea y a corta distancia al oriente de ella para luego cruzarla a unos 1.200 m. al norte del puente de dicha línea sobre el río Lircay.

2.4. Canal Pangue (Ref. Lámina AN8-K-2.3)

El canal Pangue nace del estero del mismo nombre en las inmediaciones del vado del camino vecinal que parte en dirección norte aproximadamente en el Km. 5 del camino público de Panguilemu a Pelarco. Tiene una longitud de 10.700 Kms. entre la bocatoma y su unión con el canal Bajo Lircay. En el Km. 4.500 recibe al canal Las Chilcas. A continuación se analizarán los distintos elementos que conforman el canal y que son:

a) Cauce
b) Bocatoma
c) Cruce de la línea férrea
d) Cruce del camino Longitudinal
e) Obras de arte menores.

En este caso no se ha estimado necesario colocar obra especial que permita el funcionamiento separado de los canales Pangue y Las Chilcas debido a los siguientes motivos: el canal Las Chilcas es de funcionamiento intermitente y se lo utilizará cuando el estero Pangue no pueda proporcionar la demanda exigida; el aislamiento del canal Las Chilcas se conseguirá colocando una compuerta

en la cámara de salida del sifón de este canal en el estero Pangue que se encuentra situada a muy poca distancia de la unión entre los dos canales; el aislamiento del canal Pangue se obtendrá utilizando las compuertas de admisión de la bocatoma que se encuentra situada a una distancia razonable (4.5 Kms.).

2.4.1 Cauce

La cuneta del canal Pangue tendrá una sola característica de sección en todo su recorrido. En su primera parte, aproximadamente 4 kms., el canal se excavará en la terraza aluvial reciente del estero Pangue constituída por depósitos limo arenosos colocados sobre un conglomerado de gravas y arenas. A continuación comienza a subir por la terraza remanente de la zona de Panguilemu formada por un primer horizonte de limos arenosos que descanzan sobre un conglomerado de areniscas cementadas. En el anteproyecto se ha considerado que el canal no se revestirá en ningún sector de su recorrido. Llevará un camino de borde de cuatro metros de ancho que se construirá con el material proveniente de las excavaciones. En el caso que estas últimas no proporcionen un material adecuado para la capa de rodado, se deberá colocar una capa de ripio de 3 m. de ancho y 0,15 m. de espesor.

Las características uniformes de la sección transversal del canal son las siguientes:

Gasto	3.700 m^3/s
Pendiente	0,000345
Rugosidad	0,025
Taludes	1/1
Ancho de fondo	1,65 m.
Altura normal	1,65 m.
Velocidad	0,68 m/s

La unión entre el canal propiamente tal y la bocatoma se hará con un acueducto abovedado de 50 m. de longitud de las siguientes características:

Gasto	3.700 m^3/s
Pendiente	0,0005
Rugosidad	0,014
Ancho basal	2,00 m.
Altura normal	1,50 m.
Velocidad	1,166 m/s
Altura total del acued.	1,80 m.

Tiene por objeto impedir que las avenidas del estero Pangue penetren al canal. La verificación de la tendencia a la flotación del acueducto vacío con el río en avenida, da como resultado que el peso de la estructura es mayor que el peso del volumen desplazado, con lo cual se asegura su estabilidad.

2.4.2 Bocatoma (Ref. Lámina AN8-K-2.4.2)

La bocatoma, según se indicó anteriormente, estará situada junto al vado del camino vecinal que parte en dirección norte desde el Km. 5 del camino público de Panguilemu a Pelarco. Para estudiar el anteproyecto de la bocatoma se realizó un levantamiento taquimétrico de la zona, tanto de las riberas norte y sur como del fondo del río.

La altura de aguas en avenida se obtuvo de observaciones de terreno y de las informaciones proporcionadas por el habitante de la casa ubicada en el costado sur a la cota 117., las cuales se compararon con las alturas normales que tendería a tomar el escurrimiento de acuerdo con las características geométricas de la sección de bocatoma.

Para el proyecto de la barrera deben tenerse en cuenta las siguientes características de funcionamiento y de cotas:

- La obra debe estar en condiciones de captar la totalidad del río en estiaje;
- La cota del Bernouilli en el Km. 0.000 del canal Pangue es la 111,90;
- La cota de fondo del canal Pangue en el Km. 0.000 es la 110,35;
- La cota de radier del río Pangue en la zona de bocatoma es la 110,00;
- La pendiente longitudinal del estero Pangue es igual a 0,0026.

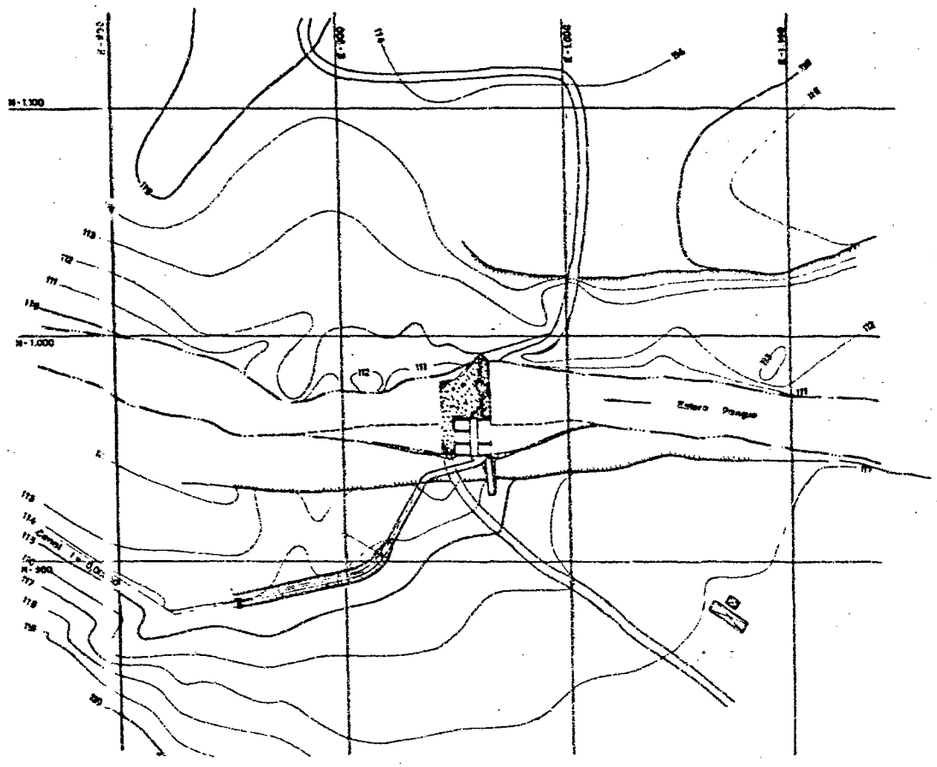
La obra estará formada por una barrera de 30 m. de longitud que corta totalmente el cauce del estero Pangue con tres compuertas reguladoras ubicadas junto a la ribera sur.

a) Compuertas reguladoras: Son tres compuertas de sector de 4.50 m. de ancho cada una de las cuales la más próxima a la compuerta de admisión, funciona como desripiadora, en tanto que las otras dos se utilizarán para regular la cota del estero Pangue aguas arriba de la bocatoma.

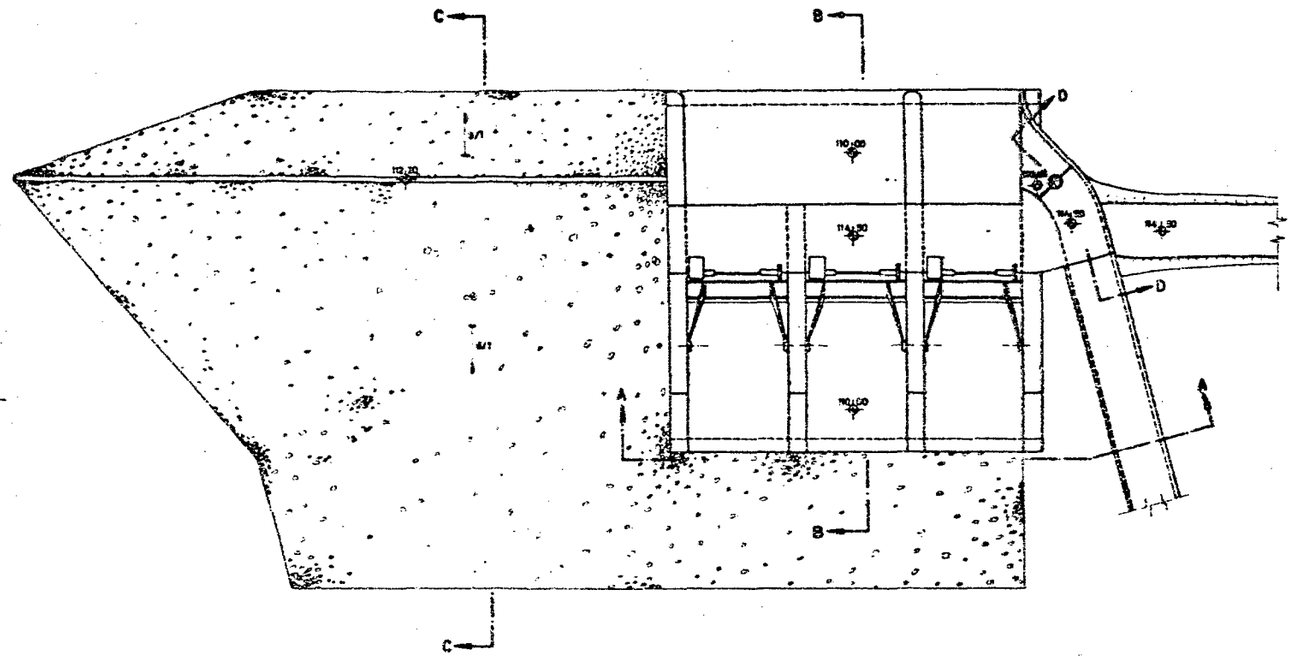
b) Compuerta de admisión: La admisión al canal se hará mediante una compuerta plana de 2,00 m. de ancho y 1,80 m. de altura colocadas en el comienzo del acueducto abovedado.

c) Barrera en el río: La barrera en el río será del tipo enrocado con un muro llave de hormigón armado con fundación a la cota 108,80. A su vez, la cota del umbral de la barrera será la 112,20. Los taludes son 6:1 hacia aguas arriba y 2:1 hacia aguas abajo. El enroca-

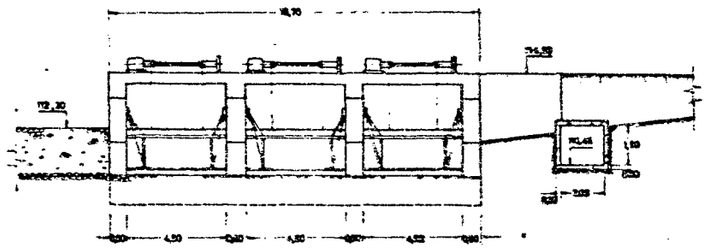
PLANTA
ESCALA 1:1.000



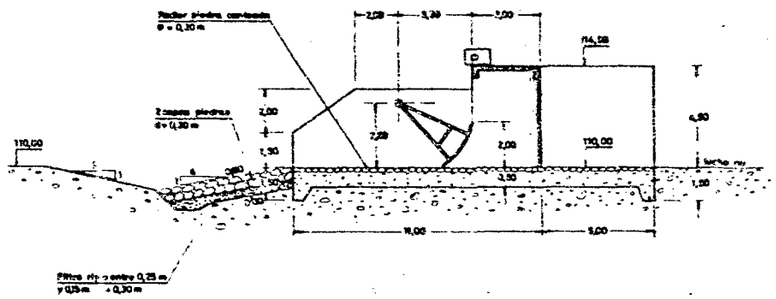
PLANTA
ESCALA 1:100



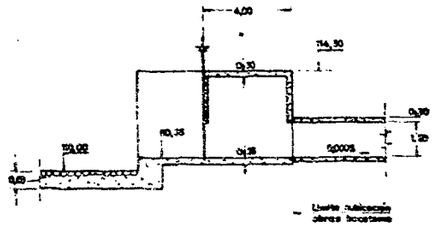
SECCION A - A
ESCALA 1:100



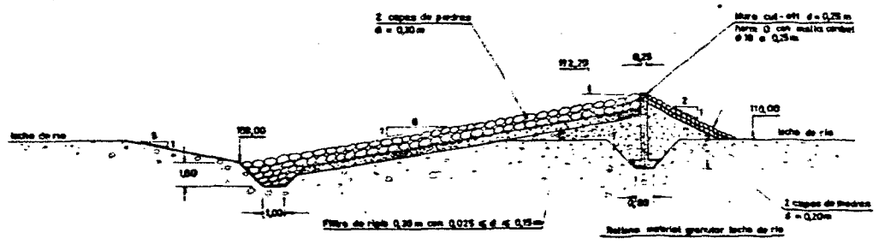
SECCION B - B
ESCALA 1:100



SECCION D - D
ESCALA 1:100



SECCION C - C
ESCALA 1:100



NOTA HORMIGONES

Los hormigones son tipo D
Acero en barras A 63 - 42 H

CUBICACION BOCATOMA PANGUE

1.- Excavaciones	1.787,0 m³
2.- Rellenos material lecho	181,0 m³
3.- Rellenos piedras d = 0,30m	200,0 m³
4.- Rellenos piedras d = 0,20 m	36,0 m³
5.- Hormigón D	225,5 m³
6.- Acero A 63 - 42 H	11.275,0 kgs
7.- Compuertas radiales 4,50 x 2,00 y mecanismo	3
8.- Compuerta vertical 2 x 1,60 m	1
9.- Radier piedra cementada	280 m²

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE

Jefe Proyecto
V. D. M.

Jefe Area
N. M. P.

SISTEMA BAJO LIRCAY
CANAL PANGUE
BOCATOMA

Escala 1:1000 / 1:100 | Area INGENIERIA CIVIL

do estará formado por dos capas de piedra gruesa cuyo peso se calculará más adelante. Bajo el enrocado se colocará un filtro de separación con el relleno final de material fluvial corriente.

d) Descarga de avenida de período de retorno de 20 años:

De acuerdo a los cálculos de eje hidráulico para crece de 321 m^3/s., la cota del río en zona de bocatoma es 113,86, lo que indica que el escurrimiento excede la altura de barrera y ésta se ahoga.

Ancho neto de compuertas: 13,5 m.
Ancho de barrera vertiente: 30,0 m.

Se tantea con cota remanso 114,00, con crisis sobre cresta y crisis en zona de compuertas.

Gasto en barrera

Cota barrera : 112,20
Cota E.H.río : 114,10

B_c = 1,90 $h_c = B_c/1.5 = 1.27$ m.

$Q_c = 30 \times h_c \sqrt{ghc} = 134\ m^3/s$

Gasto por compuertas

Cota radier : 110,00
Cota E.H. río : 114,10

B_c = 4,10 $h_c = B_c/1.5 = 2,73$ m.

$Q_c = 13,5 \times 2,73 \sqrt{9,8 \times 2,73} = 191,00$

$\sum Q_c = 325\ m^3/s$

e) Enrocado: Estando la barrera sumergida incluso para el gasto máximo anual ($Q_{máx}$ = 90 m^3/s E.H. = 112,30), el cálculo de las fuerzas tractivas según las teorías

aplicables (*) son mucho menores. En forma preliminar se conviene en adoptar un diseño para enrocado de barrera equivalente a un gasto libre escurriendo en su talud de 1 m^3/s por metro de ancho.

Lo anterior corresponde a una cota de remanso de:

$$B_c^{*} = \sqrt[3]{\frac{q2}{g}} \times 1,5 + 112,20 = 112,90$$

con un gasto sobre la barrera de 30 m^3/s.

Para esa cota de remanso, las compuertas evacúan:

Cota E.H. río : 112,90
Cota radier : 110,00

B_c = 2,90 h_c = 1,93 m Q_c = 114

$\sum Q_c$ = 144 m^3/s (corresp. a crece T = 4 años).

Se adopta un talud aguas abajo de 6/1 y un tamaño tentativo de piedras d = 0,30 m.

Velocidad crítica V_c, factor de aereación σ y altura de escurrimiento y_m de referencia (*)

De figura 4 (*) para talud 6/1, con J = 0,17 resulta

V_c = 3,8 m/s σ = 1,0 e y_m = 0,31 m.

descarga máxima

$$q_{máx} = \sigma \times y_m \times V_c = 1,18 \ m^3/s > 1 \ m^3/s$$

De lo anterior se deduce que talud y tamaño de piedras son los adecuados.

Se verificará tamaño adoptado utilizando criterio de socavación general con tamaño de acorazamiento (**)

* Design of overflow rock-fill dams" - F.Hartung y H. Scheuerlein- 10º Congreso Grandes Presas-Montreal 1970.

** "Socavación General y Local en Lecho granular grueso aguas abajo de un embalse" - Solano Vega - 2º Coloquio Soc.Chilena de Ingeniería Hidráulica - 1973.

$d_c \geqslant 10$ HJ

H = altura de escurrimiento J = pendiente E.H. río

Para la crece T = 20 años $H_{máx}$ = 3,80 y J = 0,0026

$d_c \geqslant 10 \times 0.0026 \times 3,80 \geqslant 0,10$ m. (d = 0,30 m.)

o sea, que tamaño adoptado es adecuado para el caso sumergido total.

2.4.3 Cruce de la Línea Férrea y Camino Longitudinal Sur

El canal cruza la línea férrea en el Km. 6.100 y el Camino Longitudinal Sur en el Km. 6.250. Para embos cruces se ha considerado la construcción de obras semejantes que son alcantarillas de sección rectangular de superficie mojada igual a la sección del canal con el objeto de no introducir pérdidas de carga adicionales.

Resulta una sección rectangular de 3,00 m. de ancho y 2,00 m. de altura. Las alcantarillas tendrán una longitud de 6 m. en el caso de la línea férrea y de 20 m. en el caso del Camino Longitudinal.

Se las construirá con hormigón armado E con acero A63-42. El ancho de hormigón será de 0,35 m. para la alcantarilla de la línea férrea y de 0,30 m. para el caso del Camino Longitudinal. Las cuantías de fierro son de 120 Kgs. de acero por m^3 de hormigón en el primer caso y de 100 Kgs. de acero por m^3 de hormigón en el segundo caso.

2.4.4 Obras de Arte Menores

a) Puentes: Los puentes que se indicarán corresponden a los que será necesario construir en los cami-

nos públicos, vecinales y privados actualmente en servicio y que serán cortados por la construcción del canal. No se incluye los que eventualmente sean necesarios para la explotación racional de los predios que cruce el canal. Los puentes que se construirán en el canal Pangue de acuerdo con lo especificado son los siguientes:

Kilometraje de ubicación	Tipo de camino	Ancho del puente(m)
2.700	Privado	4,00
3.150	Privado	4,00
4.150	Privado	4,00
5.200	Privado	4,00
6.020	Privado	4,00
6.170	Privado	4,00
7.000	Privado	4,00
7.270	Privado	4,00
7.570	Privado	4,00
8.200	Público	6,00

b) Canoas: De acuerdo con el mosaico hidrológico de la zona del Instituto de Recursos Naturales (IREN), el canal Pangue cruzará cuatro canales y acequias de riego. Para el cruce se han consultado una canoa del tipo 0.250 m^3/s y tres del tipo 0,100 m^3/s.

c) Descarga Parcial: Estará ubicada en el Km. 5.700 y tendrá una capacidad de evacuación de 1,50 m^3/s. Las dimensiones de la compuerta de descarga son 0,60 m. de ancho y 0,80 m. de altura.

Como cauce de descarga utilizará el desagüe que corre junto a la línea férrea en dirección norte y que cae al estero Pangue.

2.5 Canal Las Chilcas (Ref.Láms. AN8-K-2.3 y AN8-K-2.5)

El canal Las Chilcas nace del estero Las Chilcas, más o menos 5 Kms. aguas arriba de su confluencia con el estero Pangue. Tiene una longitud aproximada de 5.800 Kms. entre su bocatoma y la unión con el canal Pangue la cual se produce inmediatamente aguas abajo de la cámara de salida del sifón por medio del cual el canal Las Chilcas cruza al estero Pangue.

A continuación se analizarán los distintos elementos que conforman el canal y que son:

a) Cauce
b) Bocatoma
c) Sifón en el Estero Pangue
d) Obras de arte menores

En este caso no se ha estimado necesario colocar obra especial que permita el funcionamiento separado de los canales Pangue y Las Chilcas debido a los siguientes motivos: el canal Las Chilcas es de funcionamiento intermitente y se lo utilizará cuando el estero Pangue no pueda proporcionar la demanda exigida; el aislamiento del canal Las Chilcas se conseguirá colocando una compuerta en la cámara de salida del sifón de este canal en el estero Pangue que se encuentra situada a muy poca distancia de la unión entre los dos canales; el aislamiento del canal Pangue se obtendrá utilizando las compuertas de admisión de la bocatoma que se encuentra situada a una distancia razonable (4.5 kms.).

2.5.1 Cauce

La cuneta del canal Las Chilcas tendrá una sección transversal uniforme en todo su recorrido. En su

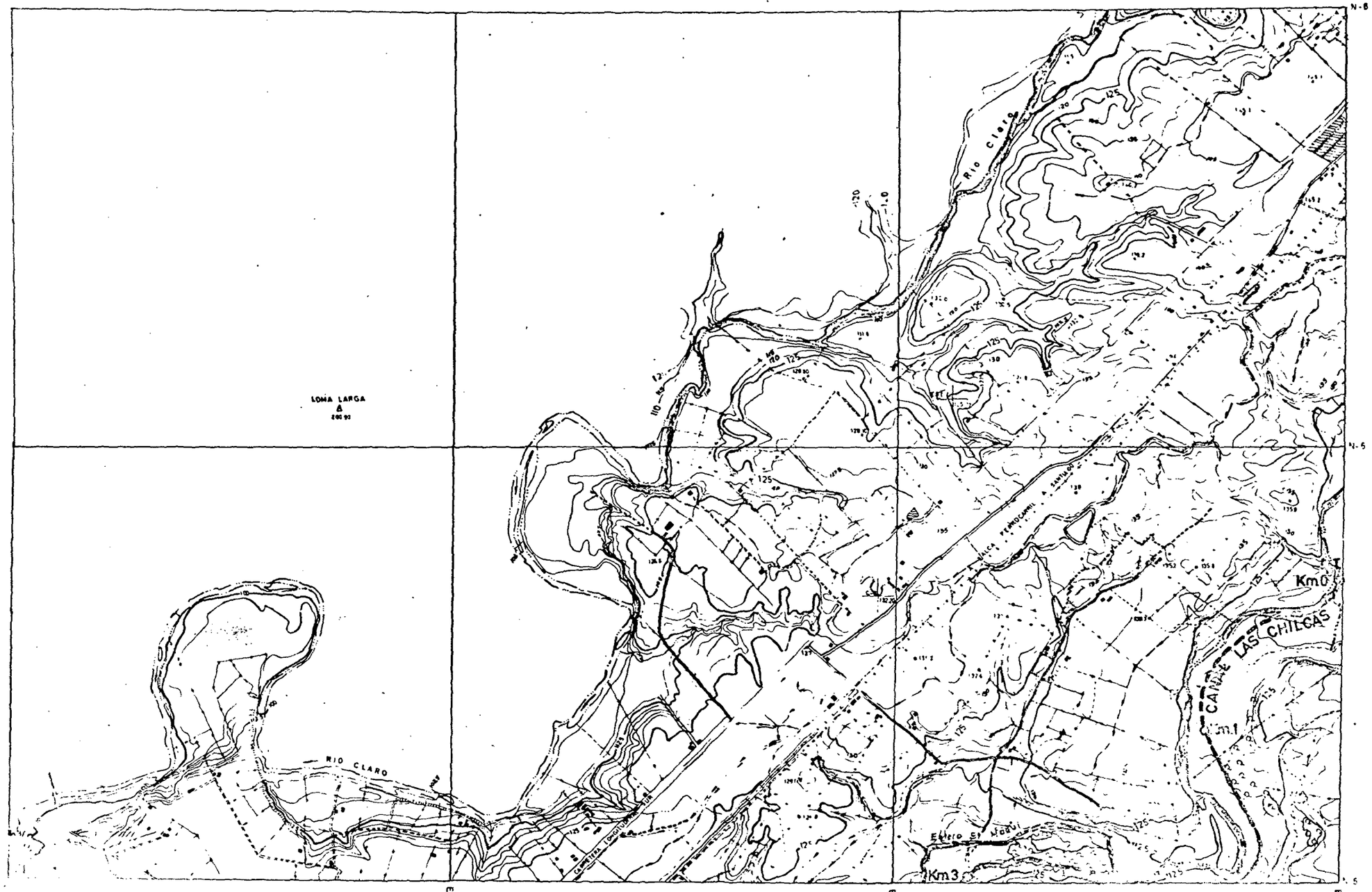
primera parte, aproximadamente 3,5 Kms., el canal se excavará en la terraza aluvial reciente del estero Las Chilcas constituída por depósitos limo arenosos colocados sobre un conglomerado de gravas y arenas. A continuación sigue una terraza remanente formada por limos arenosos que descansan sobre un conglomerado de areniscas cementadas. No se ha considerado revestimiento en ninguna parte de su recorrido. Tampoco se ha consultado un camino de borde debido a que hay un camino situado a corta distancia que se desarrolla en sentido paralelo al canal:

Las características de la sección transversal son las siguientes:

Gasto	1,00 m^3/s
Pendiente	0,0005
Rugosidad	0,025
Taludes	1/1
Ancho basal	1,05 m.
Altura normal	0,91 m.
Velocidad	0,56 m/s

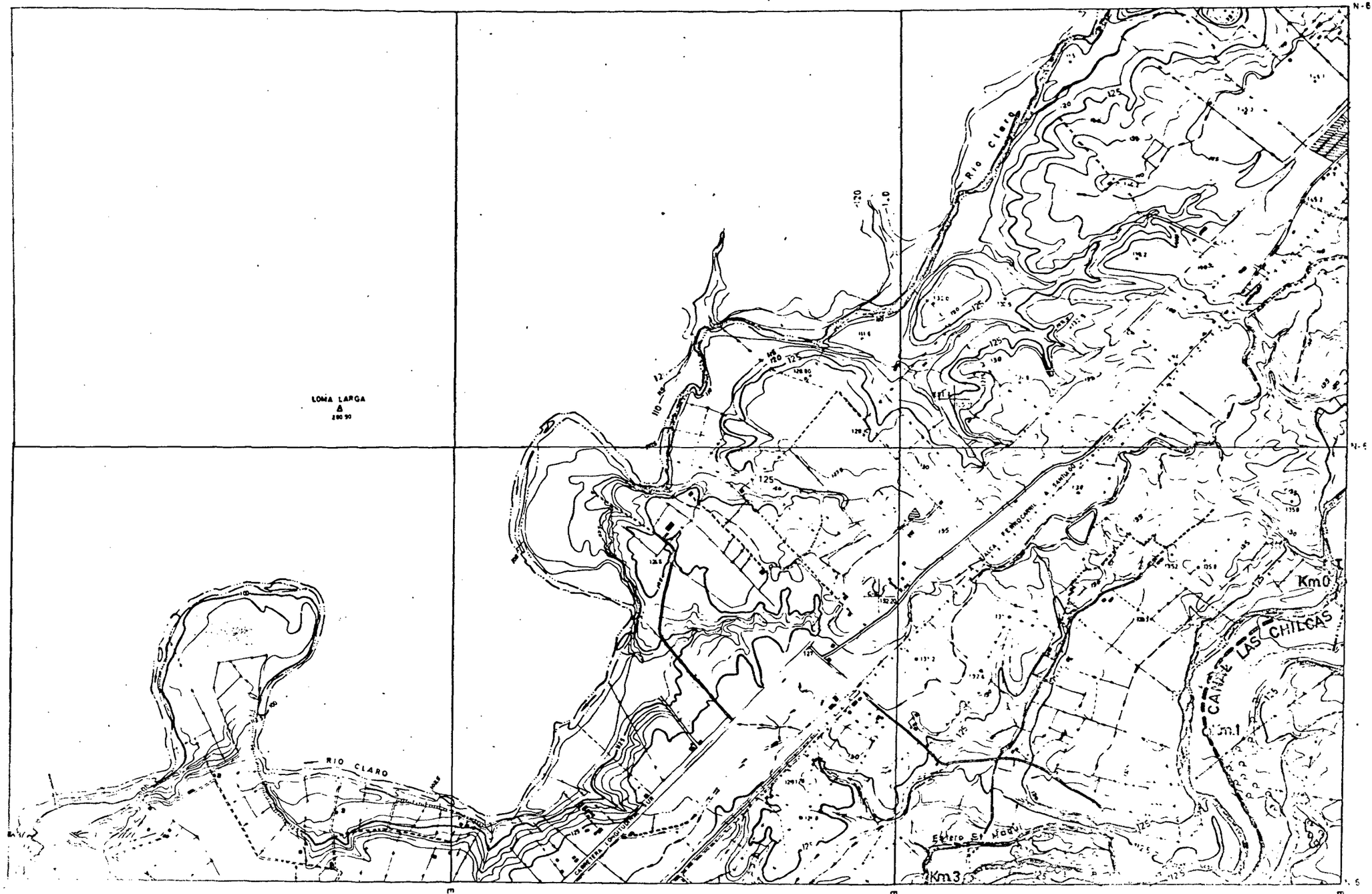
2.5.2 Bocatoma

La bocatoma en el estero Las Chilcas no tendrá necesariamente que cortar totalmente el flujo del estero, aún en épocas de estiaje. De acuerdo con el estudio hidrológico, el caudal mínimo en el cauce natural fue igual a 2.700 m^3/s en enero de 1963. Por lo tanto, la captación del canal representa como máximo un 37% del caudal presente. No se ha considerado indispensable realizar un anteproyecto completo de la obra sino que se ha estimado su costo en un 70% del correspondiente a la bocatoma del canal Pangue, aún cuando es probable que este valor sea superior al real.



	2	5
1	3	6

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA RAJO LIRCAY
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.M. Jefe Area H.N.F. Asesor Agronomo S.Y.V.	CANAL LAS CHILCAS Km 0.000 a Km 3.100 Escala 1:1000 Especialidad INGENIERIA CIVIL Fecha Abril 87 Lámina AN-8-II 2.5



	2	5
1	3	6

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY CANAL LAS CHILCAS Km 0.000 a Km 3.150
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.M Jefe Area H.N.F Asesor Agronomo S.V.V	1:100 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de Aprob. Lámina AIN-8-II 2.5

2.5.3 Sifón en el estero Pangue

El sifón en el estero Pangue tiene por objeto eliminar un trozo de canal de aproximadamente 4.5 km. de longitud. Se propone en cambio una obra de hormigón armado de 400 m. de longitud con una carga estática de 8,00 m.

La cámara de salida del sifón descarga directamente al canal Pangue. En ella se colocará una compuerta con el objeto de poder aislar al canal Pangue del canal Las Chilcas.

Las características de los canales situados aguas arriba y aguas abajo del sifón son las siguientes:

	Canal de aguas arriba	Canal de aguas abajo
Gasto (m^3/s)	1.00	3.70
Ancho de radier (m)	1.05	1.65
Altura normal (m)	0.91	1.65
Taludes	1/1	1/1
Rugosidad	0.025	0.025
Velocidad (m/s)	0.56	0.68
Altura de velocidad (m)	0.016	0.023

2.5.3.1 Cálculo de las pérdidas de carga. Las pérdidas de carga se calcularán para un sifón de 2.00 m/s de velocidad interior y de 0.80 m. de diámetro: la altura de velocidad correspondiente es 0.204 m.

a) Pérdida de entrada:
Se tomará igual al 10% de la altura de velocidad del sifón

$$hl = 0.020$$

b) Pérdida de carga de rejilla:
Se tomará igual al 45% de la altura de velocidad del

canal de aguas arriba

$$h2 = 0.007$$

c) Pérdida de carga en curvas:

Se calculará la pérdida de carga correspondiente a cuatro curvas de 30º cada una utilizando el ábaco del Bureau of Reclamation para una relación entre el radio y el diámetro igual a 6; el coeficiente total de pérdida de carga es igual a 0.22.

$$h3 = 0.045$$

d) Pérdida de salida:

Se tomará igual al 20% de la diferencia entre las alturas de velocidad del sifón y del canal de aguas abajo

$$h4 = 0.036$$

e) Pérdidas de carga por fricción:

Se hará su calculo utilizando el ábaco de Moody con los siguientes datos básicos:

Longitud (L)	400 m.
Diámetro (D)	0.80 m.
Altura de velocidad	0.204
Rugosidad (e)	0.5 mm.
Viscosidad (v)	1/873 000
Velocidad	2.00 m/s

$e/D = 0.00062$ $\qquad \frac{U \times D}{v} = 1.400.000$

$\lambda = 0.0178$ $\qquad J = \frac{0.0178 \times 0.204}{0.80} = 0.00453$

$$h5 = J \times L$$

$$= 1.815$$

f) Pérdida de carga total:

La pérdida de carga total, aproximando al centímetro, resulta igual a 1.92 m.

2.5.3.2 Cálculo estructural. El sifón se hará con hormigón E y acero A63-42H apoyado en una cama de hormigón A. De acuerdo con el diámetro interior de 0.80 m. y para una carga hidrostática de 12 m. y una sobrecarga de tierra de 2.000 Kg/m^2, resulta un espesor de 0.13 m. La armadura transversal será una elipse de Ø 14 a 0.14 m. con una armadura longitudinal de 15 Ø 10 a 0.20.

2.5.3.3 Cámaras de entrada, de salida, de visita y desagüe. Para todos estos elementos no se ha hecho un diseño especial sino que se les ha dado dimensiones convencionales para los efectos del presupuesto de las obras.

2.5.4 Obras de Arte menores.

a) Puentes. Para determinar la cantidad y ubicación de los puentes del canal Las Chilcas, se han utilizado los mismos criterios expuestos en la parte pertinente de los canales Bajo Lircay y Pangue. Los resultados obtenidos son:

Kilometraje de ubicación	Tipo de camino	Ancho del puente
3.140	Privado	4.00 m.
3.380	Privado	4.00
3.580	Privado	4.00
4.360	Privado	4.00
4.620	Privado	4.00

b) Canoas de servicio. No se ha consultado la construcción de ninguna canoa de servicio.

c) Descarga.total. El canal Las Chilcas llevará una descarga total inmediatamente antes de la cámara de entrada del sifón Pangue. Se la ha proyectado modificando el plano tipo de las descargas parciales, de tal modo que el gasto total del canal, 1 m^3/s, pueda ser evacuado totalmente accionando únicamente la compuerta de descarga. La compuerta resulta de 1.00 de ancho y 1.00 m. de altura. En este caso se ha dispuesto la construcción de un cauce especial de evacuación, hasta llegar al estero Pangue, de 160 m. de longitud.

2.6 Canal Matriz Pencahue.(Ref.Láms. AN8-K-2.6.a, b y c)

El canal Matriz Pencahue tiene una longitud aproximada de 21.60 Kms. y se extiende entre la unión de los canales Pangue y Bajo Lircay y la obra de distribución que da nacimiento a los canales Oriente y Poniente, siendo estos últimos los canales primarios de distribución dentro del valle de Pencahue. A continuación se analizarán separadamente los distintos elementos que conforman el canal y que son:

a) Cauce
b) Sifón Claro
c) Descarga total
d) Obra de distribución entre los canales Oriente y Poniente
e) Obras de arte menores.

El canal Matriz Pencahue tendrá también algunas entregas directas que se indicarán más adelante.

El proyecto general del Matriz Pencahue ha sido realizado sobre la base de que es conveniente aprovechar en la mejor forma posible la cota de la terraza alta de Panguilemu.

(13)

CANAL MATRIZ PENCAHUE

CANAL PANGUE

CANAL BAJO LIRCAY

SIFON RIO CLARO

PUENTE Km.4.500

PUENTE Km.5.620

PUENTE Km.6.650

PUENTE Km.3.100

PUENTE Km.0.820

PUENTE Km.0.820

PUENTE Km.6.720

O.D. Km.3.500

O.D. Km.6.000

O.D. Km.2.400

DESCARGA SIFON Km.1.506

Km.0

Km.1

Km.2

Km.3

Km.4

Km.5

Km.6

Km.7

Km.8

Km.9

Km.10

Km.9

Km.8

Co PELUMO REDONDO

EL GUINDO

PANGUILEMO

ESTACION PANGUILEMO

LIRCAY ABAJO

BUENA VISTA

T A L C A

O.D. = OBRA DE DISTRIBUCION

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE

SISTEMA BAJO LIRCAY
CANAL MATRIZ PENCAHUE
Km 0.000 a Km 8.300

8

PUENTE Km.17650

Km.18

Km.17

O.O Km.17200

O.O Km.16800

CANAL ORIENTE

Km.16

O.O Km.15000

Km.15

PUENTE Km.14400

Km.14

Km.13

Km.12

CANAL ORIENTE

O.O Km.11000

Km.11

O.O Km.10400

C.O.D Km.10000

Km.10

CANAL ORIENTE

O.O Km.9150

Km.9

Km.4

M.P. Km.3350

CANAL LO FIGUEROA SUR

CANAL PONIENTE

O.O Km.8000

Km.8

Km.7

O.O Km.6500

Km.6

CANAL QUEPO

Km.5

O.O Km.5500

O.O Km.5000

Km.5

CANAL ORIENTE Km.6

PUENTE Km.6150

Km.4

O.O Km.3500

Km.3

CANAL QUEPO

Km.2

O.O Km.2500

Km.1

O.O Km.1000

PUENTE Km.2300

Km.8

O.O Km.7000

Km.7

Km.0

C.O.D. = COMPUERTA DE DESCARGA
O.O. = OBRA DISTRIBUCION
M.P. = MARCO PARTIDOR

CANAL MATRIZ PENCAHUE

Km.0

CANAL LO FIGUEROA

Km.1

Cos DE QUEPO

Co PEÑON

Co GRANDE

STA JULIA

EL CASTILLO

QUEPO CHICO

LOS SAUCES

LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMETRICO EJECUTADO POR EF INTERNO DE 1978

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE

E.D.M.

M.M.F.

S.P.V.

SISTEMA BAJO LIRCAY
CANAL MATRIZ PENCAHUE Km 8.300 a Km 13.050
Y RED DE CANALES DE DISTRIBUCION

Escala 1:10.000 | Area INGENIERIA CIVIL

Lamina AN-8-K-26b

(6)

CANAL MATRIZ PENCAHUE

C.D.D. = COMPUERTA DE DESCARGA
O.D. = OBRA DISTRIBUCION

LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMETRICO EJECUTADO POR DIRECCION DE OBRAS P

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE
Jefe Proyecto E.D.M.
Jefe Area W.N.F.
Asesor Ingeniería S.V.V.

SISTEMA BAJO LIRCAY
CANAL MATRIZ PENCAHUE Km 13.000 a Km 21.800
Y RED DE CANALES DE DISTRIBUCION
Escala 1:10.000 | Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de Aprobación | Lámina AN-8-K-2.6 c

2.6.1 Cauce

El canal Matriz Pencahue ha sido proyectado para un gasto de 12.500 m^3/s y se lo ha considerado totalmente revestido en toda su longitud. Se pueden distinguir dos tramos claramente diferenciados.

a) Km. 0.000 al Km. 1.500. Es el sector comprendido entre las compuertas de unión de los canales Bajo Lircay y Pangue y la cámara de entrada del sifón Claro. En esta parte el canal se desarrolla en la terraza remanente de la zona de Panguilemu que se caracteriza por estar formada por suelos de textura limo arenosa que descansan sobre un substratum de areniscas cementadas de probable origen glacio-lacustre.

La sección del canal será una sección mixta: en parte en corte y en parte en terraplén. Las características principales de la sección transversal son las siguientes:

Gasto	12.500 m^3/s
Pendiente	0.0004
Rugosidad	0.014
Taludes	1/1
Ancho del radier	2.30 m.
Altura normal	1.97 m.
Revancha del revestimiento	0.35 m.
Revancha mínima del terraplén	0.50 m.
Velocidad	1.49 m/s
Ancho superficial del terraplén	4.00 m.
Talud exterior del terraplén	1/1
Altura media del terraplén	0.75 m.

De los volúmenes relativos entre terraplenes y cortes se deduce que los últimos podrán proporcionar sobradamente el material necesario para la construcción de los primeros.

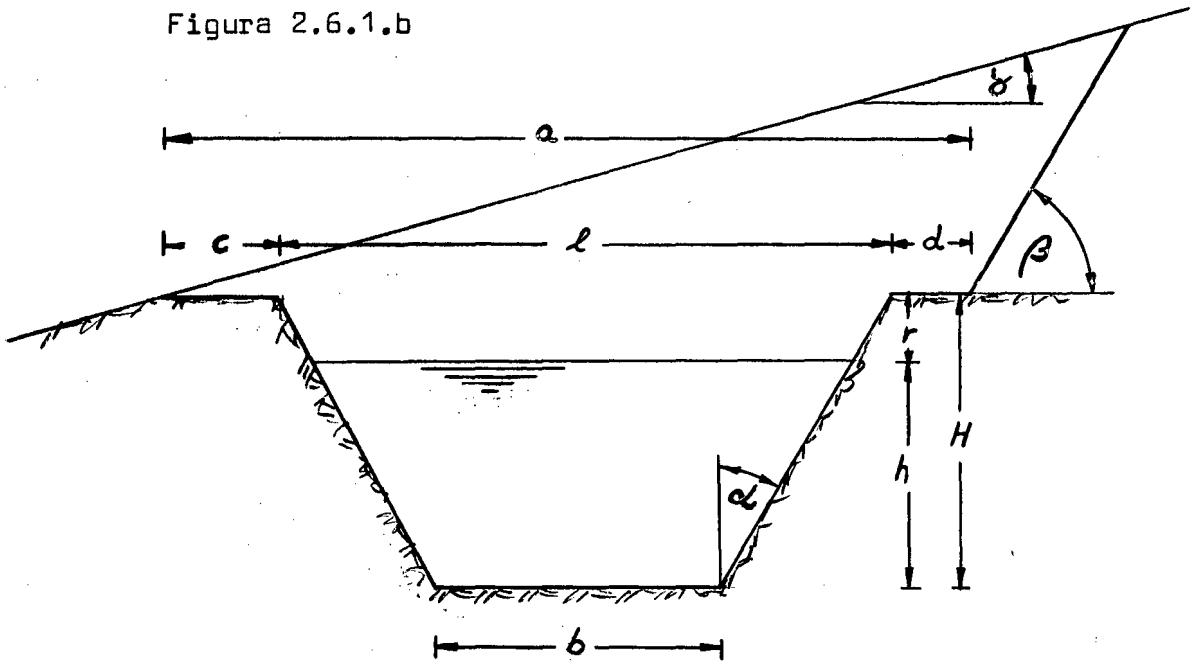
Deberá formarse un camino por el costado izquierdo del canal mirando hacia aguas abajo. En el caso que las excavaciones no proporcionen material adecuado y suficiente para formar una capa de roda satisfactoria, deberá colocarse en los lugares en que sea necesario, una capa de ripio de 0.15 m. de espesor y 3 m. de ancho.

b) Km. 3.000 al Km. 21.600. Es el tramo comprendido entre la cámara de salida del sifón Claro y la obra de distribución entre los canales Oriente y Poniente. Tiene una longitud aproximada de 18.600 Kms. En este sector el canal se desarrolla por la ladera oriente de la cadena de cerros que separa al valle de Pencahue del Valle Longitudinal. La pendiente transversal de dicha ladera varía entre suave, menos del 33% y mediana, comprendida entre 33% y 66%. Este último tipo se presenta únicamente en un tramo corto situado en el cerro de la Virgen con una longitud de 600 m. Igualmente se ha partido de la base de que es conveniente darle una pendiente baja compatible con una velocidad de escurrimiento aceptable con el objeto de llegar al valle de Pencahue a la mayor cota posible, con el objeto de abarcar a su vez la mayor superficie posible de riego gravitacional dentro del valle. Se ha fijado dicha pendiente en 0.00015.

El trazado del canal se hizo en los planos en escala 1:10.000 con curvas de nivel cada 2.50 m. y la determinación de las pendientes transversales se hizo en dichos planos midiéndolas cada 100 m. de recorrido del canal.

Las características generales de la sección de acuerdo con el esquema tipo de la figura 2.6.1.b) son:

Figura 2.6.1.b



- c(ancho para camino de borde) : 1.00 m.para pendiente suave
  2.50 m.para pendiente media
- d(ancho de la berma) : 1.00 m.
- n(coeficiente de rugosidad) : 0.014
- taludes del canal : 1/1 para pendiente suave y 3/4 para pendiente media
- talud de la berma : 1/2
- b/H : 1/1.15 para los tipos de pendiente transversal

Estos datos más las pendientes transversales cada 100 m., el gasto de 12.500 m^3/s y la pendiente de 0.00015 se introdujeron en un programa de computación con el cual se calcularon las siguientes variables:

- Ancho basal de la sección de pendiente suave: 2.72 m.
- Altura de aguas de la sección de pendiente suave: 2.37 m.
- Velocidad de la sección de pendiente suave: 1.03 m/s
- Revancha neta de la sección de pendiente suave: 0.35 m.

- Ancho basal de la sección en pendiente media: 2.88 m.
- Altura de aguas de la sección en pendiente media: 2.50 m.
- Revancha neta de la sección en pendiente media: 0.38 m.
- Velocidad de la sección en pendiente media: 1.03 m/s

Además, el programa de computación entregó los volúmenes de excavación en mesa, volumen de excavación en cuneta, superficie de revestimiento de radieres y de taludes, los respectivos costos parciales y los costos totales por cada tipo de pendiente transversal.

Los costos de excavación de cuneta y de mesa para cada tipo de pendiente transversal se obtuvieron a partir de precios unitarios compensados, los cuales fueron calculados a su vez de los precios unitarios bases para los distintos tipos de materiales y de la naturaleza del terreno de acuerdo con las indicaciones dadas por las calicatas y las observaciones directas.

La velocidad resultante con la pendiente de 0.00015 para la sección revestida podría ser rebajada manteniendo siempre valores aceptables. Sin embargo, no se ha considerado conveniente disminuir la pendiente desde el valor dado debido a que es posible que el proyecto definitivo dé como resultado la existencia de tramos en que convenga eliminar el revestimiento y en ese caso la velocidad disminuiría a 0.68 m/s.

Los resultados dados por el programa de computación para los anchos basales se aproximarán a las décimas de metro. En esta forma las características de las secciones para los dos tipos de pendientes transversales son los siguientes:

- Pendiente transversal suave:	ancho basal	2.70m.
	Altura normal	2.38m.
	Taludes	1/1
	Revancha total	0.35m.
	Velocidad	1.03m/s
- Pendiente transversal media:	Ancho basal	2.90m.
	Altura normal	2.52m.
	Revancha neta	2.40m.
	Taludes	1/1
	Velocidad	1.03m/s

Todo el sector llevará un camino de borde de 4 m. de ancho que se formará con el material proveniente de las excavaciones. Las calicatas que se han excavado en la zona, indican que los cortes podrán proporcionar el material adecuado para la carpeta de rodado. En caso contrario deberá colocarse una capa de ripio de 3m. de ancho y 0,15 m. de espesor.

c) Alternativa Túnel de Pichamán. El presente anteproyecto ha sido estudiado sobre la base de que el canal Matriz Pencahue rodeará el cerro de Pichamán. No obstante lo anterior, al realizar el estudio del proyecto definitivo debe considerarse en detalle la alternativa de un túnel en esa zona que se presentaría como especialmente atractiva en el caso en que fuera necesario construir un canal revestido. Las comparaciones económicas ya realizadas son favorables para el canal sin revestir, tanto en costo como en plazo de construc-

ción, en tanto que el costo del túnel podría ser más económico en el caso de canal con revestimiento. Como ventaja adicional se tendría que la alternativa del túnel permitiría probablemente entrar al valle a una cota más alta.

2.6.2 Sifón Claro (Ref. Lámina AN8-K-2.6.2)

El sifón Claro es una obra de arte de gran tamaño cuyo objeto es el cruce de la depresión formada por la terraza aluvial del río del mismo nombre desde la terraza alta de Panguilemu hasta la ladera oriental de los cerros que separan al valle de Pencahue del Valle Longitudinal. El sifón tiene una longitud de 1.500 m.

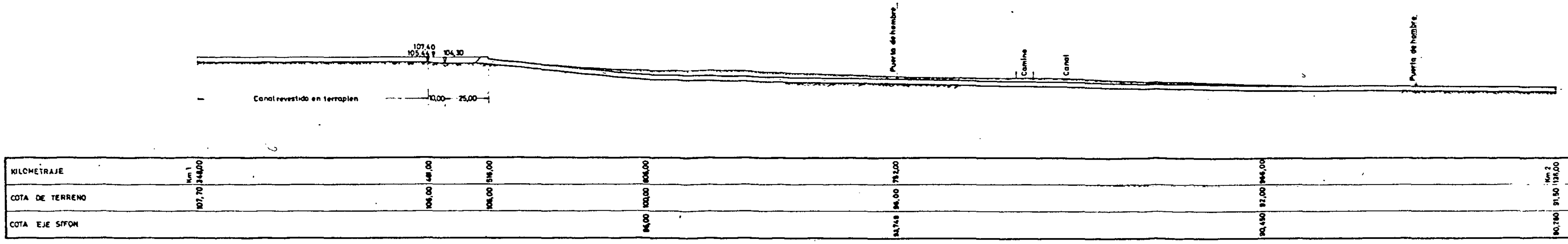
Estará formado por dos tramos construídos de diferentes materiales. La rama de bajada, una parte de la rama horizontal y la rama de subida se harán de hormigón E con armadura concéntrica circular doble y una parte de la rama horizontal, que incluye el cruce del río Claro propiamente tal, se hará de tubería de acero apoyada sobre cepas de hormigón armado.

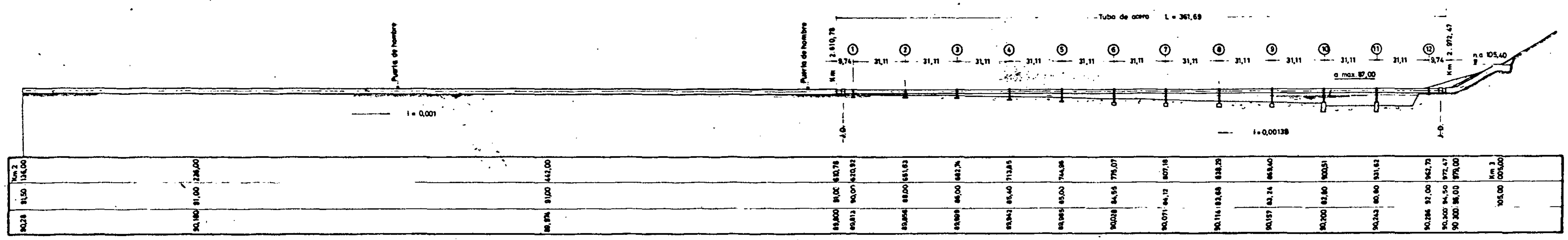
2.6.2.1 Avenidas del río Claro en la zona del sifón.

Se hizo en el estudio hidrológico el cálculo del gasto de las avenidas probables del río Claro aguas abajo de su confluencia con el estero Pangue. La determinación se hizo para períodos de retorno de 20 y 100 años. Las correspondientes avenidas tienen gastos de 1.280 y 1.480 m^3/s, respectivamente. La pendiente media del río Claro en el tramo de 6 kms. situado aguas abajo del punto considerado es de 0.00155.

Asumiendo altura normal en la sección del río que corresponde al eje del sifón con un valor de "n" igual a

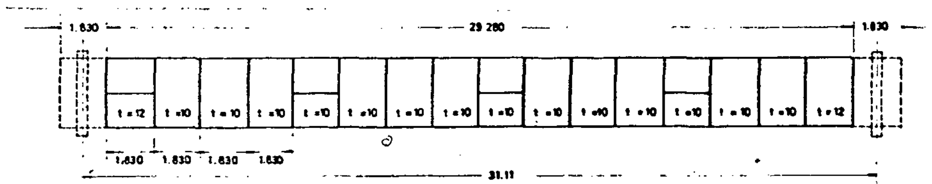
PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1:1000





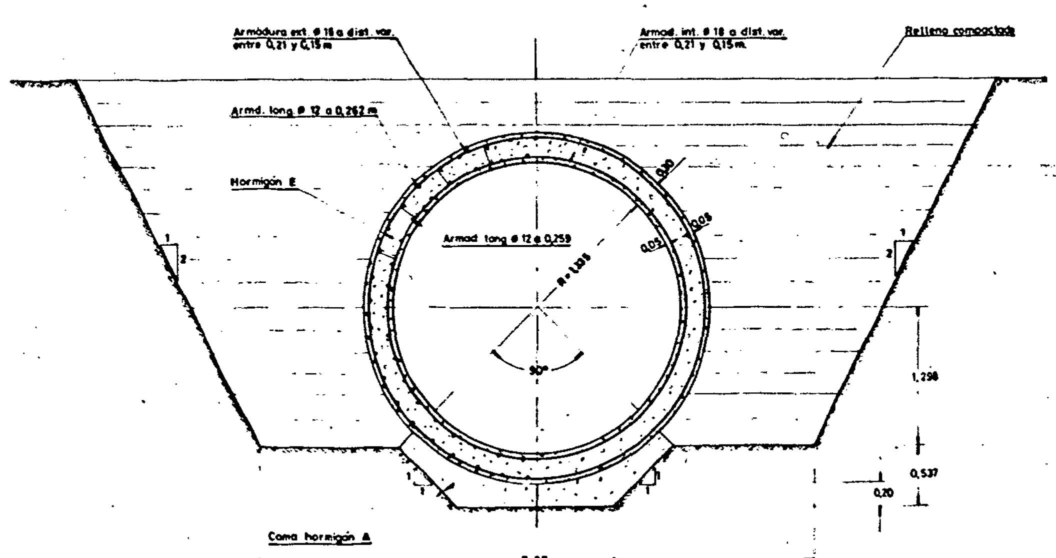
ESPECIFICACIONES	
Hormigón tubo	= E
Hormigón cama	= A
Acero en barras	= A 63 - 42 H
Acero en planchas	= A 42 - 25 TS

TRAMO TIPICO TUBO DE ACERO ENTRE CEPAS (A42-25TS)
ESCALA 1:100



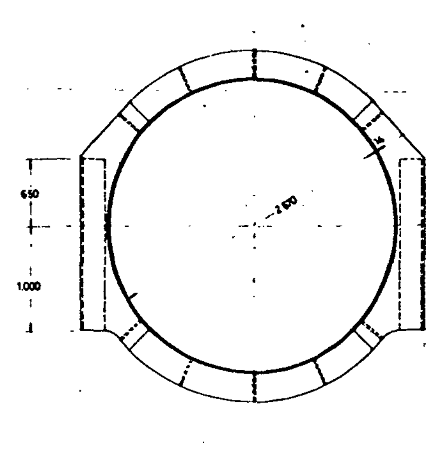
LONGITUD TUBO DE HORMIGON	1.124,78 m
LONGITUD TUBO DE ACERO	361,69
TOTAL	1.486,47 m

SECCION TIPICA TUBO DE HORMIGON
ESCALA 1:25

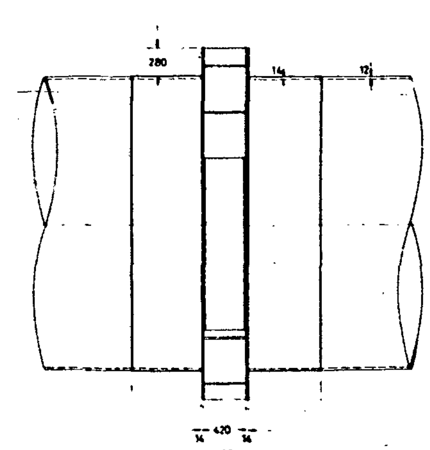


ANILLO DE RIGIDEZ

SECCION TRANSVERSAL
ESCALA 1:25



VISTA EN ELEVACION
ESCALA 1:25



CUBICACION TOTAL SIFON

1-	Excavaciones	27 658,1 m³
2-	Rellenos compactados	16 861,9 m³
3-	Hormigón A camas y cepas	1 397,0 m3
4-	Hormigón E tubo y cámaras	3 484,7 m3
5-	Armaduras A 63-42 H	350 998,3 kg
6-	Juntas elasticas tipo B	337,0 ml
7-	Acero en planchas tramos	217.426,0 kg
8-	Anillos de rigidez	31.800,0 kg
9-	Juntas de dilatación	9.500,0 kg
10-	Apoyos pendulares y fijos	5.470,0 kg
11-	Piezas especiales y varios	6.500,0 kg
12-	Ventosas	3 u
13-	Válvula descarga ø 300 mm	1 u
14-	Hormigón D de cepas	1 010,0 m3

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE Jefe Proyecto E D M Jefe Area M N F Asesor Ingeniería S V V	SISTEMA BAJO LIRCAY CANAL MATRIZ PENCAHUE SIFON RIO CLARO
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad		Escala — Area INGENIERIA CIVIL Fecha de aprobación — Lámina AN8-K-262

0.045, se tiene, a la cota 87, del eje hidráulico del río, los siguientes resultados:

Superficie de la sección	784 m^2
Perímetro mojado	247 m.
Radio Hidráulico	3.174
C	26.94
Velocidad	1.89 m/s
Gasto	1.481 m^3/s

El borde inferior del tubo en el cruce del río Claro quedará situado a la cota 88.65, o sea, 1.65 m por sobre el nivel de aguas probable de la avenida con período de retorno de 100 años.

2.6.2.2 Cálculo hidráulico. Las características de los canales situados aguas arriba y aguas abajo del sifón Claro son:

	Canal de aguas arriba	Canal de aguas abajo
- Ancho de radier	2.30 m.	2.90 m.
- Altura normal	1.96 m.	2.52 m.
- Taludes	1/1	3/4
- n (revestido)	0.014	0.014
- Velocidad	1.49 m/s	1.03 m/s
- Altura de velocidad	0.11	0.06
- Revancha	0.35	0.40

A continuación se calcularán las pérdidas de carga que se producirán en el sifón; en el caso de las pérdidas por fricción se supondrá que toda la tubería tiene el mismo ε, con un diámetro interior de 2.67 m. Resulta así una velocidad de 2.23 m/s y una altura de velocidad de 0.25 m.

a) Pérdida de entrada: Se tomará igual al 10% de la altura de velocidad del sifón

$$h1 = 0.025 \text{ m.}$$

b) Pérdida de carga de rejilla: Se tomará igual al 45% de la altura de velocidad del canal de aguas arriba

$$h2 = 0.050 \text{ m.}$$

c) Pérdida de carga de curvas: Se tomará un valor nominal equivalente al 15% de la altura de velocidad del sifón. La única curva que aparece con un ángulo apreciable es la situada al comenzar la rama de subida y que tiene un ángulo de 30º, cuyo coeficiente de pérdida de carga es sólo del 6% de altura de velocidad del sifón

$$h3 = 0.037 \text{ m.}$$

d) Pérdida de salida: Se tomará igual al 20% de la diferencia entre las alturas de velocidad del sifón y del canal situado aguas abajo

$$h4 = 0.039 \text{ m.}$$

e) Pérdidas por fricción: Para su cálculo se utilizará el ábaco de Moody, con los siguientes datos básicos:

- Longitud (L)	1.486 m.
- Diámetro (D)	2.67 m.
- Altura de velocidad	0.25 m.
- Rugosidad (ε)	0.5 mm.
- Viscosidad (15º) (v)	1/873 000
- Velocidad	2.23 m/s

De acuerdo con lo anterior:

$$\varepsilon/D = 0.000187 \qquad \frac{U \times D}{v} = 5.200.000$$

$$\lambda = 0.0135 \qquad J = \frac{0.0135 \times 0.25}{2.67} = 0.00126$$

$$h5 = J \times L$$

$$= 1.878 \text{ m.}$$

f) Resumen: La pérdida de carga total del sifón Claro es igual a 2.03 m. Con este resultado se tiene que siendo la cota de Bernouilli en la cámara de entrada 107.51, la cota de Bernouilli de la cámara de salida resulta igual a 105.56 y la cota de eje hidráulico 105.50.

2.6.2.3 Tramo de hormigón armado. El tramo de hormigón armado tiene una longitud de 1.125 m. La carga hidrostática máxima es igual a 18.60 m. Se considerarán tres sectores con cargas de 10, 15 y 20 m. Para todos ellos se usará un mismo espesor del hormigón igual a 0.30 m. La carga externa se tomará igual a 3.000 Kg. por m^2, lo cual equivale a una sobrecarga de tierra de 1.50 m.de altura. S_e utilizará hormigón E y armaduras de acero A63-42H.

La armadura de las tres secciones es la siguiente:

- Carga hidrostática de 10 m.:

  Anillo interior: Ø 16 mm. a 0.21 m.
  Anillo exterior: Ø 18 mm. a 0.21 m.

- Carga hidrostática de 15 m.:

  Anillo interior: Ø 16 mm. a 0.18 m.
  Anillo exterior: Ø 18 mm. a 0.18 m.

- Carga hidrostática de 20 m.:

  Anillo interior: Ø 16 mm. a 0.15 m.
  Anillo exterior: Ø 18 mm. a 0.15 m.

La armadura longitudinal exterior estará formada por 34 Ø 12 mm. a 0.262 m. y la armadura longitudinal interior estará formada por 32 Ø 12 mm. a 0.259 m.

La tubería se apoyará sobre una cama de hormigón A.

2.6.2.4 Tramo de acero. El tramo en acero tendrá una longitud de 360 m. aproximadamente. En su unión con los tramos en hormigón armado se colocarán juntas de dilatación. Tendrá un diámetro interior de 2.67 m. y se lo construirá con planchas de acero A42-25TS de 12mm. de espesor, cuya resistencia es mayor que la solicitación hidrostática y que los momentos de flexión secundarios. El espesor adoptado se debe a razones constructivas y de mantención.

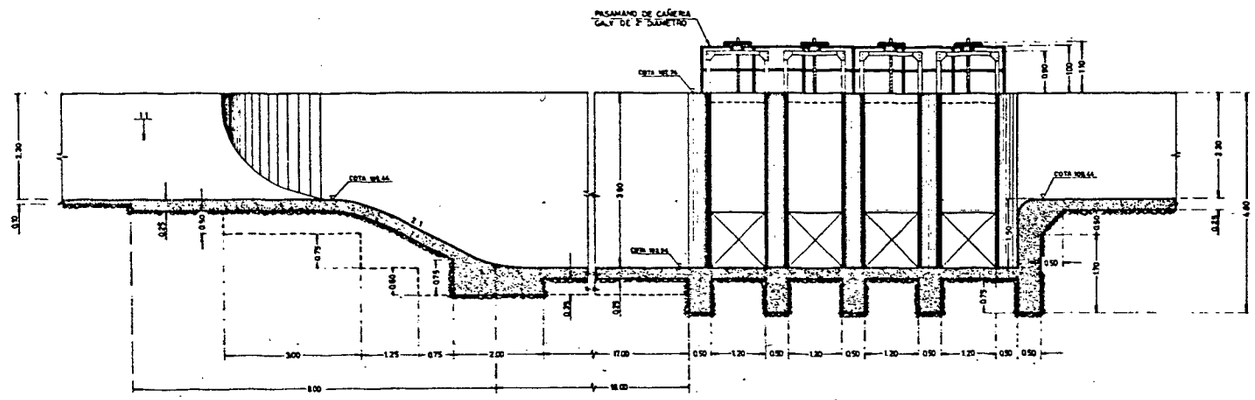
Estará apoyado en doce machones de los cuales dos estarán situados dentro del lecho del río Claro. Resultan subtramos de 31.11 m. de longitud. En cada machón se colocarán anillos de rigidez y el apoyo propiamente tal se hará utilizando los tipos pendular y fijo, según el caso.

2.6.2.5 Cámaras de entrada y de salida, de visita y machones de apoyo. Para todos estos elementos no se ha hecho un diseño, sino que se les ha dado dimensiones convencionales para los efectos del presupuesto de la obra.

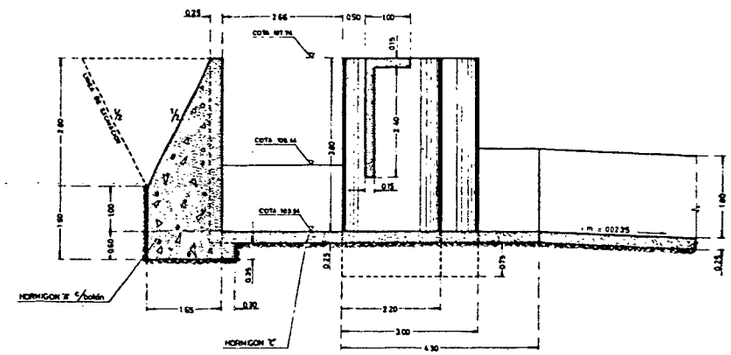
2.6.3 Compuertas de descarga total (Ref.Lám. AN8-K-2.6.3)

Sin perjuicio de las compuertas de descarga parcial que se construirán en el canal Matriz Pencahue y cuyo objeto es la evacuación de aguas lluvias, se ha considerado necesario la construcción de un sistema de compuertas que permita la evacuación del total del gasto que puede llevar dicho canal. Estará ubicada inmediatamente

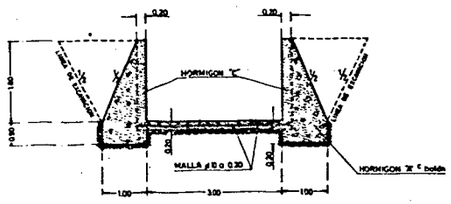
CORTE LONGITUDINAL A-A
ESCALA 1:50



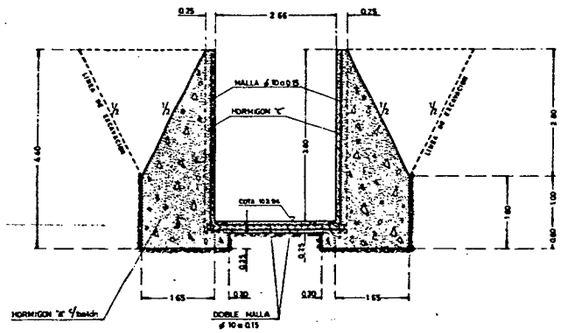
CORTE Y VISTA B-B
ESCALA 1:50



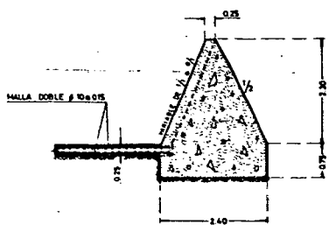
CORTE E-E
ESCALA 1:50



CORTE C-C
ESCALA 1:50



CORTE D-D
ESCALA 1:50



PLANTA
ESCALA 1:50

CUBICACIONES

Excavación	1.100 m³
Rellenos Compactados	300 m³
Hormigón "A" c/bolón	285 m³
Hormigón "C"	160 m³
Acero en barras	8.000 Kg.
Acero Estructural	2.400 Kg.
Moldaje plano	500 m²
Moldaje curvo	30 m²

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY CANAL MATRIZ PENCAHUE COMPUERTAS DE DESCARGA EN ENTRADA SIFON RIO CLARO
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.M Jefe Area M.B.P Asesor Ingenieria S.V.M	Escala 1:50 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de Aprobación Lámina AN8-K-2.6.3

aguas arriba de la cámara de entrada del sifón Claro y su objeto es proteger esta obra frente a posibles desperfectos que se puedan producir dentro de ella.

La obra se ha proyectado de tal modo que no se requiera de compuertas especiales hacia la cámara de entrada del sifón Claro para producir el aislamiento de dicha obra. Fundamentalmente estará formada por cuatro compuertas ubicadas en el costado sur del canal Matriz Pencahue seguidas por un rápido de 850 m. de longitud hasta llegar a la ribera norte del río Lircay.

Para el efecto de dar carga a las compuertas se consulta un colchón de agua de 1,50 m. de profundidad bajo el radier normal del canal de aducción; está precedido de un rápido y seguido de una grada de subida, a partir de la cual comienza la cámara de entrada al sifón. La transición del canal trapecial al estanque rectangular se hace mediante un acordamiento circular. Los muros se consultan gravitacionales de hormigón A con bolón desplazador, con una capa interior de hormigón C de 0,20 m. de espesor. La luz libre de cada compuerta es 1,20 m. de ancho por 1,20 m. de alto. El torrente a la salida de la compuerta se perfeccionará en el rápido. La longitud del colchón de agua resultó de 25,3 m.

El rápido de descarga tiene una longitud de 850 m. para cubrir un desnivel de 20 m. El cálculo de su sección se ha hecho con la pendiente media de 0,0235. Es recto, de sección rectangular, soportado por muros gravitacionales. El radier de 0,20 m. de espesor lleva malla Ø 10 a 0,20. La altura de pared considera la revancha determinada por la fórmula recomendada por la Dirección de Riego.

a) <u>Cálculo de la altura de la grada de bajada</u>

$Q = 12,4\ m^3/s$ $\qquad$ $q_c = 3,1\ m^3/s$

$a = 1,20$ m. $\qquad ma = 0,61 \times 1,20 = 0,73$ m.

$l = 1,20$ m. $\qquad q = m.a.l\sqrt{2gh}$

$$\sqrt{2gh} = \frac{q}{m\,a\,l} = \frac{3,1}{0,73 \times 1,20} = 3,53$$

$\therefore h = 0,63$ m.

$H_o = ma + h = 0,73 + 0,63 = 1,36$ m.

Aprox. $= 1,50$ m.

b) Rápido de descarga

$Q = 12,4\ m^3/s$	$h_n = 0,74$
$b = 33,0$ m.	$\chi = 4,48$
$v = 5,6$ m:s	$R = 0,50$
$\Omega = 2,24$	$C = 51,7$

Alejamiento de la crisis:

$$q = \frac{12,4}{3} = 4,13 \qquad \therefore \quad h_c = 1,20$$

$$B_c = \frac{3}{2} hc = 1,5 \times 1,20 = 1,80$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{2,6^2}{19,6} = 1,60$$

$$B = 1,60 + 0,74 = 2,34$$

$$\frac{B - B_c}{B_c} = \frac{0,535}{1,80} = 0,297 > 0,10$$

Cálculo de la revancha:

$r = 2,0 + 0,025\ v\sqrt[3]{D}$

$v = 5,60 \times 3,28 = 18,3$ (pies/s)

$D = 0,74 \times 3,28 = 2,41$

$r = 2,0 + 0,025 \times 18,3 \times 1,34 = 0,80$ m.

$H = r + h_n = 0,80 + 0,74 = 1,54 \quad \underline{1,60}$ m.

2.6.4 Obra de distribución final (Ref. Lám. AN8-K-2.6.4)

El canal Matriz Pencahue termina aproximadamente en el Km. 21.600, punto en el cual se divide entre los canales Oriente y Poniente que son los canales distribuidores primarios de riego dentro del valle de Pencahue. El gasto del canal al llegar a la obra de distribución ha disminuído a 11.40 m^3/s debido a las entregas parciales que se han realizado en su trayecto después de cruzar el río Claro. Este último punto será analizado más adelante.

Los caudales de los canales Oriente y Poniente son 7.900 y 3.500 m^3/s, respectivamente.

La obra debe poder medir los gastos que se entrega a cada canal y además variar la proporción relativa entre ambos. El diseño se hizo aprovechando la circunstancia que de el canal Poniente, aguas abajo de la obra de distribución o en ella, puede experimentar una pérdida apreciable de la cota de su eje hidráulico. Por lo tanto, el control del gasto que se entrega y su medida se puede hacer mediante el método de escurrimiento por compuerta con resalto rechazado. En cambio, en el caso del canal Poniente, debe utilizarse un dispositivo de medida y control del gasto que produzca el mínimo de pérdida de carga. Para este objeto se ha consultado la construcción de un aforador de barrera triangular con una compuerta ubicada aguas arriba de ella, cuya finalidad principal es aislar el canal Oriente en caso necesario. La distribución del gasto del canal Matriz Pencahue entre ambos canales derivados puede hacerse con el sólo accionamiento de la compuerta del canal Oriente.

La obra de distribución consiste en una obra de sección rectangular ligada al canal Matriz Pencahue revestido me-

diante un embudo circular. A continuación sigue una bifurcación a 45º cuyo costado izquierdo corresponde al canal Poniente y su costado derecho al canal Oriente.

El ramal Poniente llevará una compuerta de sector de 1.50 x 2.70 m., seguida de una caída de 1.00 m. de altura neta. El ramal Oriente tendrá una compuerta de sector de 3.00 x 2.70 seguida por una barrera triangular de 0.97 m. de altura.

A continuación se incluyen los cálculos hidráulicos que se realizaron fijar las dimensiones más importantes de las obras.

a) Características de los canales:

	Matriz Pencahue	Oriente	Poniente
Gasto	11,4	7,9	3,5
Rugosidad	0,014	0,025	0,025
Ancho basal	2,65	2,80	1,50
Taludes	1	1	1
Altura normal	2,30	2,47	1,27
Velocidad	1,00	0,60	1,00
$U^2/2g$	0,05	0,018	0,05

b) Barrera de aforo del canal Oriente:

$h_n = 2,30$; $U^2/2g = 0,05$

$B = 2,30 + 0,05 = 2,32$ (aguas arriba)

$B_b = a + \frac{3}{2} h_c$

$Q = 7,9$

$q = \frac{7,9}{3} = 2,63 \ m^3/s \ p.m.$

$h_c = 0,468 \cdot q^{2/3} = 0,895 \quad 0,90$

CANAL ORIENTE

CORTE LONGITUDINAL A-A

CORTE E-E

CORTE F-F

CORTE H-H

CORTE J-J

CORTE G-G

CORTE K-K

CORTE D-D

CORTE C-C

CORTE LONGITUDINAL B-B

CUBICACIONES

EXCAVACION COMUN	1.250 m³
EXCAVACION EN ROCA	312 m³
RELLENOS COMPACTADOS	600 m³
HORMIGON "C"	115 m³
HORMIGON "A"	250 m³
ACERO EN BARRAS	3.700 Kg.
MOLDAJE PLANO	950 m²
COMPUERTA RADIAL 2.70 x 3.00	1 u
COMPUERTA RADIAL 2.70 x 1.50	1 u

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE

Jefe Proyecto E.D.M.
Jefe Area H.R.P.
Asesor Ingeniería S.V.V.

SISTEMA BAJO LIRCAY
CANAL MATRIZ PENCAHUE
OBRA REPARTICION CANALES ORIENTE y PONIENTE

Escala 1:50 | Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de Aprobación | Lámina AN8-K-2.6.4

$B_b = a + \frac{3}{2} \cdot 0,90$

$a = 2,32 - 1,35 = \underline{0,97}$ m.

c) Cálculo del remanso en el canal Matriz Pencahue:

$Q = m \cdot l \cdot h \quad 2gh$

$h \quad 2gh = \frac{Q}{m \cdot l} = \frac{7,9}{m \cdot 3,0}$

Valor del coeficiente:

$\frac{a}{h_c} = \frac{0,97}{0,895} = 1,08$

$\frac{l}{lo} = 1$

$m = 0,47$

$\therefore h \quad 2gh = \frac{7,9}{0,47 \times 3} = 5,6$

$h = 1,17$ m.

Altura mínima de pared:

$1,17 + 0,97 = 2,14 \quad 2,65$

d) Cálculo de la caída en el Canal Poniente:

$Q = 3,5 \ m^3/s$

$q = \frac{3,5}{1,5} = 2,33$

$h_c = 0,468 \ q^{2/3} = 0,825$

$H = 1,0$ (altura de caída)

Profundidad del colchón:

$P = \frac{1}{2} \quad H \cdot h_c = \frac{1}{2} \quad 1 \times 0,825 = 0,45$

Longitud del colchón:

$L = 3 \quad h \ h_c = 2,70$ m.

2.6.5 Obras de arte menores

a) Puentes: La lista de puentes necesarios en el canal Pencahue, siguiente los mismos criterios expuestos en el caso del canal Bajo Lircay, son los siguientes:

Kilometraje de ubicación	Tipo de camino	Ancho del puente (m)
0.600	Privado	4,00
0.820	Privado	4,00
3.100	Público	6,00
4.500	Público	6,00
5.620	Público	6,00
6.650	Privado	4,00
8.050	Privado	4,00
8.200	Público	6,00
11.950	Privado	4,00
12.070	Público	6,00
12.500	Público	6,00
13.850	Público	4,00

b) Descargas parciales. Se construirán dos descargas parciales: en el Km. 9.200 y en el Km. 17.900, con una capacidad de evacuación de 3,10 m^3/s cada una.

Las dimensiones de la compuerta son en ambos casos de 1,20 m. de ancho por 1,30 de altura.

c) Pasos de quebrada. Se identificaron los siguientes pasos de quebrada de acuerdo con el kilometraje del punto en que cruzan al canal Matriz Pencahue:

Kilometraje	Superficie (km2)	Gasto (m3/s)	Tipo de obra	Diámetro (m)
3.900	0,500	0,90	Tubo corrugado	1,00
4.400	0,300	0,50	" "	0,80
4.700	0,125	0,20	" "	0,80
5.500	0,275	0,50	" "	0,80
5.700	0,450	0,80	" "	0,80
5.800	0,275	0,50	" "	0,80
6.400	0,425	0,70	" "	0,80
8.000	0,375	0,60	" "	0,80
8.500	0,425	0,70	" "	0,80
9.700	0,350	0,60	" "	0,80
9.900	0,425	0,70	" "	0,80
11.600	0,400	0,70	" "	0,80
14.500	0,250	0,40	" "	0,80

2.6.6 Obras de entrega

El canal Matriz Pencahue tendrá varias entregas directas a partir de la cámara de salida del sifón Claro. En la lista que se agrega a continuación se indica la ubicación según el kilometraje del canal y el gasto neto de entrega a predio en el mes de máximo consumo. Por lo tanto, no se incluye el porcentaje de pérdida en distribución excepto en el caso del canal Huilliborgoa.

Kilometraje de ubicación	Propiedades o canal	Gasto de entrega (m^3/s)	Tipo entrega
3.000	C.Huilliborgoa	0.260	Cámara de salida sifón Claro.
3.500	101-55	0.017	A - 1
6.000	121-8 121-7-1 -7-2	0.198	A - 4

Kilometraje de ubicación	Propiedades o canal	Gasto de entrega (m^3/s)	Tipo entrega
	121-7-3 -7-4 -7-5 -7-6 -7-8 105-2		
17.400	121-8	0.024	A - 2
12.700	103-37 106-17 IV-1 106-15	0.062	A - 3
14.500	106-15	0.014	A - 1
17.900	106-5 106-12 106-9 106-10 106-2	0.014	A - 1
19.500	106-4 106-7 106-8 106-6 106-18	0.007	A - 1
20.800	106-5	0.410	A - 5

2.6.7 Canal Huilliborgoa

El canal Huilliborgoa es un canal de riego que deriva directamente den canal Matriz Pencahue en la cámara de salida del sifón Claro. Toma enseguida una dirección norte y riega algunos terrenos situados a orillas del río Claro y la zona de Huilliborgoa. Se desarrolla primeramente por la ladera de los cerros situados al oriente del río Claro y luego por terrenos planos. Su construcción definitiva dependerá del estudio definitivo de su trazado que se deberá realizar en forma detallada tanto desde el punto de vista de la topografía como del pro-

yecto mismo. Tiene una superficie de riego de 190.70hás netas.

2.6.7.1 Esquema de riego del canal Huilliborgoa. El esque de riego se indica en el cuadro siguiente en que aparece el kilometraje de la entrega a predio, el predio o los predios beneficiados y el gasto de entrega. Este último está calculado de acuerdo con la tasa neta en potrero para el mes de máximo consumo, por lo tanto, no incluye las pérdidas en camino.

Kilometraje de Ubicación de la entrega	Predio	Gasto de entrega (m3/seg)	Tipo en entrega
0.000	Toma en el Canal Matriz Pencahue		
0.600	Rol 121-55	0.029	M.P.
4.200	Rol 121-52	0.024	M.P.
7.850	Rol 121-52	0.053	M.P.
8.700	Rol 121-64 -54 - 9 -58	0.009	M.P.
11.180	Rol 121- 9 -13-4	0.013	M.P.
12.820	Rol 121-13-4 -13-5 -13-3	0.010	M.P.
13.900	Rol 121- 9 -52 -13-3	0.044	M.P.
16.500	Rol 121-13-1 -13-2	0.031	M.P.
17.550	Rol 121-13-2 -13-3 -13-5 -13-7 -13	0.022	M.P.

2.6.7.2 Cauce. El cauce se ha proyecto para un gasto uniforme de 0.260 m^3/s con una velocidad de 0.40 m/s. La baja velocidad adoptada se debe a que se dispone de un margen estrecho de cotas para el desarrollo del canal.

Las características generales de la cuneta son las siguientes:

Gasto	0.260 m^3/s
Rugosidad	0.025
Pendiente	0.0005
Taludes	1/1
Ancho basal	0.60 m.
Altura normal	0.56 m.
Velocidad	0.40 m/s

La longitud total, incluyendo un tramo que corresponde a canal extrapredial, es igual a 19.350 kms.

2.6.7.3 Obras de arte menores

a) Puentes. Todos los puentes que deberán construirse en el canal Huilliborgoa son del tipo alcantarilla de tubo de cemento comprimido con revestimiento de hormigón de 0,10 m. de espesor.

Kilometraje	Tipo de camino	Longitud (m)	Diámetro (m)
0.250	Público	6,00	0,60
1.500	Público	6,00	0,60
1.600	Privado	4,00	0,60
4.800	Privado	4,00	0,60
6.350	Público	6,00	0,60
6.850	Privado	4,00	0,60
7.250	Privado	4,00	0,60
7.430	Privado	4,00	0,60
8.600	Público	6,00	0,60
9.630	Privado	4,00	0,60

Kilometraje	Tipo de camino	Longitud	Diámetro
9.800	Privado	4,00	0,60
9.930	Público	6,00	0,60
17.190	Privado	4,00	0,60

b) Descargas parciales. No tiene

c) Pasos de quebradas. Se ha consultado la construcción de seis pasos de quebrada del tipo tubo corrugado de las cuales cinco son de 0.80 m. de diámetro y una de 1.525 m. de diámetro.

d) Canoa en el estero Huilliborgoa. Para el cruce del estero Huilliborgoa se construirá una canoa de hormigón C. Sus dimensiones principales son:

Ancho interior	0,55 m.
Altura interior	0,55 m.
Espesor de la losa de radier	0,10 m.
Espesor de las vigas laterales	0,20 m.
Longitud total	15,00 m.

Se apoyará sobre dos machones de hormigón sin armadura.

2.6.7.4 Obras de distribución. El canal tiene un total de ocho obras de distribución. Se ha consultado que sean del tipo marco partidor.

3. SISTEMA DE CANALES DE DISTRIBUCION

El canal Matriz Pencahue termina en el Km. 21.650 donde está ubicada la obra de distribución que da origen a los canales primarios de riego denominados Canal Oriente y Canal Poniente. El primero comienza inicialmente como un canal distribuidor primario con entregas individuales anexas, carácter que mantiene hasta el Km.39.900 para continuar luego hasta el Km.74.000 como un canal de entrega directa a predios.

El diagrama de distribución del sistema de canales de riego aparece en las láminas AN8-K-2, AN8-K-2.6 b y c y AN8-K-3a. 1/7 a 7/7.

Además se ha confeccionado un diagrama de distribución a predio que incluye también al canal Matriz Pencahue y al Canal Huilliborgoa, y que aparece en la lámina AN8-K-3b.
Antes de comenzar la descripción detallada de cada uno de los sistemas de canales primarios de riego y de sus derivados, se hará el análisis de las estructuras de repartición y medición de aguas que se propone utilizar en el Proyecto Pencahue.

3.1 Estructuras de repartición y medición de aguas

Tradicionalmente en Chile, se ha tenido por objetivo de la repartición de aguas la entrega a cada beneficiado en conformidad con sus derechos expresados como partes alícuotas de ríos y canales. No se ha tomado en cuenta, hasta la fecha, la necesidad o conveniencia de medir la entrega ya sea en gasto o en volumen. En el hecho, esta característica está en abierta contradicción con la expresión legal de la merced de aguas según aparece en el Código de Aguas aprobado por Ley Nº 9.909 y modificado por Ley Nº 16.640. En la primera versión aparece especificado como gasto y en la segunda se especifica según tasa de riego volumétrica anual, con una distribución durante la temporada de riego, expresada tanto en volumen y como en gasto por hectárea de riego. En la práctica, y también se acepta esta situación en los capítulos del Código de Aguas referentes a las Asociaciones de Canalistas y Juntas de Vigilancia, los derechos de agua se reconocen y reparten como partes alícuotas de los ríos y canales y la cantidad de agua que recibe el regante depende del gasto disponible en el río y en el canal. Esta situación se debe a que la casi totalidad de los derechos de aguas en ejercicio actual, expresados en partes alícuotas de los ríos,en el país son anteriores a las dos versiones del Código de Aguas indicadas anteriormente. A esta situación se llegó por acuerdo directo entre los interesados o por litigios legales que más tarde fueron sancionados por medio de decretos supremos. Por otra parte, esta expresión del derecho de agua responde a la forma de escurrimiento natural de los ríos chilenos. En cambio, las dos expresiones que se han utilizado en el Código de Aguas y su modificación posterior, presuponen algún tipo de regulación del cauce natural.

(4)

CANAL MATANCILLA DE DERRAMES

CANAL LAS TIZAS SUR

CANAL LOS PERALES

CANAL LAS TIZAS

CANAL LAS TIZAS PONIENTE

CANAL CORINTO Nº1

CANAL CORINTO Nº2

Co QUILLAY

RIO CLARO

RIO MAULE

Parcela

El Boldo

Potrero

El Boscho

O.D. = OBRA DISTRIBUCION

LEVANTAMIENTOS AEROFOTOGRAMETRICOS EJECUTADOS POR DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

COORDENADAS U.T.M. (GRAFICAS)

PUNTO	NORTE	ESTE	PUNTO	NORTE	ESTE
22 SE	6.079.750	340.000	22 SE	6.076.250	340.000
23 SE	6.079.750	340.000	23 SE	6.076.250	340.000
24 SE	6.079.750	340.000	24 SE	6.076.250	340.000

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE		SISTEMA BAJO LIRCAY RED DE CANALES DE DISTRIBUCION
		Jefe Proyecto E.O.M.	
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad		Jefe Area H.N.F.	Escala 1:10000 Area INGENIERIA CIVIL
		Asesor Ingeniería S.V.V.	Fecha de Aprobación Lámina AN-8-K-3 a 1/1

C.D.D = COMPUERTA DE DESCARGA
O.D. = OBRA DE DISTRIBUCION
M.P. = MARCO PARTIDOR

CANAL MATANCILLA DE PEÑARAMES
CANAL PENCAHUE DE DERRAMES
CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES
CANAL LAS DOSCIENTAS NORTE
CANAL LAS DOSCIENTAS SUR
CANAL PUEBLO DE PENCAHUE
CANAL PUEBLO BAJO
CANAL SANTA SARA
CANAL EL GUINDO
CANAL EL PALTO
CANAL LAS JIZAS
CANAL LAS BRUJAS

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

HIDROSOLVE

SISTEMA BAJO LIRCAY
RED DE CANALES DE DISTRIBUCION

Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

Jefe Proyecto E.D.M.
Jefe Area H.M.F.
Asesor Ingeniería S.V.V.

Escala 1:10000 Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de Aprobación Lámina AN-8-K-3.a 2/4

(2)

SIFON SAN MANUEL

CANAL MATANCILLA DE DERRAMES

CANAL DOSCIENTAS DE DERRAMES

CANAL LAS DOSCIENTAS

CANAL ORIENTE

SIFON TUTUQUEN

Km.40 · C.D.D. Km.40.000 · Km.39 · PUENTE Km.38.550 · O.D. Km.38.100 · Km.38 · O.D. Km.37.500 · Km.37 · O.D. Km.36.300 · Km.36 · PUENTE Km.35.250 · PUENTE Km.34.800 · Km.35 · O.D. Km.34.300 · C.D.D. Km.35.000 · Km.34 · Km.33 · Km.32 · O.D. Km.32.600 · Km.31 · Km.30 · O.D. Km.30.000 · Km.29 · PUENTE Km.28.600 · Km.28 · Km.27 · Km.26 · PUENTE Km.25.770 · O.D. Km.26.000 · C.D.D. Km.25.000 · Km.25 · Km.24 · O.D. Km.23.500 · Km.23 · O.D. Km.21.500 · Km.22 · M.P. Km.1.500 · Km.1 · Km.21 · COMPUERTAS Km.20.800 · Km.0 · C.D.D. Km.20.000 · Km.20 · Km.19 · Km.3 · Km.2 · Km.1 · Km.0 B.T. · Km.0 · Km.1 · Km.2

C.D.D. = COMPUERTA DE DESCARGA
O.D = OBRA DISTRIBUCION
M.P. = MARCO PARTIDOR

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY RED DE CANALES DE DISTRIBUCION
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.D.M. Jefe Area H.S.F. Asesor Ingeniería S.V.V.	Escala 1:10.000 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de Aprobación Lámina AN-B-H-3 a 3/7

(9)

C.D.D. = COMPUERTA DE DESCARGA
O.D. = OBRA DISTRIBUCION
M.P. = MARCO PARTIDOR

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE
Jefe Proyecto E.D.M.
Jefe Area M.N.P.
Asesor Ingeniería S.V.V.

SISTEMA BAJO LIRCAY
RED DE CANALES DE DISTRIBUCION
Escala 1:10000 | Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de Aprobación | Lámina AN-8-K-3 a. 47

5

C.O.D. = COMPUERTA DE DESCARGA
O.O. = OBRA DISTRIBUCION

CANAL ORIENTE

CANAL ORIENTE

O.O Km.68.700
Km.66
Km.67
PUENTE Km.67020
PUENTE Km.68.950
Km.69
Km.66
Km.70
O.O Km.65.100
Km.65
C.O.D. Km.65000
PUENTE Km.63.070
Km.64
O.O Km.63.300
Km.63
Km.71
O.O Km.71.300
Km.72
PUENTE Km.72.100
PUENTE Km.72.250
Km.73
O.O Km.73.400
Km.74
Km.54
Km.62
C.O.D. Km.55.000
O.O Km.61.600
PUENTE Km.55.660
PUENTE Km.55.870
Km.57
O.O Km.57.000
Km.61
O.O Km.51.000
Km.51
Km.58
PUENTE Km.58.000

LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMETRICO EJECUTADO POR OF. ANTONIO DE BRAUD P. EN MARZO DE 1979

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	Jefe Proyecto E.D.M.	SISTEMA BAJO LIRCAY RED DE CANALES DE DISTRIBUCION
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad		Jefe Area H.N.F.	Escala 1:10.000 Area INGENIERIA CIVIL
		Asesor Ingeniería S.V.V.	Fecha de Aprobación Lamina AN-8-K-3.a. 5/7

(2)

CANAL BOTALCURA

O.D. Km. 0.600

O.D. Km. 0.100

SIFON SAN MANUEL 807 m.

Km.0

COMPUERTAS Km. 0.000

O.D. Km. 0.600

PUENTE Km. 1.520

Km.1

O.D. Km. 2.000

C.D.D. Km. 5.250

Km.5

Km.2

O.D. Km. 1.700

PUENTE Km. 2.200

O.D. Km. 3.000

O.D. Km. 3.700

PUENTE Km. 5.100

Km.3

O.D. Km. 6.500

Km.7

Km.6

CANAL MATANCILLA

CANAL DE DERRAMES

Km.4

O.D. Km. 6.400

Km.3

O.D. Km. 2.800

Km.4

Km.5

O.D. Km. 8.850

Km.9

Km.8

PUENTE Y O.D. Km. 5.100

O.D. Km. 7.000

Km.7

Km.6

CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES

C.D.D. Km. 9.950

Km.10

Km.11

Km.12

Km.13

Km.8

Km.7

O.D. Km. 10.850

Km.10

O.D. Km. 10.400

O.D. Km. 8.700

Km.9

Km.8

O.D. Km. 14.000

PUENTE Km. 9.850

O.D. Km. 8.650

Km.14

PUENTE Km. 10.600

Km.9

M.P. Km. 3.600

M.P. Km. 0.950

O.D. Km. 11.100

Km.11

Km.10

M.P. Km. 1.020

Km.1 CANAL LAS DOSCIENTAS NORTE

Km.0

M.P. Km. 0.780

SUR

M.P. Km. 3.800

M.P. Km. 0.000

C.D.D. = COMPUERTA DE DESCARGA
O.D. = OBRA DE DESVIACION
M.P. = MARCO PARTIDOR

LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMETRICO EJECUTADO POR DIRECCION DE VIALIDAD

COORDENADAS U.T.M. (GRAFICAS)

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

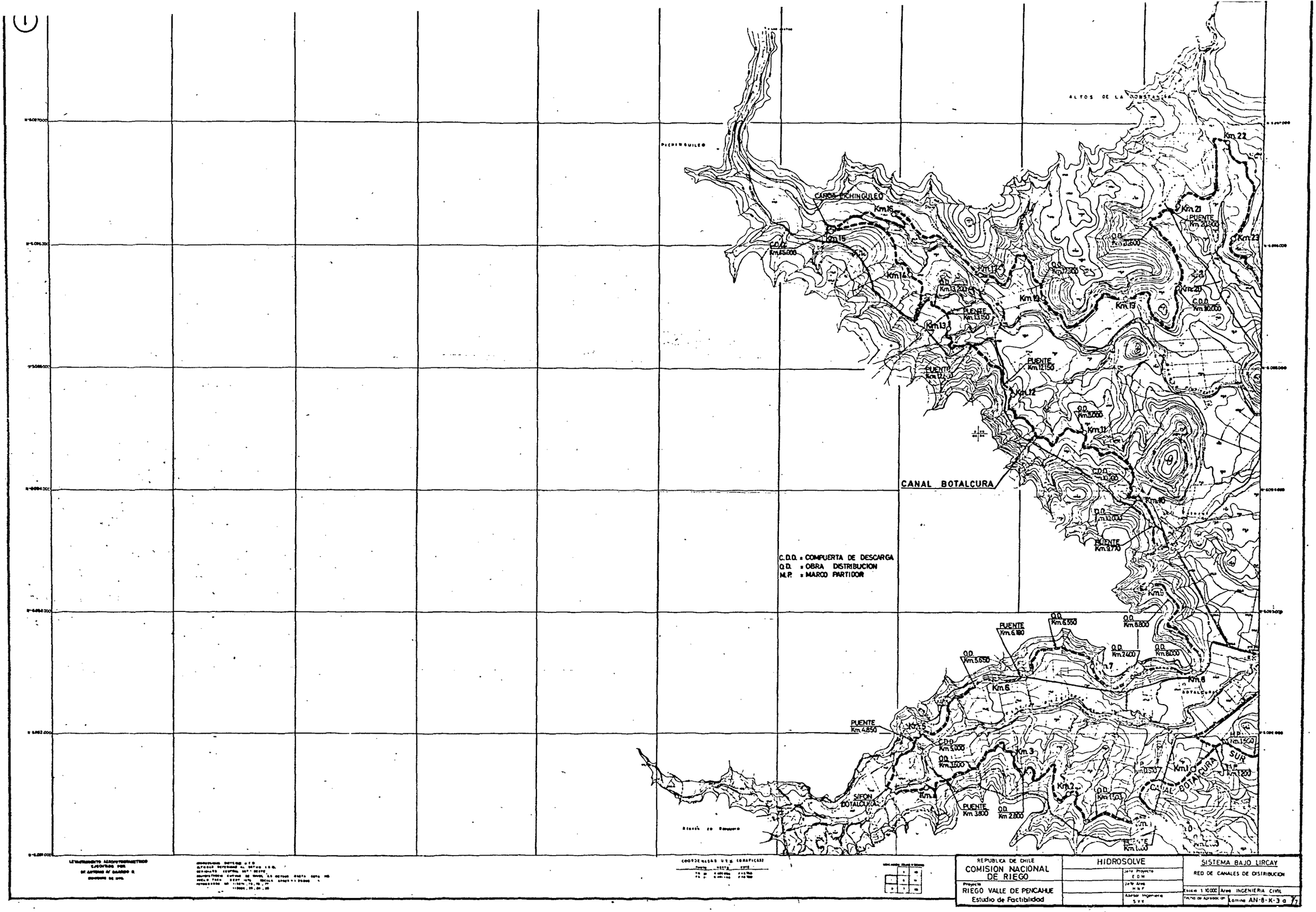
Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE

Jefe Proyecto E.D.M.
Jefe Area M.N.F.
Asesor Ingeniería

SISTEMA BAJO LIRCAY
RED DE CANALES DE DISTRIBUCION

Escala 1:10000 | Area INGENIERIA CIVIL



REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY RED DE CANALES DE DISTRIBUCION
Proyecto RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto E.O.M. Jefe Area H.N.F. Asesor Ingeniería S.V.V.	Escala 1:10.000 Area INGENIERIA CIVIL Fecha de Aprobación Lamina AN-8-K-3 a

CANAL MATANCILLA DE DE DERRAMES

ESTERO LOS PUERCOS

ESTERO CUNCULEN

ESTERO TUTUCURA

CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES

CANAL PENCAHUE DE DERRAMES

ESTERO EL ALMENDRO

CANAL HUILLIBORGOA

ESTERO LAS CHILCAS

CANAL CHILCAS

CANAL PANGUE

CANAL BAJO LIRCAY

RIO LIRCAY

RIO CLARO

CANAL QUEPO

CANAL MATRIZ PENCAHUE

C A N A L O R I E N T E

CANAL LO FIGUEROA SUR

CANAL LAS DOSCIENTAS ORIENTE

CANAL LAS DOSCIENTAS

SIFON SAN MANUEL

CANAL BOTALCURA SUR ALTO

CANAL BOTALCURA SUR

CANAL BOTALCURA

CANAL MATANCILLA

CANAL CORINTO 1

CANAL CORINTO 2

CANAL LAS TIZAS SUR

CANAL LAS TIZAS

CANAL LAS BRUJAS

CANAL PONIENTE

CANAL EL PALTO

CANAL EL GUINDO

CANAL SANTA SARA

CANAL PUEBLO BUR

CANAL BAJO

CANAL SUR

CANAL CENTRO

CANAL PUEBLO DE PENCAHUE

CANAL CHICO

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE	SISTEMA BAJO LIRCAY DIAGRAMA DE DISTRIBUCION
Proyecto: REGADIO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad	Jefe Proyecto: E O M Jefe Area: M N F Asesor Ingeniería: S E E	Escala: 1 50 Area: INGENIERIA CIVIL Fecha en Aprobación: Lámina: AN-8-K-3.b

En resumen, se podría decir que las aguas se reparten en Chile en la actualidad de acuerdo con la oferta que proporcionan cauces naturales no regulados y el Código de Aguas pretende que la repartición se haga de acuerdo con la demanda que parte desde el predio hacia el cauce natural al cual se supone regulado.

La estructura que traduce técnicamente en forma más perfecta la repartición de acuerdo con derechos de agua expresados en parte alícuotas, es el marco partidor. Este dispositivo es de construcción económica, comparativamente con otros sistemas de reparto, funciona en forma automática, no necesita manejo y su vigilancia se reduce a impedir alteraciones y a eliminar los materiales que lo obstruyan.

En la actualidad se pretende que la repartición no sea rígida, de tal modo que se puedan variar las relaciones de partición y que sea posible medir tanto el gasto como el volumen de entrega.

La variación de las relaciones entre el caudal del canal afluente y los caudales derivados se consigue utilizando elementos móviles que normalmente son compuertas que pueden afectar únicamente a la derivación o también al canal primario. El uso de una o dos compuertas para el manejo de las relaciones de caudal depende de la importancia relativa entre dichos caudales y de las características topográficas. Por su parte, la medición del volumen implica el uso de algún dispositivo integrador que normalmente es del tipo relojería.

En el presente caso se ha prescindido, por el momento, de agregar a las estructuras de repartición recomendadas los dispositivos destinados a medir el volumen entregado. En todo caso, a todas ellas se les puede agregar dicho dispositivo con posterioridad a su construcción.

A continuación se analizan los tipos de estructuras de repartición que se han considerado en este estudio para los efectos del cálculo del presupuesto.

3.1.1 Compuerta de derivación con tubo de longitud variable

Este dispositivo es apropiado para los casos en que el gasto por extraer es muy pequeño en comparación con el gasto del canal matriz. Se ha elegido en este caso la construcción de una tubería de cemento comprimido que funcionará a presión, controlada por una compuerta colocada en el extremo de aguas arriba. En este caso la compuerta no regula el gasto de extracción sino que se utiliza únicamente para el caso de cierre total. El gasto extraído se calcula utilizando las fórmulas de escurrimiento por orificio seguido de tubería mediante la medida de la altura de aguas anterior a la tubería.

3.1.2 Compuerta de derivación con escurrimiento libre sin aforador

Este sistema de extracción se usará cuando coexistan dos circunstancias simultáneamente:

a) el gasto de la derivación debe ser pequeño en relación con la del canal, pero al mismo tiempo un cambio en el gasto del primero se nota sensiblemente en el segundo;
b) los terrenos que riega la derivación deben estar situados lo suficientemente bajos con respecto al canal matriz como para permitir el desarrollo, aguas abajo de la compuerta de derivación, de un resalto rechazado.

La estructura consta de una compuerta ubicada dentro del canal matriz seguida de una canalización de hormigón de longitud variable.

La medida del gasto se puede hacer mediante la medición de la altura de aguas en el canal y de la abertura de la compuerta, aplicando la fórmula del gasto por compuerta con resalto rechazado.

3.1.3 Compuerta de derivación de escurrimiento libre con aforador

Este sistema se usará alternativamente en relación con el descrito en el numeral 3.1.2 en los casos en que la cota de los terrenos que regará la derivación, en relación con la de aguas del canal matriz, no permita el desarrollo del resalto rechazado a continuación de la compuerta.

En este caso se colocará un aforador de escurrimiento crítico en la canalización, de preferencia de barrera triangular.

La medida del gasto se hará en este caso de acuerdo con la altura de aguas sobre el umbral de la barrera o de acuerdo con la altura de la carga de aguas sobre el mismo umbral.

3.1.4 Compuerta en el canal matriz y en la derivación.

Este sistema se utilizará en los casos en que el gasto de la derivación es importante en relación con el gasto del canal matriz, lo cual obliga a un control simultáneo de ambos gastos. En este caso habrá una compuerta para el canal matriz y otra para la derivación.

La medida del gasto dependerá de las condiciones topográficas que se presenten en cada caso, pudiendo producirse en la derivación ya sea el rechazo o el ahogamiento del resalto. Normalmente en el canal matriz siempre habrá resalto ahogado después de la compuerta.

La medida del gasto dependerá del caso real que se presente pudiendo ser mediante aforadores de escurrimiento crítico o por medio de la fórmula del resalto rechazado.

3.1.5 Marcos partidores

Se ha considerado que en algunos casos de zonas de riego de extensión relativamente pequeña, convendrá utilizar el marco partidor como dispositivo de partición.

3.1.6 Turnos.

Se ha utilizado el sistema de repartición por turnos en el caso de la existencia de varias propiedades contiguas de pequeñas dimensiones cuya entrega individual significaría la entrega de gastos insignificantes. En estos casos se ha previsto que tales propiedades integrarán un sistema de turnos, pero sin especificar las características del mismo.

3.1.7 Diseño de las estructuras de partición

Se ha hecho diseños paramétricos de las distintas estructuras descritas en los párrafos anteriores en los cuales los parámetros principales son la altura de aguas en el canal matriz, el gasto de extracción, ancho y altura de las compuertas, longitud, ancho y altura de la canalización, diámetro del tubo de cemento comprimido en los casos en que exista, etc.

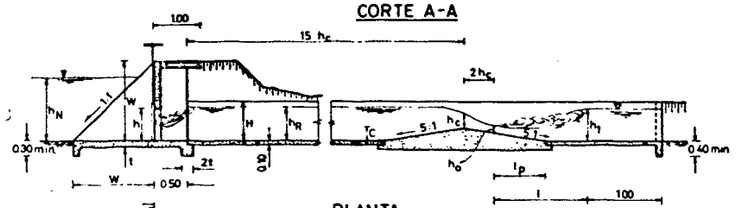
Además se hizo un diseño tentativo especial para las siguientes entregas:

a) Canal Poniente para el canal Lo Figueroa Sur
b) Canal Poniente para el canal Las Tizas
c) Canal Oriente para el canal Las Doscientas
d) Canal Oriente para entregar al sifón San Manuel
e) Repartición entre los canales Botalcura y Matancilla a continuación de la cámara de salida del sifón San Manuel.

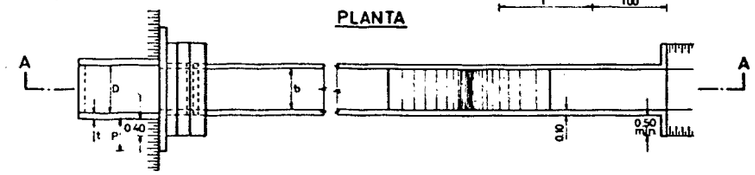
Los detalles de estos diseños aparecen en la lámina AN 8-K-3.1.7

COMPUERTA DE DERIVACION CON AFORADOR

CORTE A-A



PLANTA

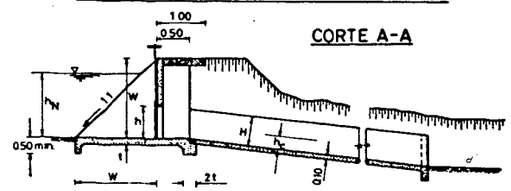


Q máx. m³/seg	h_1	h_c	b	C	h_o	l	l_p	h_R	H	HORM. m³	HORM. 255	MOLD. m²	COSTO $ PRIVADO	COSTO $ SOCIAL
0.020	0.15	0.06	0.40	0.08	0.04	0.72	0.23	0.19	0.35	0.33	0.08	4.50	879	775
0.050	0.22	0.12	0.40	0.09	0.08	0.84	0.10	0.30	0.45	0.54	0.16	7.90	1.511	1.332
0.100	0.30	0.16	0.50	0.13	0.10	1.31	0.20	0.41	0.55	0.83	0.28	12.2	2 357	2.080
0.200	0.40	0.22	0.60	0.17	0.14	1.54	0.18	0.55	0.70	1.27	0.48	19.0	3 694	3.261
0 500	0.60	0.34	0.80	0.26	0.22	2.38	0.29	0.85	1.00	2.52	1.09	38.6	7.553	6.671
>	0.80	0.47	1.00	0.32	0.31	3.20	0.32	1.13	1.30	4.28	1.92	65.9	12 930	11.422

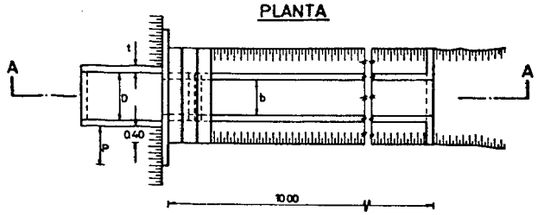
	Q máx. m³/seg	h_N	D	a	b	W	h	P	t	HORM. m³	MAD. pulg	COMP. m²	MOLD. m²	ARM. Kg	COSTO $ PRIVADO	COSTO $ SOCIAL
B 1-1	0.020	0.50	0.50	0.0030	0.40	0.65	0.20	0.40	0.15	0.47	2.00	0.125	3.16	3.03	2.630	2.549
B 1-2		0.60	0.50	0.0026	0.40	0.75	0.20	0.40	0.15	0.54	2.00	0.125	3.82	3.46	2.772	2.676
B 1-3		0.80	0.50	0.0026	0.40	0.95	0.20	0.40	0.15	0.68	2.00	0.125	5.26	4.40	3.081	2.949
B 1-4		1.00	0.50	0.0026	0.40	1.15	0.20	0.40	0.15	0.84	2.00	0.125	6.86	5.45	3.420	3.250
B 1-5		1.20	0.50	0.0026	0.40	1.38	0.20	0.40	0.15	1.03	2.00	0.125	8.89	6.81	3.848	3.629
B 2-1	0.050	0.50	0.50	0.155	0.40	0.65	0.25	0.45	0.15	0.48	2.00	0.150	3.25	3.05	2.962	2.878
B 2-2		0.60	0.50	0.100	0.40	0.75	0.20	0.45	0.15	0.55	2.00	0.125	3.97	3.51	2.800	2.700
B 2-3		0.80	0.50	0.070	0.40	0.95	0.20	0.45	0.15	0.69	2.00	0.125	5.45	4.47	3.116	2.980
B 2-4		1.00	0.50	0.057	0.40	1.15	0.20	0.45	0.15	0.85	2.00	0.125	7.08	5.54	3.463	3.288
B 2-5		1.20	0.50	0.049	0.40	1.38	0.20	0.45	0.15	1.05	2.00	0.125	9.17	6.91	3899	3.674
B 3-2	0.100	0.60	0.60	0.240	0.50	0.75	0.35	0.50	0.15	0.59	2.13	0.240	4.08	3.87	4.321	4.216
B 3-3		0.80	0.60	0.140	0.50	0.95	0.25	0.50	0.15	0.75	2.13	0.180	5.74	4.97	3918	3.774
B 3-4		1.00	0.60	0.100	0.50	1.15	0.20	0.50	0.15	0.93	2.13	0.150	7.50	6.15	3.914	3.728
B 3-5		1.20	0.60	0.085	0.50	1.38	0.20	0.50	0.15	1.13	2.13	0.150	9.68	7.61	4 372	4133
B 3-6		1.50	0.60	0.070	0.50	1.73	0.20	0.50	0.15	1.48	2.13	0.150	13.40	10.13	5.145	4.819
B 4-3	0.200	0.80	0.70	0.190	0.60	0.95	0.30	0.55	0.15	0.81	2.25	0.250	6.00	5.46	4842	4.690
B 4-4		1.00	0.70	0.150	0.60	1.15	0.25	0.55	0.15	0.99	2.25	0.210	7.87	6.72	4795	4599
B 4-5		1.20	0.70	0.125	0.60	1.38	0.25	0.55	0.15	1.21	2.25	0.210	10.13	8.26	5.274	5.023
B 4-6		1.50	0.70	0.105	0.60	1.73	0.20	0.55	0.15	1.58	2.25	0.180	14.05	10.96	5651	5307
B 4-7		1.80	0.70	0.092	0.60	2.07	0.20	0.55	0.20	2.64	2.38	0.180	18.47	14.02	7183	6.713
B 5-3	0.500	0.80	0.90	0.480	0.80	0.95	0.60	0.60	0.15	0.89	2.50	0.590	5.98	6.08	9.227	9072
B 5-4		1.00	0.90	0.380	0.80	1.15	0.50	0.60	0.15	1.09	2.50	0.495	8.06	7.55	8536	8331
B 5-5		1.20	0.90	0.290	0.80	1.38	0.40	0.60	0.15	1.33	2.50	0.400	10.62	9.36	7945	7679
B 5-6		1.50	0.90	0.222	0.80	1.73	0.35	0.60	0.15	1.73	2.50	0.360	14.77	12.30	8.251	7886
B 5-7		1.80	0.90	0.190	0.80	2.07	0.30	0.60	0.20	2.88	2.63	0.320	19.47	15.65	9332	8832
B 6-4	1.000	1.00	1.10	0.800	1.00	1.15	0.90	0.65	0.15	1.15	2.75	1.050	7.75	8.02	15519	15 318
B 6-5		1.20	1.10	0.700	1.00	1.38	0.80	0.65	0.15	1.42	2.75	0.940	10.49	10.01	14 717	14 451
B 6-6		1.50	1.10	0.480	1.00	1.73	0.60	0.65	0.15	1.86	2.75	0.720	15 17	13.41	12 931	12 553
B 6-7		1.80	1.10	0.370	1.00	2.07	0.50	0.65	0.20	3.09	2.88	0.610	20 20	17.10	13 310	12 788
B 6-8		2.00	1.10	0.320	1.00	2.30	0.45	0.65	0.20	3.53	2.88	0.550	23 70	19 64	13.451	12 841

COMPUERTA DE DERIVACION SIN AFORADOR

CORTE A-A



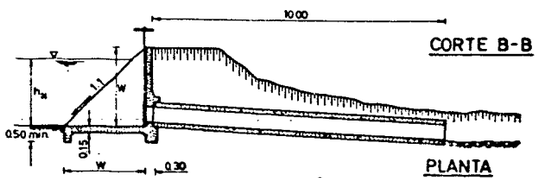
PLANTA



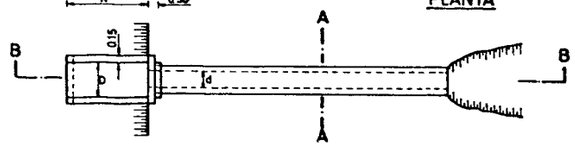
	Q máx. m³/seg	h_N	D	a	b	W	h	P	t	h_c	H	HORM. m³	MAD. pulg	COMP. m²	MOLD. m²	ARM. Kg	COSTO $ PRIVADO	COSTO $ SOCIAL
R 1-1	0.020	0.50	0.50	0.0013	0.40	0.65	0.20	0.40	0.15	0.06	0.40	1.69	2.00	0.125	19.15	3.00	5.547	5.109
R 1-2		0.60	0.50	0.0012	0.40	0.75	0.20	0.40	0.15	0.06	0.40	1.75	2.00	0.125	19.82	3.46	5.677	5.223
R 1-3		0.80	0.50	0.0010	0.40	0.95	0.20	0.40	0.15	0.06	0.40	1.87	2.00	0.125	21.26	4.40	5.964	5.476
R 1-4		1.00	0.50	0.0009	0.40	1.15	0.20	0.40	0.15	0.06	0.40	2.00	2.00	0.125	22.86	5.45	6.286	5.761
R 1-5		1.20	0.50	0.0008	0.40	1.38	0.20	0.40	0.15	0.06	0.40	2.19	2.00	0.125	24.89	6.81	6.702	6.129
R 2-1	0.050	0.50	0.50	0.0080	0.40	0.65	0.20	0.40	0.15	0.12	0.40	1.69	2.00	0.125	19.15	3.00	5.547	5.109
R 2-2		0.60	0.50	0.0070	0.40	0.75	0.20	0.40	0.15	0.12	0.40	1.75	2.00	0.125	19.82	3.46	5.677	5.223
R 2-3		0.80	0.50	0.0065	0.40	0.95	0.20	0.40	0.15	0.12	0.40	1.87	2.00	0.125	21.26	4.40	5.964	5.476
R 2-4		1.00	0.50	0.0060	0.40	1.15	0.20	0.40	0.15	0.12	0.40	2.00	2.00	0.125	22.86	5.45	6.286	5.761
R 2-5		1.20	0.50	0.0050	0.40	1.38	0.20	0.40	0.15	0.12	0.40	2.19	2.00	0.125	24.89	6.81	6.702	6.129
R 3-2	0.100	0.60	0.50	0.0300	0.40	0.75	0.20	0.40	0.15	0.19	0.40	1.75	2.00	0.125	19.82	3.46	5.677	5.223
R 3-3		0.80	0.50	0.0260	0.40	0.95	0.20	0.40	0.15	0.19	0.40	1.87	2.00	0.125	21.26	4.40	5.964	5.476
R 3-4		1.00	0.50	0.0230	0.40	1.15	0.20	0.40	0.15	0.19	0.40	2.00	2.00	0.125	22.86	5.45	6.286	5.761
R 3-5		1.20	0.50	0.0210	0.40	1.38	0.20	0.40	0.15	0.19	0.40	2.19	2.00	0.125	24.89	6.81	6.702	6.129
R 3-6		1.50	0.50	0.0190	0.40	1.73	0.20	0.40	0.15	0.19	0.40	2.51	2.00	0.125	28.40	9.18	7.425	6.770
R 4-3	0.200	0.80	0.50	0.1030	0.40	0.95	0.25	0.45	0.15	0.29	0.40	1.87	2.00	0.150	21.40	4.44	6.298	5.808
R 4-4		1.00	0.50	0.0930	0.40	1.15	0.20	0.45	0.15	0.29	0.40	2.01	2.00	0.125	23.10	5.54	6.321	5.790
R 4-5		1.20	0.50	0.0850	0.40	1.38	0.20	0.45	0.15	0.29	0.40	2.20	2.00	0.125	25.20	6.91	6.745	6.166
R 4-6		1.50	0.50	0.0760	0.40	1.73	0.20	0.45	0.15	0.29	0.40	2.53	2.00	0.125	28.75	9.31	7.483	6.819
R 4-7		1.80	0.50	0.0690	0.40	2.07	0.20	0.45	0.20	0.29	0.40	3.48	2.13	0.125	32.89	12.12	8.882	8.102
R 5-3	0.500	0.80	0.70	0.3300	0.60	0.95	0.45	0.45	0.15	0.41	0.50	2.36	2.25	0.350	25.45	5.18	9.755	9.168
R 5-4		1.00	0.70	0.2800	0.60	1.15	0.40	0.45	0.15	0.41	0.50	2.52	2.25	0.320	27.23	6.42	9.687	9.057
R 5-5		1.20	0.70	0.2300	0.60	1.38	0.35	0.45	0.15	0.41	0.50	2.74	2.25	0.280	29.46	7.97	9.721	9.038
R 5-6		1.50	0.70	0.2100	0.60	1.73	0.35	0.45	0.15	0.41	0.50	3.12	2.25	0.280	33.18	10.57	10.526	9.754
R 5-7		1.80	0.70	0.1900	0.60	2.07	0.30	0.45	0.20	0.41	0.50	4.24	2.38	0.250	37.52	13.63	11.650	10.761
R 6-4	>	1.00	1.10	0.4200	1.00	1.15	0.55	0.50	0.15	0.47	0.60	3.36	2.75	0.660	31.76	8.28	15.395	14.646
R 6-5		1.20	1.10	0.3700	1.00	1.38	0.50	0.50	0.15	0.47	0.60	3.65	2.75	0.610	34.26	10.15	15.277	14.467
R 6-6		1.50	1.10	0.3200	1.00	1.73	0.45	0.50	0.15	0.47	0.60	4.16	2.75	0.550	38.43	13.25	15.567	14.653
R 6-7		1.80	1.10	0.2800	1.00	2.07	0.40	0.50	0.20	0.47	0.60	5.64	2.88	0.500	43.15	16.77	16.828	15.768
R 6-8		2.00	1.10	0.2200	1.00	2.30	0.35	0.50	0.20	0.47	0.60	6.25	2.88	0.440	46.53	19.28	17.110	15.961

COMPUERTA DE DERIVACION CON TUBO

CORTE B-B



PLANTA



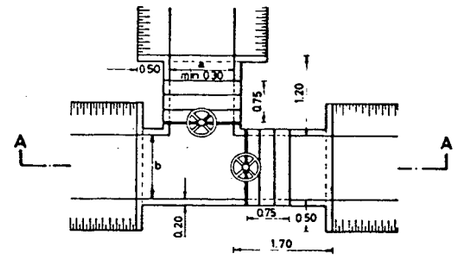
CORTE A-A



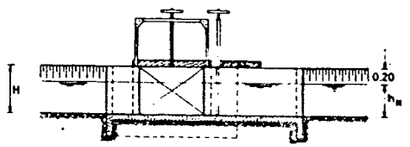
	Q máx. m seg.	h_N	d	D	W	TUBO $	COMP. m²	HORM. m³	MOLD. m²	ARM. Kg	COSTO $ PRIVADO	COSTO $ SOCIAL
A 1	0.020	> 1.20	0.20	0.30	1.60	4156	0.04	0.52	13 12	10 30	6.768	6.479
A 2	0.050	> 1.20	0.20	0.30	1.60	4156	0.04	0.52	13.12	10 30	6.768	6.479
A 3	0.100	> 1.50	0.30	0.40	1.90	4596	0.09	0.75	18.24	15 10	8.698	8.294
A 4	0.200	> 1.80	0.40	0.50	2.20	5.010	0.16	1.04	24.20	20.60	11.014	10.475
A 5	0.500	> 1.80	0.60	0.70	2.20	5.836	0.36	1.15	25.10	23 20	14.602	14.039
A 6-1	1000	> 2.20	0.80	0.90	2.70	12.025	0.64	1.75	37.26	35 60	26 426	25 586
A 6-2		> 2.50	0.80	0.90	3.00	12 025	0.64	2.08	45 00	42 20	27.699	26.687

JUEGO DE COMPUERTAS

PLANTA



CORTE A-A



	Q_E	Q_S	H	b	a	COMP. N°	COMP. SUP	MAD. pulg	HORM. m³	MOLD. m²	ARM. Kg	COSTO $ PRIVADO	COSTO $ SOCIAL
C 6-1	1.7	0.02	1.37	1.30	0.30	1	0.40	2.70	3.49	25 00	19 20	11.643	10 956
C 6-2		0.05	1.37	1.30	0.30	1	0.40	2.70	3.49	25 00	19 20	11.643	10 956
C 6-3		0.10	1.37	1.30	0.30	1	0.40	2.70	3.49	25 00	19 20	11.643	10.956
C 6-4		0.20	1.37	1.30	0.30	1	0.40	2.70	3.49	25 00	19 20	11 643	10 956
C 6-5		0.50	1.37	1.30	0.40	2	2.33	2.80	3.57	25 10	19 60	36 063	35 369
C 6-6		1.00	1.37	1.30	0.75	2	2.81	3.40	3.84	25 50	21 10	42 494	41 769
C 5-1	1.2	0.02	1.24	1.10	0.30	1	0.37	2.30	3.13	22 70	17 20	10 601	9 982
C 5-2		0.05	1.24	1.10	0.30	1	0.37	2.30	3.13	22.70	17 20	10 601	9 982
C 5-3		0.10	1.24	1.10	0.30	1	0.37	2.30	3.13	22.70	17 20	10 601	9 982
C 5-4		0.20	1.24	1.10	0.30	1	0.37	2.30	3.13	22 70	17 20	10 601	9 982
C 5-5		0.50	1.24	1.10	0.45	2	1.92	2.60	3.23	22 80	17 80	30 277	29 646
C 5-6		1.00	1.24	1.10	0.90	2	2.48	3.30	3.55	23 20	19.50	37 776	37 111
C 4-1	1.0	0.02	1.18	1.00	0.30	1	0.35	2.20	2.96	21 60	16 30	10 045	9 456
C 4-2		0.05	1.18	1.00	0.30	1	0.35	2.20	2.96	21 60	16 30	10 045	9 456
C 4-3		0.10	1.18	1.00	0.30	1	0.35	2.20	2.96	21 60	16.30	10.045	9 456
C 4-4		0.20	1.18	1.00	0.30	2	1.53	2.20	2.96	21 60	16 30	24 913	24 324
C 4-5		0.50	1.18	1.00	0.50	2	1.77	2.50	3.09	21 80	17 00	28 123	27 520
C 3-1	0.6	0.02	1.01	0.90	0.30	1	0.30	2.00	2.56	18 40	14 10	8 633	8 128
C 3-2		0.05	1.01	0.90	0.30	1	0.30	2.00	2.56	18 40	14 10	8 633	8 128
C 3-3		0.10	1.01	0.90	0.30	1	0.30	2.00	2.56	18 40	14 10	8 633	8 128
C 3-4		0.20	1.01	0.90	0.30	2	1.21	2.00	2.56	18 40	14 10	20 099	19 594
C 3-5		0.50	1.01	0.90	0.75	2	1.67	2.80	2.84	18 50	15 60	26 276	25.741
C 2-1	0.5	0.02	0.97	0.80	0.30	1	0.29	1.80	2.43	17 80	13 40	8 287	7 803
C 2-2		0.05	0.97	0.80	0.30	1	0.29	1.80	2.43	17 80	13 40	8 287	7 803
C 2-3		0.10	0.97	0.80	0.30	2	1.07	1.80	2.43	17 80	13 40	18 115	17 631
C 2-4		0.20	0.97	0.80	0.35	2	1.12	1.90	2.46	17 80	13 50	18 785	18 298
C 1-1	0.2	0.02	0.78	0.60	0.30	1	0.23	1.50	1.95	14 40	10 70	6 623	6 233
C 1-2		0.05	0.78	0.60	0.30	2	0.70	1.50	1.95	14 40	10 70	12 545	12 155
C 1-3		0.10	0.78	0.60	0.30	2	0.70	1.50	1.95	14 40	10 70	12 545	12 155

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO
Proyecto
RIEGO VALLE DE PENCAHUE
Estudio de Factibilidad

HIDROSOLVE
Jefe Proyecto E.D.M
Jefe Area H.N.F
Asesor Ingeniería S.V.V

SISTEMA BAJO LIRCAY
PLANO TIPO
OBRAS DE DISTRIBUCION
Escala
Area INGENIERIA CIVIL
Fecha de Aprobación
Lámina AN 8-K-3.1.2

3.2 Sistema Canal Poniente y derivados

El canal Poniente con sus derivados regarán la zona que tiene límite norte y oriente al estero Cunculén desde su nacimiento cerca del cerro de Pichamán, por límite sur al canal Corinto y por límite poniente al estero Los Puercos. Una parte del área definida, tal como se explicará más adelante, se riega con un canal de derrames cuya bocatoma está situada en la confluencia de los esteros Cunculén y El Almendro.

3.2.1 Superficie y sectorización de la zona de riego

La superficie de riego, según los sectores que cubre el canal Poniente y derivados, es la siguiente:

Sector	Superficie neta (hás)	Demanda total (m3/seg)
Rauquén	193.6	0.260
Lo Figueroa Sur	660.0	0.890
Pencahue Oriente	180.4	0.230
El Peral	468.4	0.630
Las Tizas	185.7	0.250
Corinto	162.2	0.220
Pencahue Poniente	776.7	1.050
	2.627.0	3.530

La diferencia que aparece en la superficie del sector Rauquén entre este cuadro y el del numeral 1.1 se debe a que una parte de él, 353.3 hás., se riegan directamente desde el canal Matriz Pencahue. La demanda total que corresponde al mes de enero se ha fijado utilizando la tasa de riego de 1.35 l/s/há que incluye, además de la tasa en predio, las pérdidas por filtraciones en distribución.

3.2.2 Esquema de riego del Canal Poniente

El esquema general de riego del canal Poniente se indica a continuación.

Kilometraje de ubicación de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo en entrega
0.000	Toma en el Matriz Pencahue		3.500	
0.050	106-5		3.500	R.4-6
0.800	Canal Lo Figueroa Sur	0.710	2.600	Juego de compuertas
3.700	106-5	0.115	2.500	R.4-6
6.600	Canal Las Tizas	1.300	1.200	Juego de compuertas
10.200	101-56 103-13	0.240	1.000	R.5-4
11.000	Canal Santa Rosa Rol 103-9	0.790	0.300	R.6-4
12.600	Canal Pencahue Pueblo	0.300		R.5-3

3.2.2 Canal Poniente

El canal Poniente tiene una longitud aproximada de 12.600 Km. entre la toma en el canal Matriz Pencahue y la obra de entrega al canal Santa Sara. Hasta el Km. 8.300 se desarrolla por terrenos que corresponden a la terraza alta de la zona de Rauquén que se caracteriza por un primer horizonte limo arcilloso que se apoya en un subsuelo que puede estar constituído por conglomerado de areniscas o gravas fluviales antiguas. A partir del Km. 8.300 comienza el sector que corresponde a las laderas de los cerros situados al sur oriente del pueblo de Pencahue. En general, las pendientes transversales son suaves, inferiores al 10%, excepto en tramos aislados y de corta longitud.

El canal tiene como cota de eje hidráulico obligatoria en el Km. 0.800 la 98.50 que es la máxima de la terraza alta de Rauquén en ese punto.

3.2.2.1 Cauce. Considerando las características que presenta el terreno, no se ha estimado necesario considerar ni berma por el costado del cerro ni un espacio especial por el costado del valle para la formación del camino de borde. Este último se construirá de 4 m. de ancho con el material proveniente de las excavaciones, desde el Km. 0.000 hasta el Km. 11.000. Los volúmenes de excavaciones parciales en cada sector del canal permiten tener la seguridad de que se dispondrá de material suficiente para la construcción de dicho camino. En general, las excavaciones permitirán construir una adecuada carpeta de rodado; en los casos en que tal cosa no sea posible, deberá colocarse una capa de ripio de 3 m. de ancho y 0,15 m. de espesor.

El canal se ha proyectado para una velocidad de 0,60 m/s en todos los tramos con el objeto de disminuir en lo posible la superficie de suelos apropiados para el riego que quedarán sobre el canal. Se exceptúa esta disposición al tramo entre los Kms. 0.000 y 0.800 en que la velocidad se ha hecho igual a 1.20 m/s por la cota obligada de 98.50 en el Km. 0.800, en tanto que en el Km.0.000 se tiene la cota 102.60, por lo tanto, la rugosidad es 0.025. No se ha consultado revestimiento y los taludes se han tomado iguales a 1/1. En el tramo entre los Kms. 6.700 y 7.000 hay un corte de una altura aproximada de sobreexcavación de 4,70 m.

De acuerdo con las características básicas indicadas, las obras que presenta el canal Poniente aparecen en el cuadro siguiente:.

Tramo Kilometraje	Gasto (m3/s)	Pendiente	Ancho de radier(m)	Altura normal (m)
0.000 - 0.800	3.500	0.00185	1.50	1.27
0.800 - 3.700	2.600	0.00032	1.60	1.41
3.700 - 6.600	2.500	0.00033	1.60	1.39
6.600 -10.200	1.200	0.00051	1.15	1.00
10.200 -11.000	1.000	0.00055	1.10	0.96
11.000 -12.600	0.300	0.00083	0.60	0.52

3.2.2.2 Obras de arte mayores. El canal Poniente no presenta obras de arte mayores.

3.2.2.3 Obras de arte menores.

a) Puentes. Siguiente el criterio de considerar la construcción solamente en los caminos existentes que sean cortados por el canal, se tiene que el canal Poniente presenta un sólo puente en el Km. 11.150 al cruzar el camino público de Talca a Curepto. Tendrá un ancho de 8 m.

b) Descargas parciales. Tendrá una sola descarga parcial ubicada en el Km. 5.000 con una capacidad de evacuación de 0.620 m^3/s. La compuerta mide 0.70 m. de ancho y 0.70 m. de altura.

c) Pasos de quebradas. Los pasos de quebrada del canal Poniente son los siguientes:

Kilometraje de ubicación	Superficie (km2)	Gasto (m3/s)	Tipo de obra	Diámetro o ancho (m)
3.200	0.70	0.75	Tubo corrugado	0.80
3.350	0.70	0.75	" "	0.80
4.950	1.60	2.80	" "	1.52
8.200	0.70	1.22	" "	1.52
11.650	0.300	0.52	" "	0.80

3.2.2.4 Caídas. De acuerdo con las características del terreno, hay una diferencia de 4,10 m. entre el eje hidráulico del Canal Matriz Pencahue en el Km. 0.000 del canal Poniente y el eje hidráulico del mismo canal en el Km. 0.800. La diferencia se salva en parte con la pendiente de 0.00185 que se le ha dado al canal en esta parte, lo cual significa 1.48 de pérdida de cota en los 800 de su recorrido. El resto deberá perderse en la obra de distribución desde donde nace el canal Poniente o mediante caídas especiales. En este anteproyecto se ha ligado la pérdida de cota a la obra de distribución.

3.2.2.5 Obras de distribución. En total habrá seis obras de distribución para entrega tanto a predios como a canales. En todas ellas, excepto la del canal Lo Figueroa Sur, la entrega se hace a terrenos o canales en posición más baja, de tal modo que la medida del gasto se puede hacer mediante el sistema de aforo por compuerta con resalto rechazado. En el caso de la obra de distribución para el canal Lo Figueroa Sur, se utilizará el sistema de aforadores de barrera triangular con compuertas en ambos canales.

3.2.3 Canal Las Tizas

El canal Las Tizas es un derivado del canal Poniente que riega los sectores las Tizas y Corinto y parte de los sectores El Peral y Rauquén. A su vez, da origen a cuatro subderivados. Su superficie de riego es de 968,8 hás. de las cuales 531.2 se riegan directamente desde él y el resto por medio de los subderivados.

3.2.3.1 Esquema de riego del Canal Las Tizas y subderivados

a) Canal Las Tizas

Kilometraje ubicación	Entrega a predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en Canal Poniente			Juego de compuertas
			1.300	
1.000	Rol 106-3	0.059		R.3-3
			1.140	
2.050	Canal Corinto Nº1	0.110		R.4-3
			1.020	
3.870	Rol 101-56	0.392		R.5-3
			0.650	
4.550	Canal Corinto Nº2	0.110		R.4-3
			0.550	
4.925	Canal Los Brujos	0.230		R.5-3
			0.320	
8.000	Canal Las Tizas Sur	0.170		R.4-3
			0.150	
	Rol 109-17			
8.700	Rol 105-16	0.036		R.2-1
			0.120	
9.475	Rol 103-5 103-40 103-39 103-20 105-25	0.026		R.2-1
			0.100	
9.860	Rol 105-27 105-24 103-21 103-43	0.025		R.2-1
			0.075	
10.000	Rol 105-29 102-28 103-19 103-18 102-11 101- 1 102-13 y 102-12	0.060		R.3-2

b) Canal Corinto Nº1. Se le dará un gasto uniforme de 0.10 m^3/s.

Kilometraje	Entrega a predio	Gasto de entrega (m3/s)
0.000	Toma en el Canal Las Tizas	
0.620	Rol 106-3	0.061
2.020	Rol 109-8	0.010
2.220	Rol 109-4 108-36	0.034

c) Canal Corinto Nº2

0.000	Toma en el Canal Las Tizas	
2.450	Rol 107-32	0.052
3.820	Rol 109-7	0.032
4.450	Rol 109-18	0.029

d) Canal Los Brujos. Se lo proyectará para un gasto uniforme de 0.240 m^3/s.

0.000	Toma en el Canal Las Tizas	
1.580	Rol 109-17 Rol 105-16	0.050
2.080	Rol 103-18	0.180

e) Canal Las Tizas Sur. Se le proyectará un canal de gasto uniforme de 0.100 m^3/s.

0.000	Toma en el Canal Las Tizas	
0.280	Rol 108-45	0.042
1.250	Rol 107-20	0.017
2.280	Rol 108-30	0.010
3.500	Rol 107-21	0.024

3.2.3.2 Cauce del canal Las Tizas y derivados. Todos estos canales se excavarán en la terraza remanente de la zona de Rauquén, Corinto y Las Tizas que se caracteriza por un primer horizonte de terrenos limo arcillosos que descansa en un substratum de areniscas o gravas fluviales antiguas; en general, predomina este último material. Las pendientes transversales de los suelos son moderadas, aumentando localmente en algunos puntos por efectos de la erosión retrógrada de las quebradas. En algunos puntos afloran cerros islas. El canal Las Tizas estará ubicado en general en la parte superior de la meseta. Las pendientes de los canales son, normalmente , las que determinan la topografía, sin que en ningún tramo del canal Las Tizas se produzcan velocidades superiores a la resistencia a la erosión de los terrenos. No se ha estimado necesario consultar camino de borde especial, ya que el canal se desarrollará por terrenos prácticamente planos, ni revestimientos. Se tomarán taludes 1/1.

a) Canal Las Tizas. Las características de los distintos tramos del canal Las Tizas son las siguientes:

Tramo Kilometraje	Gasto (m3/s)	Pendiente	Velocidad (m/s)	Ancho radier (m)	Altura normal (m)
0.000- 1.000	1.300	0.00150	0.89	1.00	0.80
1.000- 2.050	1.140	0.00150	0.87	0.90	0.78
2.050- 2.800	1.020	0.00150	0.84	0.90	0.75
2.800- 3.800	1.020	0.00230	0.99	0.80	0.70
3.800- 4.550	0.650	0.00230	0.87	0.70	0.58
4.550- 4.925	0.550	0.00230	0.86	0.60	0.55
4.925- 8.000	0.320	0.00077	0.50	0.60	0.55
8.000-10.000				0.50	0.22

Desde el Km. 8.000 hasta el Km. 10.000 se le dará a la cuneta una sección uniforme de 0.50 m. de ancho de base por una altura de excavación de 0.50 m. y taludes 1/1.

b) Canales Corinto Nº1 y Corinto Nº2. Ambos canales tendrán una pendiente aproximada a 0.0036 con lo cual la velocidad resulta igual a 0.66 m/s. Las dimensiones de la sección son 0.50 m. de ancho basal y 0.50 de altura de excavación.

c) Canal Los Brujos. El canal Los Brujos tendrá una capacidad uniforme de 0.230 m^3/s con una pendiente de 0.0034. La sección transversal resultante tiene las siguientes características: ancho basal 0.50m., altura normal 0,33 m., velocidad 0.83 m/s. Se tomará como altura de excavación 0.65 m.

d) Canal Las Tizas Sur. Tiene un gasto uniforme de 0.100 m^3/s con una pendiente de 0.0049. Se ha adoptado una sección de 0.50 m. de ancho con una altura de 0.50 m.

3.2.3.3 Obras de arte mayores. El Canal Las Tizas y sus derivados no tienen obras de arte mayores.

3.2.3.4 Obras de arte tipo

a) Puentes. Los puentes en los canales existentes serán del tipo alcantarillas de tubos de cemento comprimido revestidas con una capa de hormigón de 0.10 m. de espesor.

Hay en total seis alcantarillas, todas ubicadas en el canal Las Tizas. Todas serán de 6 m. de ancho y de las cuales 5 son de 0.60 m. de diámetro y 1 de 0.80 m. de diámetro.

b) Descargas Parciales. Se consulta la construcción de una descarga parcial ubicada en el Km. 5.00 con una capacidad de evacuación de 0.150 m^3/s. La

compuerta tendrá un ancho de 0.60 m. y una altura de 0.60 m.

c) Pasos de Quebrada. No se han consultado pasos de quebrada.

3.2.3.5 Obras de distribución. En total se han considerado veintitrés obras de distribución de las cuales diez están ubicadas en el canal Las Tizas y las restantes en los canales derivados. Con excepción de dos que se ha considerado que conviene colocar marcos partidores, todas las demás son del tipo de compuerta. Siete son del tipo de compuerta con resalto rechazado y las otras llevarán además una barrera de aforo.

3.2.4 Canal Santa Sara y derivados

El canal Santa Sara y sus derivados: canales Pueblo Sur y Los Paltos, riegan el sector Pencahue Poniente. Su superficie de riego es igual a 532.4 hás., ya que una parte del sector indicado en 3.1.1 se riega con una entrega directa desde el canal Poniente.

3.2.4.1 Esquema de riego del Canal Santa Sara y Derivados

a) Canal Santa Sara

Kilometraje de ubicación de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en el Canal Poniente		
1.820	Rol 103-9	0.113	M.Partidor
2.560	Canal Pueblo Sur Rol 123-5	0.245	M.Partidor
2.940	Canal El Palto	0.090	M.Partidor
3.150	Rol 103-15 Rol 102-40 Rol 103-10	0.198	M.Partidor
3.540	Rol 102-39	0.023	M.Partidor
4.200	Rol 102-14 Rol 103-14	0.050	M.Partidor

b) Canal Pueblo Sur

Kilometraje de ubicación de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en el Canal Santa Sara		M.Partidor
0.620	Regantes de una parte del Pueblo de Pencahue	0.041	M.Partidor

c) Canal El Palto

0.000	Toma en el Canal Santa Sara		M.Partidor
0.410	Rol 123-4-18 Rol 103-18	0.090	M.Partidor

El riego de los predios que corresponde a los Roles 103-18, 123-4-18, 103-10 y 103-14 exige la construcción de canales extraprediales para cada uno de ellos de longitudes iguales a 1.030, 600, 330 y 600 m., respectivamente. El canal para el riego del Rol 103-18 llevará un puente en el camino público de Talca a Curepto. Esta circunstancia se tomará en cuenta para el cálculo del presupuesto correspondiente.

3.2.4.2 Cauce. El canal Santa Sara y subderivados se excavarán por terrenos que pertenecen principalmente a la serie Pencahue que son suelos arcillosos que descansan sobre un substratum de areniscas conglomeradas. Las pendientes transversales son suaves. No se ha considerado la construcción de camino de borde ni la colocación de revestimientos. Los taludes serán 1/1 y la pendientes longitudinal será la que presente el terreno con la velocidad limitada a 1.15 m/s.

a) Canal Santa Sara

Tramo Kilometraje	Gasto (m3/s)	Pendiente	Velocidad	Ancho radier (m)	Altura normal (m)
0.000-1.820	0.720	0.007	1.15	0.65	0.53
1.820-2.560	0.610	0.0014	0.64	0.65	0.70
2.560-2.940	0.370	0.0100	1.19	0.50	0.37
2.940-3.150	0.280	0.0135	1.17	0.50	0.30
3.150-3.540	0.080	0.0033	0.51	0.50	0.22
3.540-4.200	0.050	0.010	0.70	0.50	0.12

b) Subderivados y canales extraprediales. Todos estos cauces son de gastos pequeños y, en general, tiene pendientes altas. Se ha supuesto que todos ellos tendrán un ancho basal uniforme de 0.50 m. con taludes 1/1 y alturas totales de excavación de 0.55 m.

3.2.4.3 Caídas. El canal Santa Sara, en sus tramos primero, tercero y cuarto presenta pentientes longitudinales que producen velocidades superiores a las estimadas como máximas admisibles.

Por el motivo señalado se ha consultado la construcción de siete caídas, cuyas características se indican a continuación. Habrá cinco en el primer tramo y una en cada uno de los otros dos. Se las hará de hormigón armado de 0.20 m. de espesor y se ha supuesto una cuantía de 50 Kgs. de fierro por m^3 de hormigón.

Caída	Tramo	Altura caída (m)	Altura Colchón (m)	Long. Colch. (m)	Long. Total (m)	Ancho (m)
1	0.000-1.820	0.90	0.35	6.00	9.50	0.65
2	0.000-1.820	0.90	0.35	6.00	9.50	0.65
3	0.000-1.820	0.90	0.35	6.00	9.50	0.65
4	0.000-1.820	0.90	0.35	6.00	9.50	0.65
5	0.000-1.820	0.90	0.35	6.00	9.50	0.65
6	2.560-2.940	0.95	0.35	5.00	8.50	0.65
7	2.940-3.150	0.40	0.25	4.00	7.50	0.50

3.2.4.4 Obras de arte mayores. El canal Santa Sara y subderivados no presenta obras de arte mayores.

3.2.4.5 Obras de arte menores

a) Puentes. Los puentes que se construirán en el canal Santa Sara y subderivados serán del tipo alcantarillas de tubos de cemento comprimido con recubrimiento de hormigón de 0.10 m. de espesor mínimo. Su ubicación y características se indican en el cuadro siguiente:

Canal	Kilometraje	Tipo de camino	Longitud Alcantarilla (m)	Diámetro (m)
Sta.Sara	2.550	Público	8.00	0.80
Sta.Sara	3.150	Vecinal	4.00	0.60
Extrapredial		Vecinal	4.00	0.60
El Palto	0.86	Público	8.00	0.60
Extrapredial		Público	6.00	0.60
Extrapredial		Vecinal	4.00	0.60

b) Descargas parciales. No se ha tomado en cuenta la construcción de ninguna descarga parcial.

c) Pasos de quebrada. No se ha tomado en cuenta la construcción de ningún paso de quebrada.

3.2.4.6 Obras de distribución. En este caso se ha supuesto que la partición de aguas se hará por marcos partidores y se ha estimado necesaria la construcción de ocho de tales obras, algunas de las cuales tendrán más de dos ramales.

3.2.5 Canal Pueblo de Pencahue

El canal Pueblo de Pencahue riega el sector Pencahue Oriente. Su superficie de riego es 180.4 hás. netas.

3.2.5.1 Esquema de Riego

Tipo de entrega	Kilometraje ubicación de entrega	Predio	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en entrega (m3/s)
M.Partidor	0.000	Rol 103-16 103-17 103- 9	0.022	0.220
M.Partidor	0.780	Pueblo de Pencahue	0.029	0.190
M.Partidor	1.570	Rol 13 -1 Rol 103-25 Rol 105-17A Rol 103-30A	0.015	0.180
M.Partidor	2.110	Rol 103-14	0.094	0.090
M.Partidor	2.310	Rol 6-1 102-8 103-8 101-51 105-13	0.028	0.070
M.Partidor	3.390	Rol 102-9 103-12	0.024	0.050
M.Partidor	4.130	Rol 105-6 102-29 104-15 104-16 102-6	0.035	

Para el riego de los predios servidos por las entregas de Km. 0.000, 0.780, 1.570 y en el Rol 102-6 de la entrega del Km. 4.130 se necesitan canales extraprediales de 900, 200, 310 y 100 m. de longitud respectivamente. Dos de estos últimos canales necesitarán puentes del tipo alcantarilla en el camino público de Pencahue a Botalcura.

3.2.5.2 Cauce. Las pendientes altas disponibles en los sectores de mayor gasto, combinado con menores pendientes en los tramos de gastos pequeños ha hecho aconsejable suponer una sección uniforme en toda la red formada por el canal Pueblo de Pencahue y los canales derivados extraprediales. Dicha sección no llevará revestimiento y tendrá las siguientes características: ancho del radier 0.50 m., altura total de excavación 0.55 m. y taludes 1/1.

3.2.5.3 Obras de arte mayores. No hay.

3.2.5.4 Obras de arte menores.

a) Puentes. Se necesitarán seis puentes del tipo alcantarillas de tubos de cemento comprimido con revestimiento de hormigón de 0.10 m. de espesor mínimo. Todas son de 0.60 m. de diámetro. Hay tres en el camino público de Pencahue a Botalcura de las cuales una es del canal Pueblo de Pencahue y las otras dos son de canales extraprediales; tendrán una longitud de 6 m. Hay una en el camino público de Talca a Curepto, que pertenece a un canal extrapredial, de 8 m. de longitud y dos en un camino vecinal que son del canal Pueblo de Pencahue con 4 m. de longitud.

b) Descargas Parciales. No hay.

c) Pasos de Quebrada. No hay.

3.2.5.5 Obras de distribución. En este caso se ha supuesto que la partición de aguas se hará por medio de marcos partidores de los cuales habrá siete.

3.2.6 Canal Lo Figueroa Sur

El canal Lo Figueroa Sur riega el sector del mismo nombre con una superficie de 526,4 hás. La diferencia con respecto a la cifra que aparece en el numeral 3.1.1 se

debe a que parte del sector se riega desde el canal Poniente antes de obra de entrega al canal Lo Figueroa Sur.

3.2.6.1 Esquema de riego

Tipo de entrega	Kilometraje ubicación de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)
Juego de compuertas	0.000	Toma en el canal Poniente		0.700
R.3-3	1.200	Rol 106-5	0.080	0.620
R.2-3	2.500	Rol 101-31	0.031	0.590
M.Partidor	3.500	Pueblo de Lo Figueroa Rol 104-4	0.590	

En el caso del riego del Pueblo de Lo Figueroa, que está constituído enteramente por minifundios, será necesario hacer un estudio de terreno cuidadoso para el trazado de los canales y acequias de riego internos como también de los embalses de regulación; estos últimos quedarán seguramente situados en algún predio vecino. En todo caso, se ha supuesto la construcción de tres ramales de riego de corto desarrollo hasta llegar al pueblo de Lo Figueroa, cada uno de los cuales tendrá una alcantarilla en el camino público de Talca a Curepto.

Para el riego de los roles 101-31 y 104-4 será necesario construir canales extraprediales para cada uno de ellos de 1.400 Kms. para el primero y de 0.500 Kms. para el segundo. También serán necesarios puentes y alcantarillas para el cruce del camino público de Talca a Curepto.

3.2.6.2 Cauce. El canal Lo Figueroa Sur se desarrolla hasta el Km. 3.200 aproximadamente por terrenos que corresponden a la terraza alta de la zona de Rauquén

que se caracterizan por un primer horizonte limo arcilloso que se apoya en un subsuelo que puede estar constituído por un conglomerado de areniscas o gravas fluviales antiguas. A partir del Km. 3.200 el canal sigue por laderas de cerros de pendientes transversales suaves.

El proyecto del canal se ha hecho de acuerdo con los siguientes criterios generales: la cuneta no llevará revestimiento, no se hará provisión especial en la sección transversal para el camino de borde, no llevará berma, la velocidad será igual a 0.60 m/s y los taludes serán iguales a 1/1. De acuerdo con estos criterios, las características principales del cauce son las siguientes:

Kilometraje tramo	Gasto (m3/s)	Pendiente	Ancho de radier (m)	Altura normal (m)
0.000-1.200	0.700	0.00076	0.90	0.72
1.200-2.500	0.62	0.00084	0.80	0.69
2.500-3.500	0.590	0.00086	0.80	0.67
3.500-4.000	0.440	0.00100	0.70	0.57

El tramo 3.500-4.000 corresponde al canal extrapredial del rol 104-4.

3.2.6.3 Obras de arte mayores. No hay.

3.2.6.4 Obras de arte menores.

a) Puentes y alcantarillas. Se construirán un puente y cinco alcantarillas. Todas estas obras pertenecen a canales extraprediales y todas estarán situadas en el camino público de Talca a Curepto, de tal modo que tendrán 8 m. de longitud.

El puente estará situado en el canal extrapredial que pertenece al rol 104-4. Las alcantarillas son tubos de cemento comprimido de 0.60 m. de diámetro interior con revestimiento de hormigón de 0.10 m. de espesor mí-

nimo. Tres de ellas son de los canales extraprediales del Pueblo de Lo Figueroa y dos son de los mismos canales que pertenecen al Rol 101-31.

b) Descargas parciales. No hay.

c) Pasos de Quebradas. No hay.

3.2.6.5 Obras de distribución. Las obras de distribución son tres, de las cuales una es del tipo compuerta lateral con aforador de barrera triangular y las otras dos del tipo compuerta lateral con resalto rechazado en las cuales el aforo del gasto se hace midiendo la abertura de la compuerta y la altura de aguas anterior a ella.

3.3 Sistema Canal Oriente y derivados

Todo el resto del valle, descontada el área servida por el sistema del Canal Poniente y sus derivados y el área cubierta por el sistema de canales de derrames, será regada por el Canal Oriente y derivados, incluyendo los sectores situados al poniente del estero Los Puercos.

3.3.1 Superficies de riego y sectorización

La superficie de riego y la demanda total de agua, según los sectores que cubre el canal Oriente y derivados, es la siguiente:

Sector	Superficie neta (hás)	Demanda Total (m3/s)
Lo Figueroa Oriente	67.2	0.090
Quepo	239.4	0.320
Lo Figueroa Norte	520.1	0.700
Las Doscientas	1.145.5	1.550
Tutucura Sur	453.3	0.610
Tutucura Norte	366.9	0.490
La Orilla y Espinal	418.7	0.570
La peña Sur y Litú Sur	87.9	0.120
La Peña Norte y Litú Norte	91.4	0.120
Tapihue Oriente	180.2	0.240
Tapihue Poniente	122.9	0.160
Los Puercos	114.8	0.150
Las Palmas	154.9	0.210
La Constancia	186.2	0.250
Pichinguileo Norte y Sur	51.6	0.070
Totoral Oriente	301.6	0.400
Totoral Poniente	92.3	0.120
Botalcura Norte	79.6	0.110
Botalcura Sur	226.8	0.300
La Esperanza	308.6	0.410
Cabrería	280.2	0.370
Matancilla	267.4	0.360
El Quillay	23.3	0.030
	5.780.8	7.750

La demanda total que corresponde al mes de enero, se ha fijado utilizando la tasa de riego de 1.35 l/há que incluye, además de la tasa en el predio, las pérdidas por filtraciones en la distribución.

3.3.2 Esquema de riego del Sistema Canal Oriente

El canal Oriente hace entregas a canales distribuidores secundarios y también hace entregas directas a los predios situados junto a él. A continuación se agrega el esquema de distribución en el cual se indica el kilometraje aproximado de entrega a canal secundario de riego o a predios o grupos de predios. También se dá el gasto de entrega que en el caso de predios es el neto en potrero sin considerar ningún tipo de pérdidas, en tanto que para el caso de los canales se considerarán las pérdi-

das que ese canal puede experimentar por filtraciones. Los gastos se indicarán en l/s y los kilometrajes están contados desde la obra de distribución con el canal Poniente que marca el final del canal Matriz Pencahue.

Kilom.de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (l/s)	Tipo de entrega
2.000	106-5	82	A-3
5.000	106-5	25	A-1
7.900	Rol 101-31	32	A-3
	103-2	25	
9.150	Canal Quepo	320	A-5
10.400	Pueblo de Lo Figueroa	34	A-1
11.000	Rol 104-4	110	A-4
	105-26	39	
15.000	Rol 104-4	220	A-5
16.800	Rol 104-4	106	A-4
17.200	Rol 123-1	128	A-4
20.800	Canal Las Doscientas	1.580	Jgo.comptas.
	Rol 123-3		
21.900	Rol 123-2	220	A-5
23.500	Rol 123-2	110	A-4
26.000	Rol 123-2	224	A-5
30.000	Rol 122-15	44	A-2
32.600	Rol 122- 5	16	A-1
	-14		
	-13		
34.300	Rol 122- 9	77	A-3
	122-25		
36.300	Rol 122- 2	225	A-5
	- 4		
	-11		
37.500	Rol 122- 3	64	A-3
	-12		
	-26		
	-27		
38.100	Rol 122-10	36	A-2
	- 7		
39.950	Canal Botalcura	2.630	Jgo.comptas.
41.700	Rol 122- 8	58	R 3-5
	- 6		
43.000	Rol 122- 1	42	R 2-5
	-10		
43.400	Rol 119- 4	12	R 1-5
	-13		
44.800	Rol 119- 1	37	R 2-5
	-17		
	-18		

Kilom.de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega(l/s)	Tipo de entrega
45.700	Rol 119-14 - 6	70	R 3-5
47.300	Rol 119-11 -12	27	R 3-5
48.000	Rol 119-20 - 9	68	R 3-5
49.300	Rol 119- 2 -45	70	R 3-5
51.000	Rol 119- 7	61	R 3-5
53.000	Rol 119- 7	55	R 3-4
57.000	Rol 120-38 -40	57	R 3-4
58.300	Rol 120-38 -15	57	R 3-4
61.600	a	107	R 4-3
63.900	Rol 120-25 119-47 -15 - 7	151	R 4-3
65.100	Rol 120-43	70	R 3-3
68.700	Rol 120- 8 -22	76	R 3-2
71.300	Rol 120- 7 119-47	60	R 3-2
73.400	Rol 119-15 - 7	39	R 1-2
75.000	Rol 119- 3 - 5	40	R 4-3

El esquema de riego recién detallado está basado en que los sectores situados al poniente del estero Los Puercos situados al sur del sector Las Palmas, inclusive: Las Palmas, La Constancia, Pichinguileo Norte y Sur, Totoral Oriente y Poniente, Botalcura Norte y Sur, Esperanza, Cabrería, Matancilla y El Quillay, se regarán mediante el canal Botalcura y el canal Matancilla que cruzan el valle de Pencahue mediante un sifón denominado San Manuel, cuya cámara de entrada está situada en el Km. 39.950 del canal Oriente.

Además de esta solución se hizo un estudio del regadío de esos sectores mediante un sifón que cruzará el valle en la zona de Las Tizas y mediante una prolongación del canal Oriente a partir del Km. 75.000.

Ambas soluciones fueron rechazadas por su mayor costo y menor superficie de riego.

3.3.3 Calicatas del canal Oriente

Se dispone de calicatas hasta la entrega al canal Botalcura, las cuales se completaron con observaciones visuales de terreno y examen de los cortes de quebradas, zanjas y caminos. La lista de calicatas, corregidos los kilometrajes originales para adaptar los al correspondiente del trazado elegido para el canal Oriente, es la que se incluye a continuación.

Kilometraje	Prof. excav. (m)	Material excavado	Material de fondo
0.400	1.80	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
1.400	2.00	Tierra y escombr.falda	Roca descompuesta
2.400	1.70	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
3.400	2.05	Tierra blanda	Tierra blanda
4.400	2.50	Tierra blanda	Arcilla dura
5.400	2.10	Tierra blanda	Tierra blanda
6.400	1.85	Tierra blanda	Arcilla dura
7.100	1.60	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
8.100	1.20	Tierra blanda	Roca descompuesta
9.100	2.20	Tierra blanda y maicillo	Roca descompuesta
10.700	1.00	Tierra y maicillo	Roca descompuesta
11.700	1.80	Tierra,maicillo y roca descompuesta	Roca descompuesta
12.700	1.60	Tierra,maicillo y roca descompuesta	Roca descompuesta
13.700	2.55	Tierra y maicillo	Roca descompuesta
15.700	1.60	Tierra,maicillo y tosca	Tosca
17.700	2.10	Tierra, maicillo	Maicillo
18.700	Sin descripción		
19.700	1.00	Tierra y tosca	Tosca
20.700	1.00	Tierra y maicillo	Maicillo
21.700	1.00	Tierra y maicillo	Maicillo

Kilometraje	Prof. excav. (m)	Material excavado	Material de fondo
22.700	0.80	Tierra y Maicillo	Tosca
23.700	1.00	Tierra y maicillo	Roca descompuesta
24.700	2.10	Tierra y maicillo	Tosca
25.700	0.50	Tierra y maicillo	Material fluvial
28.000	1.20	Tierra y maicillo	Material fluvial
29.000	0.70	Tierra blanda	Tosca
30.000	1.20	Tierra blanda	Tosca
31.000	1.00	Tierra blanda	Roca descompuesta
32.000	1.10	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
33.000	0.70	Roca descomp. y tierra	Roca descompuesta
34.000	0.80	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
35.000	0.60	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
36.000	0.80	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
37.000	1.00	Tierra blanda	Tierra blanda
38.000	1.00	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta
39.000	1.10	Tierra y roca descomp.	Roca descompuesta

3.3.4 Canal Oriente

De acuerdo con lo manifestado anteriormente, el canal Oriente tiene una longitud de 75.000 Kms., teniendo el caracter de canal primario de distribución hasta el Km. 39.950 donde está ubicada la entrega al canal Botalcura. A partir de este punto, el canal pasa a ser un canal de riego que entrega directamente a predio, excepto en ocasiones aisladas.

No obstante las entregas parciales a predios que disminuyen la capacidad necesaria del canal en cada una de ellas, para los efectos del estudio del anteproyecto, se ha dividido el canal Oriente sólo en nueve tramos de distintos gastos. Con excepción de tramos cortos en que cruza el estero Litú y al estero Tapihue, el canal Oriente se excavará íntegramente en las laderas de los cerros de la cordillera de la Costa que rodean al valle por sus costados norte, oriente y poniente.

Aparte de las obras menores, tales como descargas parciales, puentes, pasos de quebradas, etc., el canal tendrá

dos sifones importantes en Quepo y Tutucura y dos canoas de dimensiones relativamente pequeñas en los esteros Tapihue y Litú.

3.3.4.1 Cauce. Los cerros en que se excavará el canal tienen, en general, pendientes transversales suaves, menores del 33%, con tramos cortos en que dicha pendiente aumenta sobre la cifra anotada. Las características generales del subsuelo se detallaron en el numeral 3.2.2. Con estos antecedentes y las observaciones visuales se fijó un precio unitario ponderado de las excavaciones de cuneta y mesa de acuerdo con la pendiente transversal, a partir de los precios unitarios respectivos fijados en los estudios de costos pertinentes.

La determinación de las características del canal Oriente se hizo mediante un programa de computación al cual se le entregaron los siguientes datos:

- velocidad de la sección sin revestimiento igual a 0.60 m/s hasta el Km. 39.900 y 0.50 m/s desde este punto hacia aguas abajo
- pendiente de la sección revestida igual a la que da una velocidad de 0.60 m/s en la sección no revestida equivalente.
- coeficientes de rugosidad 0.014 para la sección revestida, 0.025 para la sección no revestida con pendiente transversal suave y 0.030 para la sección no revestida con pendiente transversal media; la diferenciación del caso de la cuneta no revestida se debe a que en el caso de pendiente transversal media hay una parte de importancia de la cuneta excavada en roca;
- ancho suplementario para el camino de borde: 1,00 m. para la pendiente transversal suave y 2.50 m. para la pendiente transversal media;

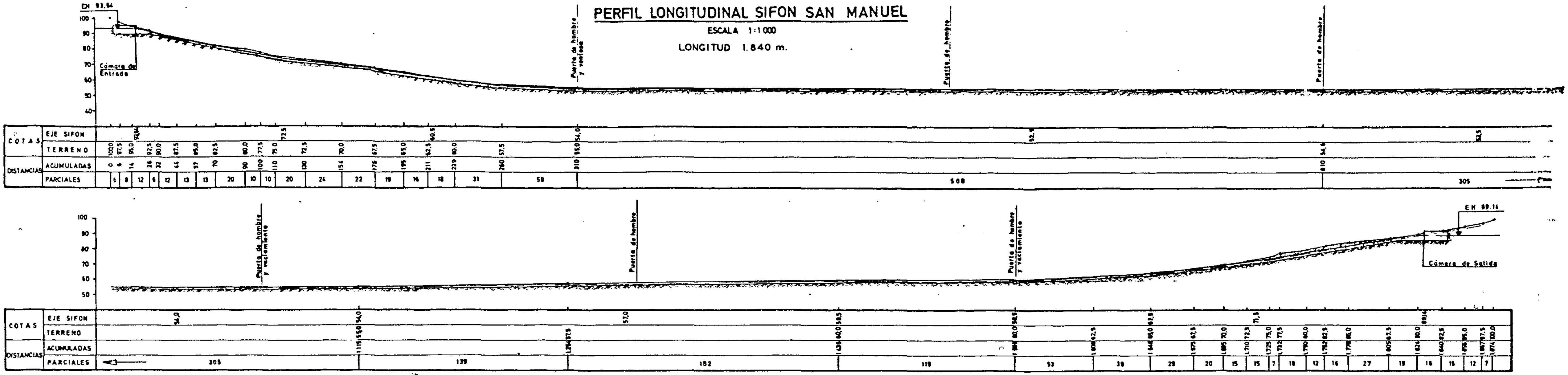
- taludes de la cuneta 1/1 para la pendiente transversal suave y 3/4 para la pendiente transversal media;
- gastos variables con disminuciones que coinciden normalmente con entregas a canales secundarios de riego: los gastos de cada tramo que se utilizaron en el programa se darán junto con las demas características obtenidas para cada uno de ellos;
- pendientes transversales cada 100 m. de acuerdo con el kilometraje del canal Oriente.

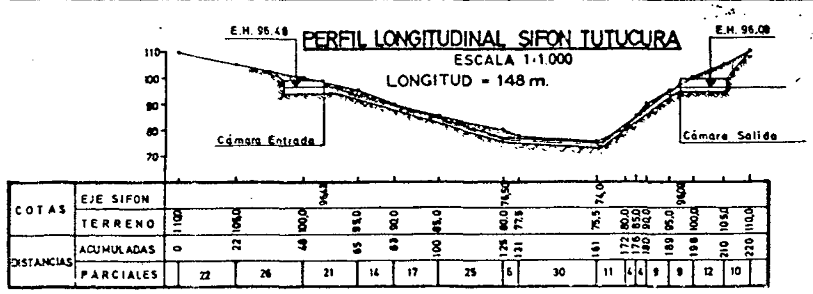
El trazado del Canal Oriente y de sus derivados se realizó en los planos 1:10000 con curvas de nivel cada 2.50 m. que fueron proporcionados por la Comisión Nacional de Riego. En estos mismos planos se estableció el kilometraje y se midió las pendientes transversales.

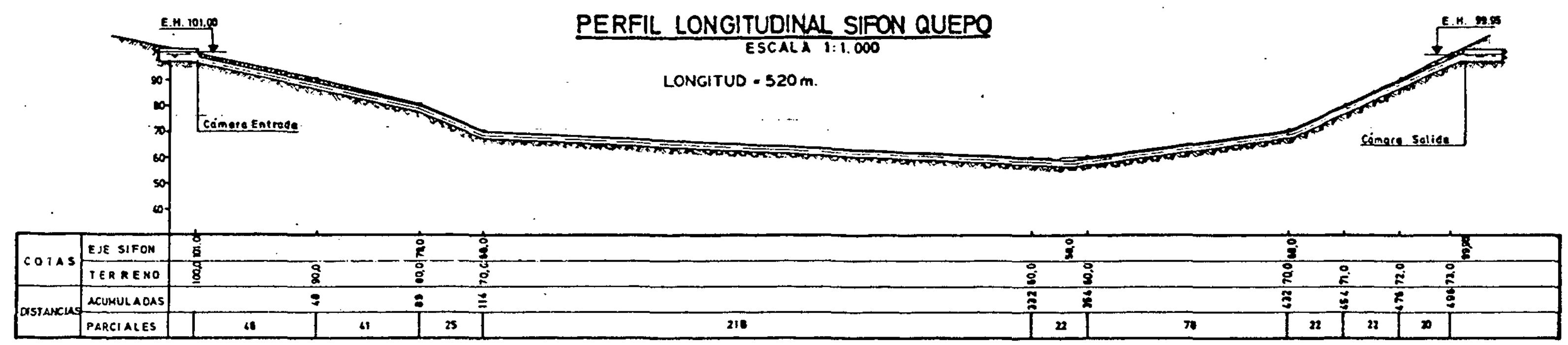
El programa de computación se utilizó para estudiar el canal con revestimiento y sin revestimiento. La información entregada es la siguiente: pendiente de la sección sin revestir, velocidad de la sección revestida, anchos basales y alturas normales y totales de ambos tipos de sección, volúmenes de excavación en mesa y cuneta, superficies de revestimientos en taludes y radieres, costos de excavaciones y revestimientos, tanto parciales como totales por tramo.

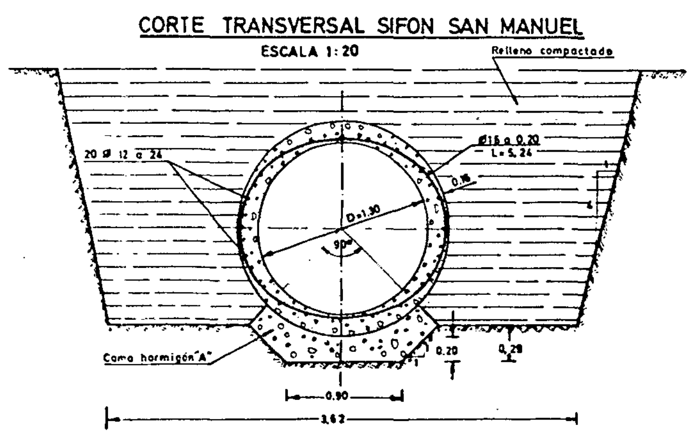
En el cuadro siguiente aparecen las características principales de cada tramo, exceptuando cubicaciones de obra y costos.

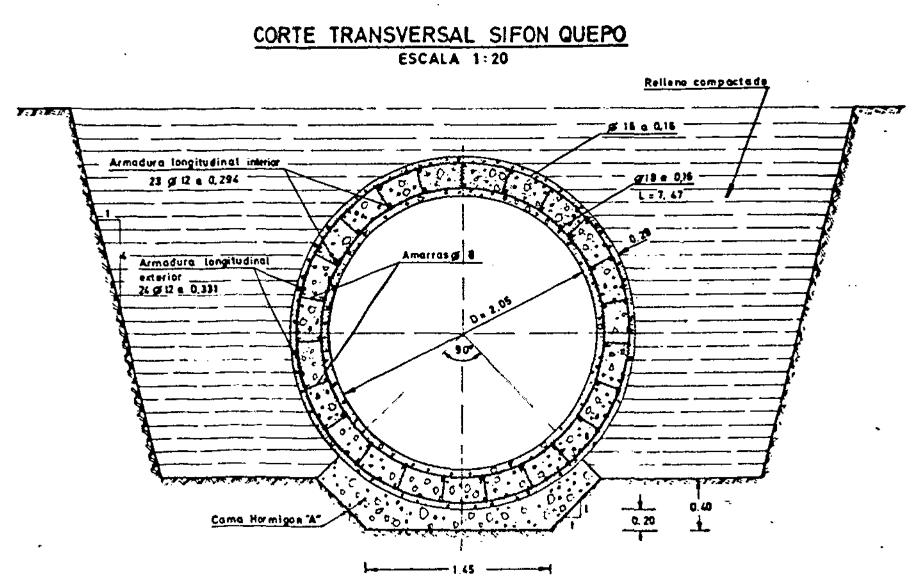
Tramo	Tipo de canal	Pendiente transversal	Pendiente longitud.	gasto (m3/s)	ancho basal (m)	altura normal (m)	Taludes
0.000- 8.200	No revestido	Suave	0.00015	7.75	2.80	2.46	1/1
8.200- 9.100	Revestido	Media	0.000216	7.75	2.55	1.96	3/4
9.100- 9.700		Sifón Quepo					
9.700-10.200	Revestido	Media	0.000224	7.35	2.20	1.90	3/4
10.200-15.000	No revestido	Suave	0.00016	7.35	2.75	2.39	1/1
15.000-16.600	No revestido	Media	0.000224	7.35	2.90	2.55	3/4
16.600-20.900	No revestido	Suave	0.00016	7.35	2.75	2.39	1/1
20.900-27.500	No revestido	Suave	0.000205	5.10	2.30	1.97	1/1
27.500-29.400	No revestido	Media	0.000285	5.10	2.45	2.10	3/4
29.400-29.500		Sifón Tutucura					
29.500-33.500	No revestido	Suave	0.000223	4.50	2.15	1.86	1/1
33.500-35.100	No revestido	Media	0.00031	4.50	1.70	1.50	3/4
35.100-39.900	No revestido	Suave	0.000223	4.50	2.15	1.86	1/1
39.900-52.000	No revestido	Suave	0.000305	1.36	1.30	1.12	1/1
52.000-54.100	No revestido	Suave	0.000433	0.80	1.00	0.86	1/1
54.100-55.100	No revestido	Media	0.000603	0.80	1.05	0.92	3/4
55.100-59.200	No revestido	Suave	0.000433	0.80	1.00	0.86	1/1
59.200-63.000	No revestido	Suave	0.000473	0.70	0.90	0.83	1/1
63.000-64.000	No revestido	Media	0.000730	0.60	0.90	0.81	3/4
64.000-67.000	No revestido	Suave	0.000524	0.60	0.85	0.75	1/1
67.000-74.000	No revestido	Suave	0.00075	0.35	0.65	0.58	1/1

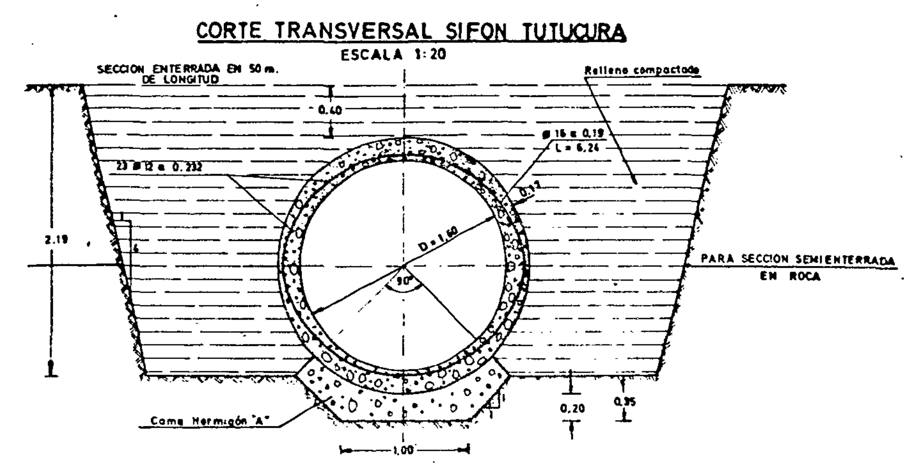












CUBICACIONES

		SIFON		
		QUEPO	TUTUCURA	Sn MANUEL
Excavaciones en Roca	m³	2.080	1.000	763
Excavaciones en Común	m³	6.238	—	13.724
Excavaciones en Común c/agot.	m³	—	—	763
Rellenos Compactados	m³	5.300	730	10.800
Hormigón "E"	m³	1.220	160	1.380
Hormigón "A"	m³	320	72	730
Acero en Barras	Kg.	85.800	13.100	122.000
Moldaje Curvo	m²	8.320	465	17.000
Puerta de Hombre	u.	2	1	6
Válvula Purga	u.	1	1	2

REPUBLICA DE CHILE COMISION NACIONAL DE RIEGO	HIDROSOLVE Jefe Proyecto: E.D.M. Jefe Area: H.N.F. Asesor Ingeniería: S.Y.V.	SISTEMA BAJO LIRCAY CANAL ORIENTE SIFONES QUEPO, TUTUCURA Y SAN MANUEL
Proyecto: RIEGO VALLE DE PENCAHUE Estudio de Factibilidad		Escala — Area INGENIERIA CIVIL Fecha de aprobación — Lamina AN 8-R3332

Del cuadro anterior se deduce que se ha elegido en líneas generales un canal con sección no revestida excepto en algunos tramos, en total 3.000 Kms. que coinciden con laderas de pendientes más pronunciadas con un porcentaje apreciable de roca. La elección se hizo analizando los costos relativos del canal revestido y no revestido para el mismo tramo.

El canal Oriente se completará con un camino de borde que podría ser suprimido a partir del Km. 39.900, punto en el cual al separarse el canal Bocaltura, el gasto del canal Oriente disminuye a 1.36 m^3/s y su caracter cambia de canal primario a canal de riego secundario. Además, a partir del punto indicado, la mayor parte del canal, a lo menos hasta el Km. 59.200, se desarrolla a corta distancia del camino público de Pencahue a Litú.

El camino de borde se formará con el material proveniente de las excavaciones tanto de mesa como de cuneta, las cuales pueden aportar una parte importante de la carpeta de rodado. En el caso que no hubiera material suficiente para ésta, deberá colocarse una capa de ripio de 3 m. de ancho y 0.15 m. de espesor.

3.3.4.2 <u>Sifón Quepo</u> (Lámina AN 9-I-3.3.2.2). El sifón Quepo es una obra de arte de importancia que se encuentra situada entre los kms. 9.100 y 9.700 del canal Oriente. Tendrá un gasto de 7.35 m^3/s con una carga hidroestática máxima de 40 m. En la cámara de entrada estará ubicada la entrega al canal Quepo.

Las características de los canales aguas arriba y aguas abajo de la obra son las siguientes:

	Canal aguas arriba	Canal aguas abajo
Gasto (m^3/s)	7,75	7,35
Pendiente	0.000216	0.000224
Rugosidad	0.014	0.014
Taludes	3/4	3/4
Ancho radier (m)	2.55	2.20
Altura normal (m)	1.96	1.90
Velocidad (m/s)	1.00	1.06
N2/2g (m)	0.05	0.06

Tendrá un diámetro interior de 2.05 m. con una velocidad de 2.23 m/s y una altura de velocidad de 0.25 m.

a) Cálculo de las pérdidas de carga. El sifón Quepo tiene una cota del eje hidráulico en la cámara de entrada igual a 100.98.

Las pérdidas de carga se calcularán de acuerdo con los criterios utilizados anteriormente en el sifón Claro del canal Matriz Pencahue.

- Pérdida de carga de entrada: 10% de la altura de velocidad del sifón.

$h_1 = 0.025$ m.

- Pérdida de carga de salida: 20% de la diferencia de alturas de velocidad del sifón y del canal de aguas abajo.

$h_2 = 0.038$ m.

- Pérdida de carga de rejilla: 45% de la altura de velocidad del canal aguas arriba del sifón

$h_3 = 0.022$ m.

- Pérdida de carga por curvas: presenta tres curvas de 10º, una de 20º y dos de 17,5º; utilizando el ábaco del Bureau of Reclamation para una relación entre el radio y el diámetro igual a 6, el coeficiente total de pérdida de carga es igual a 0.16.

$$h_4 = 0.040 \text{ m.}$$

- Pérdida de carga por fricción: Para el cálculo se utilizará el ábaco de Moody con los siguientes datos básicos:

Longitud	520 m.
Diámetro	2.05 m.
Altura de velocidad	0.25 m.
Rugosidad	0.5 mm.
Viscosidad (15º)	1/873 000
Velocidad	2/23 m/s

$$e/D = 0.000243 \qquad \frac{U \times D}{v} = 3.990.000$$

$$\lambda = 0.0145 \qquad J = \frac{0.0145 \times 0.25}{2.05} = 0.00177$$

$$h_5 = J \times L$$
$$= 0.89 \text{ m.}$$

- Resumen: La pérdida de carga total del sifón Quepo, aproximada al centímetro, es igual a 1.01 m. Con este resultado se tiene que siendo la cota de Bernouilli en la cámara de entrada 101.02, la cota correspondiente de la cámara de salida es la 100.03 y la cota de eje hidráulico en el mismo punto es la 99.96.

b) Cálculo estructural. El sifón Quepo se construirá con hormigón E con armadura de acero A63-42H. Dicha armadura será doble formada por anillos concéntricos colocados junto a las caras interiores y exteriores del sifón. El cálculo se hizo para la presión hidrostática y para una carga exterior de tierra de 1.00 m., o sea, para 2.000 Kg. por m^2. Se tomó una sola carga hidrostática igual a 40 m. En esta forma, las características de la sección transversal y de las armaduras, tanto transversal como longitudinal son las siguientes:

Diámetro interior	2.05 m.
Diámetro exterior	2.63 m.
Ancho de la sección	0.29 m.
Armadura transversal interior	Ø 18 mm. a 0.16 m.
Armadura transversal exterior	Ø 16 mm. a 0.16 m.
Armadura longitudinal interior	24 Ø 12 a 0.29 m.
Armadura longitudinal exterior	25 Ø 12 a 0.33 m.

El tubo de hormigón se apoya en una cama de hormigón A.

c) Cámaras de entrada, salida, visita y desagüe. Para todos estos elementos no se ha realizado un diseño especial, sino que se les ha dado dimensiones convencionales para los efectos de la cubicación y presupuesto del sifón.

3.3.4.3 Sifón Tutucura (Ver Lámina AN 9-I-3.3.3.2). El sifón Tutucura es una obra de arte de importancia que se encuentra situada entre los Kms. 28.400 y 29.500 del Canal Oriente y permite cruzar el estero Tutucura en las inmediaciones del lugar denominado La Junta. Tendrá un gasto de 4.500 m^3/seg. con una longitud de 148 m. y una carga estática máxima de 20 m.

Las características de los canales aguas arriba y aguas abajo de la obra son las siguientes:

	Canal aguas arriba	Canal aguas abajo
Gasto (m^3/s)	5.10	4.50
Pendiente	0.000285	0.000223
Rugosidad	0.030	0.025
Taludes	3/4	1/1
Ancho radier (m)	2.45	2.15
Altura normal (m)	2.10	1.86
Velocidad (m/s)	0.60	0.60
U2/2g (m)	0.018	0.018

Tendrá un diámetro interior de 1.60 m. con una velocidad de 2.24 m/s y una altura de velocidad de 0.26 m.

a) Cálculo de las pérdidas de carga. El sifón Tutucura tiene una cota del eje hidráulico en la cámara de entrada igual a 96.16.

Las pérdidas de carga se calcularán de acuerdo con los criterios utilizados anteriormente en el sifón Claro del canal Matriz Pencahue.

- Pérdida de carga de entrada: 10% de la altura de velocidad del sifón

$$h_1 = 0.026 \text{ m.}$$

- Pérdida de carga de salida: 20% de la diferencia de alturas de velocidad del sifón y del canal aguas abajo.

$$h_2 = 0.048 \text{ m.}$$

- Pérdida de carga de rejilla: 45% de la altura de velocidad del canal aguas arriba del sifón.

$$h_3 = 0.008 \text{ m.}$$

- Pérdidas de carga por curvas: Presenta dos curvas de 16.5º, una de 14.5º, una de 40º y dos de 35º. Utilizando el ábaco del Bureau of Reclamation para una relación entre el radio y el diámetro igual a 6, el coeficiente de pérdida de carga es igual a 0.28.

$h_4 = 0.072$ m.

- Pérdidas de carga por fricción: Para su cálculo se utilizará el ábaco de Moody con los siguientes datos básicos:

Longitud	148 m.
Diámetro	1.60 m.
Altura de velocidad	0.26
Rugosidad	0.50 mm.
Viscosidad (15º)	1/873 000
Velocidad	2,25 m/s

$e/D = 0.000312$ $\quad \frac{U \times D}{v} = 3.140.000$

$\lambda = 0.015$ $\quad J = \frac{0.015 \times 0.26}{1.60} = 0.00234$

$h_5 = J \times L$

$= 0.347$ m.

- Resumen: La pérdida de carga total del sifón Tutucura, aproximada al centímetro, es igual a 0.50 m. Con este resultado se tiene que siendo la cota del Bernouilli en la cámara de entrada 96.03, la cota correspondiente de la cámara de salida es la 95.53 y la cota del eje hidráulico en el mismo punto es la 95.66.

b) Cálculo estructural. El sifón Tutucura se construirá con hormigón E con armadura de acero A63-42H formada por anillos elípticos simples con su eje mayor en sentido horizontal y el eje menor en sentido vertical. El cálculo se hizo para una presión hidrostática de 20 m. y para una carga exterior de tierra de 1 m. de altura, o sea, para 2.000 Kg. por m^2. En esta forma, las características de la sección transversal y de las armaduras, tanto transversal como longitudinal, son las siguientes:

Diámetro interior	1.60 m.
Diámetro exterior	1.94 m.
Ancho de la sección	0.17 m.
Armadura transversal	Ø 16 mm. a 0.19
Armadura longitudinal	23 Ø 12 mm. a 0.23

El tubo de hormigón se apoyará en una cama de hormigón A.

c) Cámaras de entrada, salida, visita y desagüe. Para todos estos elementos no se ha realizado un diseño especial, sino que se les ha dado dimensiones convencionales para los efectos de la cubicación y presupuesto del sifón.

3.3.4.4 Canoa Litú. Estará situada en el Km. 59.600 del canal Oriente. Tendrá una capacidad para 0.700 m^3/s. Cruza sobre el estero Litú, cuyo cauce en este lugar tiene un ancho de 20 m. con una altura máxima de 5 m. Se ha consultado la construcción de una canoa de dos tramos de 10 m. de luz cada uno, apoyado en un machón central. Para los efectos del anteproyecto se supuso una aceleración de la corriente equivalente a una sección con rugosidad 0.014 y la misma pendiente que el canal situado aguas abajo 0.000433 y manteniendo la altura normal de escurrimiento. Resulta una sección de 0.86 m. de altura por 1.15 m. de ancho.

Las características de la estructura de hormigón son las siguientes:

- Sección transversal:

Ancho de la base	2.25 m.
Altura	1.15 m.
Espesor de la losa	0.15
Ancho de las vigas laterales	0.25 m.
Altura total de las vigas laterales	1.30 m.

- Sección longitudinal:

  Dos vigas de dos tramos de luces iguales unidas por una losa de 0.15 m. de altura. Las vigas son de 1.30 m. de altura y 0.25 m. de ancho con armadura longitudinal superior de 3Ø 22 mm. y 2 Ø 12 mm. y armadura longitudinal inferior de 2 Ø 22 mm. Se colocará armadura de repartición en las vigas y losa de Ø 8 a 0.20 mm.

- Machón: Pórtico de sección cuadrada de 0.40 x 0.40 y 5.80 m. de altura.

La obra se construirá con hormigón C y armaduras de acero A44-28H.

3.3.4.5 Canoa Tapihue. Estará situada en el Km. 67.550 del canal Oriente. Tendrá una capacidad para 0.350 m^3/s. Cruza el estero Tapihue que en ese lugar tiene una longitud de 42 m. con una profundidad aproximada de 4.50 m. Se ha consultado la construcción de una canoa de hormigón armado de tres tramos iguales de 14 m. de luz cada uno. Los dos machones de apoyo intermedios serán también iguales. Se ha mantenido la pendiente de fondo igual a la del canal y la misma altura normal. Resulta una sección de 0.58 m. de altura de aguas y un ancho de 0.85 m.

Las características de la estructura de hormigón son las siguientes:

- Sección transversal:

Ancho de la base	0.85 m.
Altura	0.85 m.
Espesor de la losa	0.15 m.
Ancho de las vigas laterales	0.30 m.
Altura total de las vigas laterales	1.00 m.

- Sección longitudinal:

  Dos vigas de tres tramos de luces iguales unidas por una losa de 0.15 m. de altura; las vigas son de 1.00 m. de altura y 0.30 m. de ancho con armadura longitudinal superior de 4 Ø 26 y 2 Ø 12 y con armadura longitudinal inferior de 3 Ø 26. Se colocará armadura de repartición en las vigas y en la losa de Ø 8 a 0.20 m.

- Machones:

  Serán dos pórticos iguales de sección cuadrada, tanto en los pilares como en la viga superior de 0.40 x 0.40 m. y 4.50 m. de altura.

La obra se construirá con hormigón C y armaduras de acero A44-28H.

3.3.4.6 Obras menores.

a) Puentes. El canal Oriente presenta numerosos puentes tanto en caminos públicos como privados. En la lista que se da a continuación se indican las características principales y la ubicación de cada uno de ellos. Como en los casos anteriores, sólo se indican los que corresponden a caminos existentes que quedarán cortados por la construcción del canal Oriente. No se han tomado en cuenta los que pudieran necesitarse por razones de manejo

de los potreros que quedarán interrumpidos por la obra.

Kilometraje	Nºde tramos	Tipo de camino	Ancho del puente (m)
6.150	2	Público	8
7.950	2	Público	6
14.400	2	Privado	4
17.850	2	Privado	4
25.770	2	Privado	4
28.400	2	Público	6
34.200	2	Público	6
35.250	2	Público	6
38.550	2	Público	6
41.840	1	Público	6
43.000	1	Público	6
44.100	1	Público	6
55.500	1	Público	6
55.670	1	Privado	4
56.000	1	Público	6
57.300	1	Público	6
57.450	1	Público	6
63.070	1	Público	6
67.020	1	Privado	4
68.950	1	Privado	4
72.100	1	Público	6
72.450	1	Público	6

b) Descargas parciales. Se ha calculado que serán necesarias trece descargas parciales en el canal Oriente, las cuales se han colocado nominalmente cada cinco kilómetros. En la práctica deberán ser construídas coincidiendo en lo posible con una quebrada que sirva de cauce de descarga. Las características generales de cada una aparecen en la lámina AN8-K-2.2.5.

En la lista que se agrega a continuación se indica la ubicación, capacidad de evacuación y tamaño de la compuerta de descarga.

Kilometraje	Capacidad de evacuación (m^3/s)	Dimensiones de la compuerta ancho x altura (m)
5.000	1.94	1.00 x 1.00
10.000	1.84	0.90 x 1.00
15.000	1.84	0.90 x 1.00
20.000	1.84	0.90 x 1.00
25.000	1.28	0.80 x 0.80
30.000	1.13	0.80 x 0.80
35.000	1.13	0.80 x 0.80
40.000	0.34	0.60 x 0.60
45.000	0.34	0.60 x 0.60
50.000	0.34	0.60 x 0.60
55.000	0.20	0.60 x 0.60
60.000	0.18	0.60 x 0.60
65.000	0.15	0.60 x 0.60

c) Pasos de quebradas. Los pasos de quebrada ubicados a lo largo del canal Oriente se incluyen en la lista siguiente en la cual se indica el kilometraje aproximado de situación, el área de drenaje de la quebrada en kilómetros cuadrados, el gasto de proyecto en metros cúbicos por segundo, el tipo de alcantarilla -tubo corrugado o cajón- y el diámetro del tubo en el primer caso o el ancho y altura en el segundo caso.

Kilometraje	Superf. drenaje	gasto (m3/s)	Tipo de obra	Dimensiones (m)
0.940	1.00	1.7	Tubo corrugado	1.525
2.030	0.60	1.0	" "	1.00
2.870	0.80	1.3	" "	1.00
3.240	0.60	1.0	" "	1.00
3.750	2.10	3.6	" "	1.524
6.400	2.30	4.00	" "	1.525
6.670	0.80	1.40	" "	1.00
7.650	0.40	0.70	" "	0.80
13.600	2.20	3.80	" "	1.525
22.400	2.80	4.90	" "	1.85
25.200	1.00	1.70	" "	1.525
26.050	1.60	2.80	" "	1.525
27.460	1.40	2.40	" "	1.525
28.830	0.30	0.50	" "	0.80
29.950	0.50	0.90	" "	1.00
30.780	1.90	1.60	" "	1.525
32.100	1.90	1.60	" "	1.525
33.000	0.50	0.90	" "	1.00
34.580	0.60	1.00	" "	1.00
35.380	2.00	3.50	" "	1.525
36.700	4.60	8.00	" "	1.85
42.850	2.40	4.20	" "	1.525
44.250	1.60	1.00	" "	1.00
45.450	0.80	1.40	" "	1.00
46.310	0.50	0.90	" "	1.00
47.230	0.70	1.20	" "	1.00
48.100	0.50	0.90	" "	1.00
51.850	6.90	11.90	Cajón	2.00x1.00
56.350	1.40	2.40	Tubo corrugado	1.525
57.480	0.40	0.70	" "	0.80
57.850	9.50	16.40	Cajón	3.00x1.50
58.980	0.40	0.70	Tubo corrugado	0.80
61.450	0.50	0.90	" "	1.00
67.850	0.90	1.60	" "	1.00
71.950	0.60	1.00	" "	1.00

3.3.4.7 Obras de distribución. Hay un total de treinta y nueve entregas de las cuales dos son juegos de compuertas, dieciocho del tipo de orificio con tubería y el resto del tipo de compuerta con resalto rechazado.

3.3.5 Canal Quepo

El canal Quepo es un derivado del Canal Oriente que nace en la cámara de entrada del sifón Quepo y riega la zona del mismo nombre. Su superficie de riego es de 239.4 hás.

3.3.5.1 Esquema de riego del canal Quepo. En el esquema que se agrega a continuación se indica el kilometraje de ubicación de la entrega a predio, el rol del predio o predios afectados y el gasto de entrega en m^3/s. Este último es el gasto neto calculado a partir de la tasa de riego en l/s/há en potrero, sin considerar las pérdidas en camino, para el mes de máximo consumo o sea enero.

Kilometraje ubicación de la entrega	Predio	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en el Canal Oriente		0.320	
1.000	Rol 101-31	0.055		R 3-2
			0.320	
2.500	Rol 103-2	0.088		R 3-2
			0.320	
3.500	Rol 105-17	0.044		R 2-2
			0.170	
5.500	Rol 105-17	0.022		R 2-2
			0.170	
6.500	Rol 103-1	0.029		B 2-2
			0.170	
8.000	Rol 105-17 105-26	0.055		B 3-2

Se han considerado solamente dos gastos distintos para todo el canal Quepo.

3.3.5.2 Cauce. El canal Quepo tendrá una longitud de 8.000 kms. hasta su entrega final. Estará excavado en general, en las laderas de los cerros que forman la ensenada de Quepo. Dichas laderas son en general de pendientes suaves que presentan terrenos blandos con afloramientos aislados de material rocoso.

El canal se estudiará para dos gastos distintos: hasta el Km. 3.500 para un gasto de 0.320 m^3/s y desde ese punto hacia el Km. 8.000 para un gasto de o.170 m^3/s. Dada la pequeña magnitud del canal, no se ha estimado necesario construir camino de borde. Se le dará una velocidad de 0.50 m/s en ambos tramos. Finalmente, los taludes del canal serán 1/1. De acuerdo con estos antecedentes, las características de los dos tramos del canal Quepo son las siguientes:

Kilometraje tramo	Gasto (m3/s)	Pendiente	Ancho de radier (m)	Altura normal (m)
0.000-3.500	0.320	0.0009	0.65	0.54
3.500-8.000	0.170	0.0012	0.50	0.39

Además, se ha considerado como parte del sistema del canal Quepo al canal extrapredial para el predio rol 105-26 que tiene una longitud 0.450 km. Dicho canal deberá tener una capacidad para 0.055 m^3/s. Se le dará una sección mínima de 0.50 m. de ancho base, taludes 1/1 y una altura de excavación de 0.50 m.

3.3.5.3 Canoa en el estero Quepo. Para el cruce del estero Quepo se ha consultado la construcción de una canoa de 10 m. de longitud de hormigón C armado con acero A44-28H, apoyada en machones extremos de 2 m. de altura total. La sección de hormigón tendrá un ancho interior de 0.60 m. y una altura interior de 0.60 m. con paredes y radier de 0.20 m. de espesor.

3.3.5.4 Obras de arte menores

a) Puentes y alcantarillas. Solo se construirán alcantarillas de tubos de cemento comprimido con revestimiento de hormigón de 0.10 m. de espesor mínimo. La ubicación y otras características de tales obras se indican en el cuadro siguiente:

Kilometraje de ubicación	Tipo de camino	Diámetro tubo (m)	Longitud (m)
1.480	Público	0.80	6.00
2.860	Privado	0.60	4.00
3.480	Privado	0.60	4.00
6.660	Privado	0.60	4.00

b) Descargas parciales. No tiene.

c) Pasos de quebrada. Se ha considerado la construcción de un solo paso de quebrada ubicado en el Km. 3.340. Se lo hará con tubo corrugado de 0.80 m. de diámetro.

3.3.5.5 Obras de distribución. El canal Quepo tendrá un total de seis obras de distribución de las cuales cuatro son del tipo de compuerta con resalto rechazado y dos del tipo de compuerta con aforador de escurrimiento crítico.

3.3.6 Canal Las Doscientas

El canal Las Doscientas se separará del canal Oriente en el Km. 20.800. Con sus derivados riega el sector del mismo nombre. Su superficie de riego es igual a 1.145,3 Hás. de riego netas. De este total deben descontarse 91 hás. del Rol 123-3 cuya entrega se hace en conjunto con la entrega al canal Las Doscientas.

3.3.6.1 Esquema de riego

a) Canal Las Doscientas

Kilometraje ubicación de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en el Canal Oriente		1.420	Jgo.comp.
1.500	Rol 104-4 123-3	0.785	0.560	M.Partidor
3.600	Rol 123-4 123-4-1	0.229	0.310	M.Partidor

Kilometraje ubicación de entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
3.800	Ramal Norte	0.240		M.Partidor
	Ramal Sur	0.070		
	b) Ramal Norte			
0.000	Toma en el canal Las Doscientas		0.240	M.Partidor
0.550	Rol 123-4-2	0.058		M.Partidor
	-4-3		0.180	
0.780	Rol 123-4-4	0.032		M.Partidor
	-4-5			
	-4-6		0.150	
1.020	Rol 123-4-7	0.027		M.Partidor
	-4-8		0.120	
1.330	Rol 123-4-9	0.024		M.Partidor
	-4-10		0.090	
1.590	Rol 123-4-11	0.027		M.Partidor
	-4-12		0.060	
1.970	Rol 123-4-13	0.024		M.Partidor
	-4-14		0.030	
2.240	Rol 123-4-15	0.028		M.Partidor
	-4-16			
	-4-17			
	-4-18			
	c) Ramal Sur			
0.000	Toma en el canal Las Doscientas		0.070	M.Partidor
0.100	Rol 123-4-3	0.027		M.Partidor
	-4-5			
	-4-6		0.040	
	-4-7			
	-4-4			
	-4-8			
0.710	Rol 123-4- 9	0.034		M.Partidor
	-4-10			
	-4-11			
	-4-12			
	-4-13			
	-4-14			
	-4-15			
	-4-16			
	-4-17			
	-4-18			

3.3.6.2 Cauce. El canal Las Doscientas estará excavado totalmente en la terraza intermedia cuya cota varía entre los 70 y los 100 metros aproximadamente. En un sector se acerca a la Loma Larga. El terreno no presenta pendientes tranversales, con excepción del tramo vecino a la Loma Larga. Está constituído por un primer horizonte de arcillas arenosas que descansan sobre un conglomerado de areniscas sedimentadas.

Al canal se le dará la pendiente natural que presente el terreno; en caso que la velocidad producida sobrepase 1.20 m/s, se colocarán caídas. El canal se hará sin revestir, con taludes 1/1. No se ha considerado necesario construir camino de borde.

De acuerdo con lo expresado en los párrafos anteriores, las características del canal Las Doscientas y de sus canales derivados son las que se describen a continuación:

a) Canal Las Doscientas:

Kilometraje tramo	Gasto (m3/s)	Pendiente	Ancho de radier (m)	Altura normal (m)
0.000-1.500	1.420	0.0046	0.90	0.73
1.500-3.600	0.560	0.00094	0.90	0.66
3.600-3.800	0.310	0.00094	0.60	0.54

b) Ramales Norte y Sur: Los dos ramales son de gastos relativamente pequeños, en especial el Ramal Sur, y con pendientes longitudinales altas, entre 0.0055 y 0.010, las cuales producen velocidades relativamente altas, cercanas a 1.00 m/s en algunos casos. Resulta así una sección mojada de dimensiones reducidas. Por los motivos anteriores se ha adoptado para ambos ramales y para los canales extraprediales derivados de ellos, una sección transversal uniforme de las siguientes características:

- ancho de base 0.50 m.
- altura de excavación 0.50 m.
- Taludes 1/1

3.3.6.3 Caída. El canal Las Doscientas necesita la construcción de una caída en el tramo comprendido entre los Kms. 0.000 y 1.500, con una altura total de 1.10 m. Se la hará de hormigón C con armadura de acero A44-28H con una cuantía de 60 kgs. de acero por metro cúbico de hormigón; los muros y radieres tendrán un ancho de 0.20m. Las principales características de la obra son:

- Altura total de caída 1.10 m.
- Altura del colchón 0.30 m.
- Longitud del colchón 13.00 m.
- Longitud total de la obra 16.50 m.
- Altura de los muros 1.00 m.
- Ancho de la obra 0.65 m.

3.3.6.4 Obras de arte menores.

a) Puentes. Solo se considera la construcción de dos alcantarillas de tubos de cemento comprimido, con revestimiento de hormigón de espesor mínimo de 0.10 m. Los datos principales relacionados con estas alcantarillas son los siguientes:

Canal	Kilometraje	Tipo de camino	Diámetro	Longitud
Las Doscientas	3.500	Público	0.80	6.00
Ramal Norte	1.400	Vecinal	0.60	4.00

b) Descargas parciales. No tiene.

c) Pasos de Quebradas. No tiene.

3.3.6.5 Obras de distribución. Se consultan trece obras de distribución todas del tipo marco partidor.

3.3.7 Sifón San Manuel (Ver lámina AN 9-I-3.3.3.2)

El sifón San Manuel tiene su cámara de entrada en el Km. 39.950 del Canal Oriente y desde su cámara de salida nacen los canales Botalcura que se dirige hacia el norte y el canal Matancilla que lo hace hacia el sur. La superficie de riego que se sirve con el sifón San Manuel es de 1.972,4 hás., cuya sectorización se indicará al hacer la descripción de los canales Botalcura y Matancilla. Tendrá un gasto de 2,64 m^3/s con una carga hidrostática máxima de 40 m.

Las características de los canales aguas arriba y aguas abajo del sifón, suponiendo que el primero es el canal Oriente y el segundo es el canal Botalcura, son las siguientes:

	Canal aguas arriba	Canal aguas abajo
Gasto (m^3/s)	4.00	1.58
Pendiente	0.000223	0.00029
Rugosidad	0.025	0.025
Taludes	1/1	1/1
Ancho de radier (m)	2.15	1.30
Altura normal (m)	1.86	1.13
Velocidad (m/s)	0.60	0.60
Altura de velocidad (m)	0.018	0.018

La cota del eje hidráulico en la cámara de entrada al sifón San Manuel es la 93,81 y la de Bernouilli la 93.23. Tendrá un diámetro interior de 1.30 m. con una velocidad de 2.00 m/s y una altura de velocidad de 0.20 m.

3.3.7.1 Cálculo de las pérdidas de carga. Las pérdidas de carga se calcularán utilizando los mismos criterios generales empleados anteriormente en otros sifones.

a) Pérdida de carga de entrada: Se tomará igual al 10% de la altura de velocidad del sifón:

$$h1 = 0.020 \text{ m.}$$

b) Pérdidas de carga de salida: Se tomará igual al 20% de la diferencia entre la altura de velocidad del sifón y del canal situado aguas abajo:

$$h2 = 0.036 \text{ m.}$$

c) Pérdidas de carga por rejilla: Se tomará una pérdida de carga igual al 45% de la altura de velocidad del canal de aguas arriba:

$$h3 = 0.008 \text{ m.}$$

d) Pérdida de carga en curvas: Presenta aproximadamente seis curvas suaves, siendo la mayor de 13.5º. Utilizando el ábaco del Bureau of Reclamation para una relación entre el radio y el diámetro igual a 6, el coeficiente total de pérdida de carga es igual a 0.12:

$$h4 = 0.024 \text{ m.}$$

e) Pérdidas de carga por fricción: Para su cálculo se utilizará el ábaco de Moody con los siguientes datos básicos:

Longitud (L)	1.807 m.
Diámetro (D)	1.30 m.
Altura de velocidad	0.20 m.
Rugosidad (e)	0.5 mm.
Viscosidad (15º) (v)	1/873.000
Velocidad	2.00 m/s

$e/D = 0.000384 \qquad \frac{U \times D}{v} = 2.270.000$

$\lambda = 0.016 \qquad J = \frac{0.016 \times 0.20}{1.3} = 0.00246$

$$h5 = J \times L$$
$$= 4.448$$

f) Resumen: La pérdida de carga total del sifón San Manuel, aproximando al centímetro es igual a 4.54 m. En esta forma se tiene que la cota del eje hidráulico en la cámara de salida del sifón San Manuel es la 88.67 y la del Bernouilli es la 88.69.

3.3.7.2 Cálculo estructural. El sifón San Manuel se construirá con hormigón E con armadura de acero A63-42H formada por anillos elípticos simples con su eje mayor en sentido horizontal y el eje menor en sentido vertical. El cálculo se hizo para una presión hidrostática de 40 m. y para una carga exterior de tierra de 1 m. de altura, o sea, para 2.000 Kg. por metro cuadrado. En esta forma, las características de la sección transversal y de las armaduras, tanto transversal como longitudinal, son las siguientes:

Diámetro interior	1.30 m.
Diámetro exterior	1.62 m.
Ancho de la sección	0.16 m.
Armadura transversal	Ø 16 mm. a 0.20 m.
Armadura longitudinal	20 Ø 12 mm. a 0.24 m.

El tubo de hormigón se apoyará en una cama de hormigón A.

3.3.7.3 Cámaras de entrada, salida, visita y desagüe. Para estos elementos no se ha realizado un diseño especial, sino que se les ha dado dimensiones convencionales para los efectos de la cubicación y presupuesto del sifón.

3.3.8 Canal Botalcura

El canal Botalcura nace de la cámara de salida del sifón San Manuel a la cual estará ligada la obra de distribución entre dicho canal y el canal Matancilla que toma una dirección general hacia el sur en tanto que el Botalcura toma dirección general norte.

El canal Botalcura tiene el caracter general de distribuidor directo a predio con excepción de la entrega que hace al canal Botalcura Sur.

3.3.8.1 Superficie de riego y sectorización. La superficie de riego y la demanda máxima correspondiente al mes de enero de los sectores que sirve el canal Botalcura y derivados, es la siguiente:

Sector	Superficie neta (hás)	Demanda total (m3/s)
Parte de La Esperanza	98.5	0.130
Botalcura Sur	226.8	0.300
Botalcura Norte	79.6	0.110
Totoral Oriente	301.8	0.400
Totoral Poniente	92.3	0.120
Pichinguileo Norte y Sur	51.6	0.070
La Constancia	186.2	0.250
Las Palmas	154.9	0.210
	1.191.7	1.580

La demanda del mes de enero incluye la tasa neta de riego en potrero y la pérdida por filtraciones en la distribución.

3.3.8.2 Esquema de riego del Canal Botalcura. En el esquema que se agrega a continuación se indica el kilometraje de ubicación de la entrega a predio, el rol del predio o predios afectados y el gasto de entrega en m^3/s. Este último es el gasto neto calculado a partir de la tasa de riego en l/s/há en potrero, para el mes de máximo consumo, sin considerar las pérdidas en camino; se exceptúa de esta última disposición la entrega al canal Botalcura Sur.

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en la cámara de salida del Sifón San Manuel		1.58	
0.100	Rol 118-21	0.105		R 3-6
	-58		1.58	
0.500	Rol 118-28	0.037		R 2-5
	-59			
			1.58	
0.800	Canal Botalcura Sur	0.200		R 4-5
			1.20	
1.500	Rol 118-29	0.048		R 2-5
	-31			
	-53			
			1.20	
2.800	Rol 118-60	0.024		R 2-5
			1.20	
3.600	Rol 118-90	0.015		R 1-5
	-54			
	- 6			
			1.20	
5.000	Rol 118-16	0.005		R 1-4
	-39			
	-30			
			1.20	
5.650	Rol 118-40	0.017		R 1-4
	- 1			
			1.200	
6.550	Rol 118- 3	0.022		R 2-4
	-70			
	- 2			
	-71			
	-51			
			1.100	
7.400	Rol 118-66	0.020		R 1-4
	-65			
	-55			
	-48			
			1.100	
8.000	Rol 118-26	0.034		R 2-4
	-20			
	-36			
	- 9			
			1.100	
8.800	Rol 119-22	0.220		R 5-4
			0.800	
10.000	Rol 119-22	0.149		R 4-3

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio o canal	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
			0.640	
11.000	Rol 119-22	0.113		R 4-3
			0.500	
13.200	Rol 119-16	0.027		R 2-3
			0.500	
17.900	Rol 119-16 -22	0.036		R 2-3
			0.50	
20.600	Rol 119-8	0.110		R 4-3
			0.320	
24.000	Rol 119-8	0.118		R 4-3
	-5	0.168		

3.3.8.3 Cauce. El canal Botalcura se desarrolla por las laderas de los cerros que conforman el límite poniente del valle de Pencahue. En líneas generales, las pendientes transversales son suaves a muy suaves con intercalaciones de tramos con pendientes medias de longitud relativamente corta que representan alrededor del 20% del total. Por tratarse de un canal que riega sectores importantes sin caminos próximos de buena calidad, se ha considerado necesario estimar en la excavación un ancho especial para el camino de borde y una berma de 1.00 de ancho.

Las bases de cálculo de las dimensiones del canal son las siguientes:

a) Pendiente transversal suave:

Ancho para camino de borde	1.00 m.
Berma	1.00 m.
Velocidad	0.60 m/s
Taludes	1/1
Rugosidad	0.025
d/hn	1.15
d/H	1.00

b) Pendiente transversal media:

Ancho para camino de borde	2.50 m.
Berma	1.00 m.
Velocidad	0.60 m/s
Taludes	3/4
Rugosidad	0.030
d/hn	1.15
d/H	1.00

Con estas bases se obtuvieron los resultados que se anotan a continuación:

Kilometraje tramo	Tipo de pendiente transvers.	Gasto (m3/s)	Pendte. longit.	Ancho basal (m)	Altura normal (m)
0.000- 0.800	Suave	1.60	0.00044	1.30	1.13
0.800- 6.550	Suave	1.20	0.00054	1.10	0.97
6.550- 7.000	Suave	1.10	0.000556	1.05	0.93
7.000- 8.800	Media	1.10	0.000791	1.15	0.95
8.800- 9.900	Media	0.80	0.000981	0.95	0.85
9.900-10.000	Suave	0.80	0.000706	0.90	0.80
10.000-11.000	Suave	0.64	0.000811	0.80	0.71
11.000-16.400	Suave	0.50	0.00096	0.70	0.63
16.400-17.200	Media	0.50	0.00133	0.75	0.67
17.200-17.900	Suave	0.50	0.00096	0.70	0.63
17.900-19.500	Media	0.50	0.00133	0.75	0.67
19.500-20.600	Suave	0.50	0.00096	0.70	0.63
20.600-24.900	Suave	0.32	0.00130	0.60	0.48

3.3.8.4 Sifón en el estero Botalcura. Para el cruce del estero Botalcura se consulta la construcción de un sifón de 100 m. de longitud y de 0.875 m. de diámetro interior. Se lo construirá con hormigón C y acero A44-28H, apoyado en una cama de hormigón A.

Está ubicado entre los Kms. 4.300 y 4.400 con un gasto de 1.20 m^3/s, una velocidad de 2.00 m/s y una altura de velocidad de 0.204 m.

a) Cálculos hidráulicos de las pérdidas de carga:

- Pérdida de carga de entrada: 10% de la altura de velocidad de sifón:

$$h1 = 0.020 \text{ m.}$$

- Pérdida de carga de salida: 20% de la diferencia entre las alturas de velocidad del sifón y del canal aguas abajo:

$$h2 = 0.037 \text{ m.}$$

- Pérdida de rejilla: 45% de la altura de velocidad del canal de aguas arriba:

$$h3 = 0.008 \text{ m.}$$

- Pérdidas por curvas: se calculará sobre la base de cuatro curvas de 30º cuyo coeficiente de pérdida de carga se determinará mediante el ábaco del Bureau of Reclamation: el coeficiente total resulta igual a 0.22.

$$h4 = 0.045 \text{ m.}$$

- Pérdidas de carga por fricción: se utilizará el ábaco de Moody con los siguientes datos básicos:

Longitud (L)	100 m.
Diámetro (D)	0.875m.
Gasto	1.20 m^3/s
Velocidad	2.00 m/s
Altura de velocidad	0.204m.
Rugosidad (e)	0.5 mm.
Viscosidad (v)	1/873.000

$e/D = 0.000571 \qquad \frac{U \times D}{v} = 1.527.000$

$\lambda = 0.0176 \qquad J = \frac{0.0176 \times 0.204}{0.875} = 0.0041$

$$h5 = J \times L$$

$$= 0.41$$

- La suma de las pérdidas de carga del sifón Botalcura, aproximada al centímetro, es igual a 0.51 m.

b) Cálculo estructural. La carga hidrostática máxima es igual a 8 m. aproximadamente con una carga de tierra de 3.000 kg/m^2, la cual equivale a una altura de 1.50m. sobre la clave.

Se tomó un espesor de 0.20 m. con una armadura elíptica simple de Ø 16 mm. a 0.13 m. y una armadura longitudinal de 16 Ø 12 mm. a 0.20.

3.3.8.5 Canoa del estero Pichinguileo. Está situada en el Km. 15. Se consulta una canoa de características iguales a las de la canoa Litú en el canal Oriente.

3.3.8.6 Obras de arte menores

a) Puentes. Los puentes del canal Botalcura que se construirán en los caminos actualmente existentes, sin considerar otros que pudiera exigir la normal explotación de los predios afectados por la construcción del canal, son los siguientes, siendo todos ellos de un solo tramo:

Kilometraje	Tipo de camino	Ancho del puente (m)
1.00	Público	6.00
3.80	Privado	4.00
4.85	Privado	4.00
6.13	Público	6.00
9.84	Público	6.00
12.15	Público	6.00
12.60	Público	6.00
13.15	Público	6.00
20.86	Público	6.00

b) Descargas parciales. Se ha consultado la construcción de cuatro descargas parciales en el canal Botalcura, las cuales se han colocado nominalmente ca-

da cinco kilómetros. Al construirlas deberá procurarse hacerlas coincidir con alguna quebrada que sirva de cauce de descarga. Las características generales aparecen en la lámina AN8-K-3.2.5.

En la lista adjunta aparece la ubicación, capacidad de evacuación y dimensiones de la compuerta de descarga.

Kilometraje	Capacidad de evacuación (m3/s)	Dimensiones de la compuerta ancho x altura (m)
5.000	0.30	0.60 x 0.60
10.200	0.20	0.60 x 0.60
15.000	0.12	0.60 x 0.60
20.000	0.12	0.60 x 0.60

c) Pasos de quebrada. Los pasos de quebrada ubicados a lo largo del canal Botalcura se incluyen la lista siguiente en la cual se indica el kilometraje aproximado de situación, el área de drenaje de la quebrada, el tipo de alcantarilla y las dimensiones de ella.

Kilometraje	Superficie drenaje (km2)	Gasto (m3/s)	Tipo de obra	Dimensiones o diámetro (m)
1.650	0.50	0.90	Tubo corrugado	1.00
2.000	1.38	2.40	Tubo corrugado	1.00
11.350	0.80	1.40	Tubo corrugado	1.00
14.900	3.78	6.60	Tubo corrugado	1.85
17.600	1.00	1.70	Tubo corrugado	1.525
21.900	15.60	26.80	Cajón	4.00 x 2.00

3.3.8.7 Obras de distribución. Tiene en total dieciocho obras de distribución, todas del tipo de compuerta con resalto rechazado.

3.3.9 Canal Botalcura Sur

El canal Botalcura Sur se separa del canal Botalcura en el Km. 0.800 y riega una parte del sector Botalcura Sur con una superficie de 156.60 Hás. netas.

3.3.9.1 Esquema de riego del canal Botalcura Sur. En el esquema que se agrega a continuación se indica el kilometraje de la ubicación de la entrega a predio, el rol del predio o predios afectados y el gasto de entrega en m^3/s. Este último es el gasto neto calculado a partir de la tasa de riego en l/s/há., sin considerar las pérdidas en camino, para el mes de máximo consumo o sea enero.

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio	Gasto de entrega (m3/s)	Gasto en el tramo (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en el Canal Botalcura Rol 118-21	0.035		R 4-5
			0.170	
0.610	Rol 118-36	0.044		M.Partidor
			0.130	
1.200	Rol 118-14 118-43 - 7 - 5	0.008		M.Partidor
			0.120	
1.560	Rol 118-10	0.013		M.Partidor
			0.100	
2.510	Rol 118-5 -9	0.090		M.Partidor

En el gasto en el tramo se considera además las pérdidas en camino motivadas por filtraciones en el cauce.

3.3.9.2 Cauce. El canal Botalcura Sur se construirá en una zona de lomajes suaves con una pendiente longitudinal acentuada, con velocidades altas, pero sin llegar al límite de erosión. Por este motivo resultan secciones muy pequeñas con anchos y alturas menores que las mínimas necesarias para excavar el canal. Por este motivo se le ha dado dimensiones convencionales en toda su extensión, incluyendo los canales extraprediales; dichas dimensiones son 0.50 m. de ancho basal, 0,50 m. de altura de excavación y taludes 1/1. La longitud total de canales es igual aproximadamente a 3.460 kms.

3.3.9.3 Obras de arte mayores. No tiene.

3.3.9.4 Obras de arte menores.

a) Puentes. Se construirán cuatro alcantarillas de tubos de cemento comprimido con recubrimiento de hormigón de 0.10 m. de espesor mínimo. Tendrán un diámetro interior de 0.60 m. y una longitud de 4.00 m. Dos se encuentran ubicados en el Km. 0.610 y los otros en los Kms. 1.400 y 2.150.

b) Descargas parciales. No tiene

c) Pasos de quebrada. No tiene.

3.3.9.5 Obras de partición. Se ha consultado la construcción de cuatro obras de partición de aguas, habiéndose elegido en este caso al marco partidor.

3.3.10 Canal Matancilla

El canal Matancilla nace de la cámara de salida del sifón San Manuel donde estará ubicada la obra de distribución que lo separa del canal Botalcura, dirigiéndose a continuación hacia la parte sur del valle.

3.3.10.1 Superficie de riego y sectorización. La superficie de riego y la demanda máxima correspondiente al mes de enero de los sectores que sirve el canal Matancilla es la siguiente:

Sector	Superficie neta (hás)	Demanda total (m3/s)
La Esperanza (parte)	210.1	0.290
Cabrería	280.2	0.370
Matancilla	267.4	0.360
El Quillay	23.3	0.030
	781.0	1.050

3.3.10.2 Esquema de riego del canal Matancilla. El canal Matancilla hace entrega directa a predios, sin dar origen a ningún canal secundario. Su esquema de riego aparece en el cuadro siguiente, en el cual se indica el kilometraje de entrega, el predio o predios beneficiados, el gasto de entrega en m^3/s, de acuerdo con la demanda neta del mes de máximo consumo en potrero sin considerar las pérdidas en camino.

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio	Gasto de entrega (m3/s)	Tipo de entrega
0.000	Toma en la cámara de salida del sifón San Manuel		Jgo.comp.
0.600	Rol 118-17	0.182	R 4-3
2.000	Rol 117-10	0.045	R 2-3
3.700	Rol 117-6	0.072	R 3-3
6.500	Rol 117-5 -1 -4	0.039	R 2-3
8.850	Rol 117-2	0.097	R 3-3
10.650	Rol 117-9 -7	0.169	R 4-3
14.000	Rol 117-8	0.047	R 2-1
15.200	Rol 117-8-1 -8-2	0.030	R 2-1
16.000	Rol 117-8-3 -8-4	0.029	R 2-1
16.700	Rol 117-8-5 -8-6	0.035	R 2-1
17.200	Rol 117-8-7 -8-8	0.032	R 2-1
18.500	Rol 117-8-9 117-3 110-47	0.150	A 4-3

3.3.10.3 Cauce. El canal Matancilla se excavará en la ladera de los cerros que limitan al valle de Pencahue por el costado oeste. En general son cerros de lade-

ras suaves con suelos de origen de piedmont que pertenecen a las series Cabrería y Montonera definidas por el estudio agrológico del valle.

En general se encuentra a corta distancia del camino público de Pencahue a Botalcura por Rinconada, de tal modo que no se ha estimado necesario consultar camino de borde. En los sectores con pendientes tranversales suaves se proyectará el canal con rugosidad 0.025 y taludes 3/4, en tanto que las pendientes medias se tomará una rugosidad de 0.030 y taludes 3/4.

El canal se proyectará para tres gastos distintos: 1,10, 0,80 y 0,40 m^3/s.

En el cuadro que se incluye a continuación se indican las principales características de cada tramo del canal.

Kilometraje tramo	Pendte. Transv.	Pendte. Longit.	Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Velocid. (m/s)
0.000- 3.600	Suave	0.001	1.10	0.90	0.77	0.96
3.600- 3.800	Suave	0.001	0.80	0.80	0.69	0.88
3.800- 4.600	Media	0.001	0.80	0.85	0.74	0.77
4.600- 5.100	Suave	0.001	0.80	0.80	0.69	0.88
5.100- 6.000	Media	0.001	0.80	0.85	0.74	0.77
6.000- 8.100	Suave	0.001	0.80	0.80	0.69	0.88
8.100- 8.700	Media	0.001	0.80	0.85	0.74	0.77
8.700- 9.700	Suave	0.001	0.80	0.80	0.69	0.88
9.700-10.000	Media	0.001	0.80	0.85	0.74	0.77
10.000-11.100	Media	0.001	0.40	0.65	0.57	0.65
11.100-13.000	Suave	0.001	0.40	0.60	0.55	0.72
13.000-18.500	Suave	0.0015	0.40	0.60	0.48	0.87

3.3.10.4 Obras de arte mayores. El canal Matancilla no presenta ninguna obra de arte mayor.

3.3.10.5 Obras de arte menores.

a) Puentes. En el canal Matancilla hay tres puentes todos situados en caminos públicos y de 6m. de ancho. Están ubicados en los Kms. 1.520, 2.700 y 5.100.

b) Descargas parciales. Se consulta la construcción de tres descargas parciales que se han ubicado tentativamente cada 5 kms. Al realizar el proyecto definitivo deberá buscarse coincidencia con quebradas, con el objeto de utilizarlas como cauce de descarga. A continuación se indican las características principales de cada una.

Kilometraje de ubicación	Gasto de descarga (m3/s)	Dimensiones de la compuerta ancho x alto (m)
5.250	0.200	0.60 x 0.60
9.950	0.200	0.60 x 0.60
15.150	0.100	0.60 x 0.60

c) Pasos de quebrada. Los pasos de quebrada ubicados a lo largo del canal Matancilla se incluyen en la lista siguiente en la cual se indica el kilometraje aproximado de situación, el área de drenaje de la quebrada, el gasto de avenida, el tipo de alcantarilla y el diámetro del tubo.

Kilometraje	Superf.de drenaje (km2)	Gasto (m3/s)	Tipo alcantarilla	Diámetro (m)
1.075	0.40	0.90	Tubo corrugado	0.80
3.500	0.45	0.80	" "	0.80
6.170	1.18	2.00	" "	1.525
12.370	3.45	6.00	" "	1.85
14.330	0.73	1.30	" "	1.00
16.420	2.65	4.60	" "	1.525

3.3.10.6 Obras de distribución. En líneas generales, el canal Matancilla entrega aguas para el riego de terrenos situados a menor cota que él. Por este motivo se han elegido obras de distribución del tipo de compuerta con resalto rechazado que permite la medida del gasto mediante la lectura de la abertura de la compuerta y de la altura de aguas en el canal. El gasto del canal Matancilla se mide en la obra de distribución en que se separa del canal Botalcu-

ra y que se encuentra situada inmediatamente aguas abajo de la cámara de salida del sifón San Manuel.

4. SISTEMA DE CANALES DE DERRAMES

De acuerdo con el análisis realizado en este mismo anexo, letra B numeral 2 y en especial con las conclusiones expuestas en el numeral 2.3.4, se tiene que una parte del área del Proyecto Pencahue se regará utilizando recursos internos provenientes de los retornos de riego o derrames de las zonas altas. Es así que se han individualizado tres canales de riego que se denominarán: Canal Matancilla de Derrames, Canal Las Doscientas de Derrames y Canal Pencahue de Derrames.

La superficie total de riego de los tres canales indicados es igual a 1.400 hás. netas.

4.1 Canal Matancilla de Derrames

El canal Matancilla de Derrames nace del estero Los Puercos inmediatamente aguas abajo de su confluencia con el estero Tutucura. Riega los terrenos bajos de los sectores Cabrería, Matancilla y El Quillay con un total de 720 hás. aproximadamente. Se desarrolla enteramente por terrenos planos o de muy escasa pendiente transversal.

4.1.1 Esquema de riego

En el cuadro que se incluye a continuación se indica el kilometraje de la entrega, el o los predios beneficiados, el gasto de entrega que corresponde a la tasa neta en potrero en el mes de máximo consumo considerando que las zonas regadas por estos canales no tendrán regulación. Por este motivo la tasa que se entrega es para un riego continuado de 15 hrs.diarias, con lo cual la tasa de riego sube a 1.96 l/s/há en el potrero y a 2.13 l/s/há al tomar en cuenta un 10% de pérdidas en la conducción.

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio	Gasto de entrega (l/s)	Tipo de entrega
1.700	Rol 117-10	54	C 6-3
3.000	Rol 117-6	128	C 6-4
4.400	Rol 117-1	78	C 6-3
5.100	Rol 117-4 117-2	267	C 6-5
8.700	Rol 117-7	37	C 5-2
10.400	Rol 117-9	131	C 5-4
11.100	Rol 117-8	146	C 5-4
12.100	Rol 117-8-1 -8-2	100	C 5-3
12.600	Rol 117-8-3 -8-4	67	C 5-3
13.000	Rol 117-8-5 -8-6 -8-7	51	C 5-3
13.800	Rol 117-8-8 -8-9 -3	42	C 5-2
14.400	Rol 110-47	113	C 3-3
16.400	Rol 110-47	100	C 3-3

Desde este punto hacia aguas abajo se riegan 43 propiedades con una superficie de 133,6 hás. 33 son de menos de 5 hás. y 10 pertenecen al estrato de pequeños.

El canal desde el deslinde norte del sector hasta la última propiedad tiene una longitud de 4,9 kms. Se considerará que tiene cuatro sectores de riego cada uno con una superficie aproximada de 34 hás., que a su vez harán una distribución interna por turno. Por lo tanto, hay otras tres obras de distribución que entregarán un gasto promedio de 68 l/s.

4.1.2 Cauce

El canal se excavará en terrenos planos que corresponden a las series Tutucura y Los Puercos, según la correspondiente clasificación realizada en el Estudio Agrológico.

El canal tendrá una pendiente de 0.0004, taludes 1/1 y se ha supuesto un coeficiente de rugosidad de 0.025. Se lo ha dividido en cuatro tramos con las características que se anotan a continuación:

Kilometraje tramo	Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Velocidad (m/s)
0.000- 8.300	1.700	1.30	1.17	0.60
8.300-14.000	1.200	1.10	1.04	0.50
14.000-20.700	0.550	0.80	0.79	0.45
20.700-23.100	0.200	0.60	0.58	0.30

Las velocidades resultantes son bajas, pero existe la imposibilidad de aumentarlas mediante una pendiente más alta debido a que en ese caso disminuiría apreciablemente la superficie cubierta.

Entre la bocatoma y el Km. 6.300 se estima conveniente construir un camino de borde con las excavaciones de la cuneta; deberá tener un ancho de 4 m. y se le colocará una carpeta de rodado con el material proporcionado por las mismas excavaciones.

4.1.3 Bocatoma

La bocatoma del canal Matancilla de Derrames estará situada inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los Esteros Los Puercos y Tutucura; servirá también para el canal Las Doscientas de Derrames.

4.1.3.1 Estimación de la crecida de 25 años de período de retorno. De acuerdo con la estadística de la estación Talca, la precipitación máxima en 24 horas para el período de retorno indicado es de 106 mm., con una intensidad media horaria de 4.4 mm.

Las características de la hoya hidrográfica comprometida son las siguientes:

- Superficie 414,5 km^2
- Longitud cauce principal 30.5 kms.
- Diferencia máxima de alturas 370.0 m.

La estimación de la crecida se hará utilizando el hidrograma sintético de USSCS, según los siguientes criterios simplificatorios:

- t_R o duración de la precipitación efectiva igual al tiempo de concentración;
- precipitación efectiva obtenida de los gráficos del USSCS a partir de condiciones de campo, características del terreno y de la precipitación real durante el tiempo t_R.

El tiempo de concentración utilizando el ábajo del USSCS resualta igual a 5 horas.

La precipitación real producida durante el período de 5 horas utilizando para el cálculo de la intensidad el método de Grunsky, resulta igual a:

$$P = \frac{106 \times 5}{24} \sqrt{\frac{24}{5}}$$

$$= 48 \text{ mm. o } 1.90 \text{ pulgadas.}$$

La precipitación efectiva resulta igual a 0.5 pulgadas.

T_p resulta igual a 1.1 t_c, o sea es igual a 5.5 horas.

$$Q = \frac{484 \times 414,5 \times 0.0283 \times 12.7}{2.54 \times 5.5 \times 25.4} = 203 \text{ } m^3/s$$

4.1.3.2 Capacidad máxima del lecho del estero Los Puercos.

En el lugar de bocatoma, el estero Los Puercos tiene una sección de 2.70 m. de altura con un ancho de 45 m. Suponiendo una pendiente longitudinal de 0.001 y una rugosidad de 0.030, resulta una velocidad de 1.26 m/s y un gas-

to probable de 153 m/s. En esta forma se tiene que el gasto de avenida con un período de retorno de 25 años se desborda fuera de las márgenes del estero, lo cual coincide con las informaciones de los habitantes del lugar.

4.1.3.3 Descripción de la bocatoma. Se ha consultado la construcción de una bocatoma móvil con el objeto de dejar expedito el cauce para el paso de las avenidas de invierno y para dar a las aguas durante la temporada de riego una cota adecuada de captación.

La obra tendrá un ancho total de 50 m. con trece vanos de 3 m. de ancho cada uno, cerrado por tablones de madera que se apoyarán en machones de hormigón de 4 m. de algura. Los cierros de madera se operarán desde una losa de maniobras situada sobre los machones a 4 m. de altura sobre el radier de la bocatoma. La losa tendrá un ancho de 1.50 m. con el objeto de permitir la colocación sobre ellos de los cierros de madera una que sean retirados de los vanos. La operación de colocación y retiro de los cierros de madera se hará mediante tecles colocados en estructuras metálicas que permitan su operación en forma expedita y su almacenamiento en la losa de maniobras.

Se colocarán dos compuertas en los extremos oriente y poniente de la presa móvil y tendrán por objeto descargas el gasto en exceso sobre las necesidades de riego, controlar el nivel de aguas de captación y deprimir totalmente dicho nivel para facilitar la operación de colocación y retiro de los cierros de madera.

El radier tendrá un ancho de 9 m. con dos cortinas iniciales y terminales de 2.75 m. de profundidad, con el objeto de eliminar la filtración por debajo de ella. Toda la obra se hará de hormigón armado tipo D.

Se complementará la bocatoma con una compuerta de admisión para cada canal cuyo objeto es impedir la entrada al canal de las aguas de invierno y controlar el gasto captado durante la época de riego.

4.1.4 Obras de arte menores

a) Puentes. Los puentes que es necesario construir en el Canal Matancilla de Derrames se detallan en el cuadro siguiente:

Kilometraje de ubicación	Tipo de camino	Ancho del puente (m)	
5.100	Privado	4.00	
9.850	Público	6.00	
10.600	Privado	4.00	
11.880	Privado	4.00	
12.970	Público	6.00	
13.450	Público	8.00	
14.430	Público	6.00	
15.130	Público	6.00	
15.800	Público	6.00	
16.320	Público	6.00	
20.350	Público	6.00	
20.950	Público	6.00	(alcantarilla Ø 0.60).

b) Descargas parciales. No tiene.

c) Pasos de quebradas. No tiene.

4.1.5 Obras de distribución

Las obras de distribución del canal Matancilla de Derrames, trece en total, serán del tipo de doble compuerta, una en el canal y otra en la derivación.

4.2 Canal Las Doscientas de Derrames

El canal Las Doscientas de Derrames nace del estero Los Puercos en la bocatoma común con el canal Matancilla de Derrames. Riega los terrenos bajos del sector Las Doscientas con una superficie de 230 hás.

4.2.1 Esquema de Riego

En el cuadro que se incluye enseguida se agrega el kilometraje de la entrega, el o los predios beneficiados, el gasto de entrega de acuerdo con la tasa neta en potrero, que es igual a 1.96 l/s/há, sin considerar las pérdidas en camino.

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio	Gasto (m3/s)	Tipo de entrega
2.800	Rol 123-3	0.147	C 3-4
5.750	Rol 123-4	0.106	C 3-3
8.650	Rol 123-4-1	0.034	C 2-2
	-4-2		
	-4-3		
	-4-4		
	-4-5		
9.600	Rol 123-4-6	0.029	C 2-2
	-4-7		
	-4-8		
	-4-9		
	-4-10		
	-4-11		
10.700	Rol 123-4-16	0.086	C 2-3
	-4-17		
	-4-18		
14.200	Rol 123-4-15	0.016	C 1-3
	-4-19		

4.2.2 Cauce

El canal se desarrolla en terrenos planos o de pendiente transversal suave que corresponden a suelos de las series Los Puercos, Tutucura y Las Doscientas, según descripción realizada en los estudios agrológicos.

El canal tendrá una pendiente longitudinal de 0.004, taludes 1/1 y rugosidad 0.025. Se lo ha dividido en dos tramos con las características siguientes:

Kilometraje tramo	Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Velocidad (m/s)
0.000- 7.500	0.530	0.80	0.77	0.45
7.500-14.200	0.250	0.60	0.58	0.35

Las bajas velocidades obtenidas se deben a que no conviene aumentar la pendiente longitudinal pues tal cosa se traduciría en una disminución del área de riego.

4.2.3 Obras de arte menores

No se ha considerado la construcción de obras de arte menores tales como puentes, descargas parciales y pasos de quebrada.

4.2.4 Obras de distribución

Las obras de distribución del canal Las Doscientas de Derrames serán en total cinco. Su tipo es el de doble compuerta con una ubicada en el canal y la segunda en la derivación.

4.3 Canal Pencahue de Derrames

El canal Pencahue de Derrames tiene su bocatoma en el estero Coyulemu, inmediatamente aguas abajo de su confluencia con el estero El Almendro. Riega los terrenos bajos de los sectores Pencahue Poniente, El Peral y Las Tizas, con una superficie total de 450 hás. Se desarrolla enteramente por terrenos planos.

4.3.1 Esquema de riego

En el cuadro siguiente se indica el kilometraje de ubicación de la entrega, el o los predios beneficiados y

el gasto de entrega que corresponde a la tasa neta en potrero de 1.96 l/s/há sin considerar las pérdidas en camino.

Kilometraje de ubicación de la entrega	Predio	Gasto de entrega (m3/seg)	Tipo de entrega
1.850	Rol 102-14 103-15	0.027	C 4-2
2.700	Rol 123-48	0.176	C 4-4
3.650	Rol 123-5 117-3 117-8-7 -8-8 -8-9	0.185	C 3-4
5.500	Rol 103-18 103-9	0.176	C 2-3
7.600	Rol 103-18 103-9	0.068	C 2-2
9.200	Rol 103-18	0.033	C 2-2
9.700	Rol 102-16 102-11 -12 101-1	0.024	C 2-2
10.000	Rol 103-19	0.042	C 2-2
10.400	Rol 103-43 103-21 105-24	0.039	C 2-2
10.900	Rol 103-41 105-25 103-20 103-39	0.029	C 2-2
11.700	Rol 105-16 109-17	0.157	C 2-4

4.3.2 Cauce

El canal se excavará en terrenos planos que corresponden a la serie Los Puercos principalmente, descrita en los estudios de agrología. Se le ha dado una pendiente uniforme de 0.0004 con taludes de la cuneta 1/1 y coeficiente de rugosidad 0.025. Se lo ha dividido en tres tramos cuyas características son:

Kilometraje tramo	Gasto (m3/s)	Ancho basal (m)	Altura normal (m)	Velocidad (m/s)
0.000- 4.600	1.000	1.00	0.98	0.52
4.600- 7.300	0.630	0.90	0.81	0.45
7.300-14.200	0.450	0.80	0.71	0.42

Las bajas velocidades resultantes se deben a que no conviene aumentar la pendiente longitudinal, ya que tal medida produciría una disminución de la superficie regada.

4.3.3 Bocatoma

La bocatoma del canal Pencahue de Derrames estará ubicada en la confluencia de los esteros Cunculén y El Almendro.

La estructura de la bocatoma cumple con los mismos objetivos descritos para el caso de la bocatoma para el canal Matancilla de Derrames. En este caso la obra es de dimensiones reducidas con un ancho de 8 m. y una altura total de 2,50 m., ya que debe peraltar el nivel de aguas del estero solamente 1.50m. Estará formada por dos vanos cerrados con madera de 3 m. de ancho cada uno y por una compuerta de 1 m. de ancho. Llevará además dos machones de 0.50 y 1.50 de longitud. El radier tendrá 7.50 m. de largo con zarpas iniciales y terminales de 2 m. de profundidad con el objeto de impedir la filtración por debajo de la estructura. Toda la obra se hará de hormigón D.

El manejo de los cierros de madera se hará desde la losa de maniobras mediante tecles colocados en estructuras metálicas que permitan una operación rápida y expedita.

La bocatoma descrita se complementa con una compuerta de admisión para el canal Pencahue de Derrames.

4.3.4 Canoa El Peral

El canal Pencahue de Derrames llevará una canoa de hormigón armado en el cruce con el estero El Peral, ubicado en el Km. 7.300. En este sector el canal tiene un gasto de 0.450 m^3/s. Las características principales de la obra son las siguientes:

- Longitud	10.00 m.
- Ancho interior de la sección transversal	1.00 m.
- Altura interior de la sección transversal	1.00 m.
- Espesor de la losa de fondo	0.10 m.
- Ancho de las vigas laterales	0.20 m.

Se apoya en dos machones laterales de 2 m. de altura.

4.3.5 Obras de arte menores

a) Puentes. A continuación se da la lista de los puentes que se construirán en el canal y que comprende sólo los correspondientes a los caminos existentes que resulten cortados por dicho canal.

Kilometraje ubicación	Tipo de camino	Ancho (m)
0.650	Público	6.00
2.550	Privado	4.00
4.550	Público	8.00
5.950	Público	6.00
6.750	Privado	4.00
8.350	Privado	4.00
9.400	Público	6.00

b) Pasos de quebrada. No tiene.

c) Descargas parciales. No tiene.

4.3.6 Obras de distribución

Se ha considerado la construcción de once obras de distribución las cuales serán del tipo de doble compuerta de control; una de ellas estará situada en el canal y la otra en la derivación.

5. PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE ARTE Y CANALES

Los presupuestos de las obras de arte y de los canales del Sistema Matriz Lircay en La Higuera y de la red de canales distribuidores dentro del área del Proyecto Pencahue, se calculará de acuerdo con los costos a precios privados y sociales determinados en los capítulos D y E respectivamente del Anexo 8 de Ingeniería Civil.

El presupuesto será estructurado sobre la base de cada canal separadamente con sus correspondientes obras de arte anexas. El presupuesto de cada una de las obras de arte mayores o propias del canal se presentará en forma detallada. A su vez, el presupuesto de las obras menores y de distribución se presentará por unidad de obra de acuerdo con el cálculo de costos de cada una de ellas que aparece en la Lámina AN 8-K.3.1.7 para las estructuras de distribución, en las figuras 2.2.1 a y 2.2.1.b para los puentes; en la figura 2.2.2 para las alcantarillas; en la figura 2.2.3 para las canoas y figuras 2.2.4.a y 2.2.4.b para los pasos de quebradas.

Los costos de las compuertas han sido proporcionados por fabricantes basados en los diseños preliminares de los anteproyectos respectivos.

El cálculo del presupuesto finaliza con un item de Varios que incluye el costo de los cercos laterales de los caminos de borde, el costo de colocación de una carpeta de rodado para dichos caminos, el valor de expropiación de los terrenos ocupados por canales y obras de arte y el costo de casas para celadores del sistema de canales. En estos subitems se ha seguido los siguientes criterios:

a) Cercos. Se ha tomado el mismo valor calculado para este item en el subproyecto Puesta en Riego (Anexo 7).
b) Carpeta de rodado. Se ha supuesto que será necesario colocar carpeta de rodado en el 50% de un total de 59.600 kms.

de caminos con un ancho de 3 m. y un espesor de 0,15 m. Se hizo un cálculo especial del costo del m.l. de ripiado que resultó igual a $ 55,34;

c) Expropiaciones. Se ha tomado el valor fijado por el Servicio de Impuestos Internos para los suelos de igual capacidad de uso en las comunas de Talca y Pencahue para el primer semestre de 1977.

El item Varios tendrá el mismo valor en la evaluación a precios privados y en la evaluación a precios sociales.

5.1 PRESUPUESTO DE LOS CANALES Y OBRAS DE ARTE A PRECIOS PRIVADOS

5.1.1 CANAL BAJO LIRCAY

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.1.1	BOCATOMA EN RIO LIRCAY				
	Excav. Mat. común	m^3	4.050	23,46	95.013
	Filtro de piedra D=0,2m	m^3	669	247,28	165.430
	Relleno lecho río	m^3	1.090	180,00	196.200
	Piedras D = 0,4 m.	m^3	1.217	289,69	352.553
	Piedras D = 0,3 m.	m^3	205	289,69	59.386
	Radier piedra canteada	m^2	366	250,00	91.500
	Horm.300kg. c/m^3 horm.	m^3	928	751,48	697.373
	Acero en barras	kg.	46.400	15,40	714.560
	Moldaje plano	m^2	1.409	112,21	158.104
	Compta.Vert.de 2.5x2.0	Un.	1		40.000
	Compta.Sect.de 6.0x3.0	Un.	2	175.000,00	350.000
	3.0x3.0	Un.	1		101.300
				SUB-TOTAL	3.021.419
.2	CANALIZACION Km. 0.0-0.3				
	Excavación Mat.común	m^3	7.025	23,46	164.806
	Relleno	m^3	4.083	22,12	90.313
	Horm.300kg.c/m^3 horm.	m^3	888	751,48	667.314
	Hormigón con bolón	m^3	372	463,64	172.660
	Acero en barras	kg.	53.262	15,40	820,235
	Moldaje plano	m^2	3.017	112,21	338.538
				SUB-TOTAL	2.253.866
.3	CAUCE KM.0.3-9.3				
	Excav.mesa mat.común y duro	m^3	10.546	33,11	349.178
	Exc.cuneta mat.común y duro	m^3	66.690	48,14	3.210.457
	Exc.cuneta mat.común y duro c/transp.a botadero 4 km.	m^3	86.962	78,60	6.835.213
	Revestimiento talud	m^2	26.900	105,46	2.836.874
	Revestimiento radier	m^2	9.690	99,78	966.868
				SUB-TOTAL	14.198.590

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	ALCANTARILLA EN CRUCE CAMINO LONGITUDINAL				
	Excavación	m^3	641	65,55	42.018
	Relleno	m^3	294	30,48	8.961
	Horm.300kg.cem/m^3 horm.	m^3	117,6	751,48	88.374
	Acero en barras	kg.	19.920	15,40	306.768
	Moldaje plano	m^2	483	112,21	54.197
				SUB-TOTAL	500.318
.5	ALCANTARILLA EN CRUCE FF.CC.				
	Excavación	m^3	215	65,55	14.093
	Relleno	m^3	68	30,48	2.073
	Horm.300kg cem/m^3 horm.	m^3	67	751,48	50.349
	Acero en barras	kg.	13.063	15,40	201.170
	Moldaje plano	m^2	243	112,21	27.267
				1.5 x	294.952
				SUB-TOTAL	442.428
.6	JUNTA CON CANAL PANGUE				
	Excavación	m^3	300	85,17	25.551
	Relleno	m^3	90	30,48	2.743
	Horm.255kg cem/m^3 horm. con bolón	m^3	80	669,80	53.584
	Horm.300kg cem/m^3 horm.	m^3	70	751,48	52.604
	Acero en barras	kg.	1.360	15,40	20.944
	Moldaje plano	m^2	240	112,21	26.930
	Compta.vert. 2.5 x 2.0	un.	1		90.000
	1.9 x 1.0	un.	1		60.800
				SUB-TOTAL	333.156
.7	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	350	33,39	11.687
	Relleno	m^3	140	30,48	4.267
	Horm.300kg cem/m^3 horm.	m^3	150	751,48	112.722
	Acero en barras	kg.	6.000	15,40	92.400
	Compuertas verticales	m^2	1.2	12.000,00	14.400
	Moldaje plano	m^2	120	112,21	13.465
				SUB-TOTAL	248.941
.8	PUENTES CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente tipo A(BxL) 4.0 x 5.8	Un.	3	55.981,00	228.342
	Puente tipo B(BxL) 4.0 x 7.2	Un.	3	76.114,00	167.943

tem	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	Puente tipo A(BxL) 6.0 x 5.8	Un.	1	81.216,00	81.216
				SUB-TOTAL	477.501
.9	CANOAS EN CRUCE CANALES DE RIEGO				
	Canoa tipo(LxH):				
	0.4 x 0.4	Un.	4	18.661,00	74.644
	0.6 x 0.6	Un.	2	25.478,00	50.956
				SUB-TOTAL	125.600
	TOTAL CANAL BAJO LIRCAY				21.601.819
	5.1.2 CANAL PANGUE				
.1.2.1	BOCATOMA EN ESTERO PANGUE				
	Excavación	m^3	1.767	23,46	41.454
	Relleno lecho río	m^3	181	180,00	32.580
	Piedras D = 0,30 m.	m^3	300	289,69	86.907
	Piedras D = 0,20 m.	m^3	36	247,28	8.902
	Radier piedra canteada	m^2	280	250,00	70,000
	Horm.300kg cem/m^3 horm.	m^3	226	751,48	169.834
	Acero en barras	kg.	11.275	15,40	173.635
	Moldaje plano	m^2	807	112,21	90.553
	Compta.vert.2.0x0.6 y mec.	un.	1	30.000,00	30.000
	Compta.Sector 4.5x2.0 y mec.	un.	3	113.500,00	340.500
				SUB-TOTAL	1.044.365
.2	CAUCE CANAL PANGUE				
	Exc.mesa mat.común y duro	m^3	6.998	33,11	231.704
	Exc.cuneta mat.común y duro	m^3	72.172	48,14	3.474.360
	Terraplén	m^3	-		-
				SUB-TOTAL	3.706.064
.3	ALCANTARILLA CRUCE CAMINO LONGITUDINAL				
	Excavación	m^3	180	65,55	11.799
	Relleno	m^3	56	30,48	1.707
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	60	751,48	45.089

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	Acero en barras	kg.	8.620	15,40	132.748
	Moldaje	m^2	308	112,21	34.561
				SUB-TOTAL	225.904
.4	ALCANTARILLA CRUCE FERROCARRIL				
	Excavación	m^3	54	65,55	3.540
	Relleno	m^3	14	30,48	427
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	21	751,48	15.781
	Acero en barras	kg.	3.530	15,40	54.362
	Moldaje plano	m^2	92	112,21	10.323
				1,5 x	84.433
				SUB-TOTAL	126.650
.5	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	100	33,39	3.339
	Relleno	m^3	80	30,48	2.438
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	35	751,48	26.302
	Acero en barras	kg.	1.500	15,40	23.100
	Compuertas verticales	m^2	0,50	12.000,00	6.000
	Moldaje plano	m^2	80	112,21	8.977
				SUB-TOTAL	70.156
.6	PUENTES CAMINOS PRIVADOS Y PUBLICOS				
	Puente tipo A(BxL)				
	4 x 5.4	Un.	9	50.865,00	457.785
	6 x 5.4	Un.	1	73.537,00	73.537
				SUB-TOTAL	531.322
.7	CANOAS CRUCE CANALES DE RIEGO				
	Canoa tipo (LxH)				
	0.4 x 0.4	Un.	3	18.661,00	55.983
	0.6 x 0.6	Un.	1	25.478,00	25.478
				SUB-TOTAL	81.461
.8	ACUEDUCTO ABOVEDADO				
	Excavación mat.común	m^3	730	23,46	17.126
	Relleno	m^3	418	22,12	9.246
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	132	751,48	99.195
	Acero en barras	kg.	10.560	15,40	162.624
	Moldaje plano	m^2	520	112,21	58.349
				SUB-TOTAL	346.540
				TOTAL CANAL PANGUE	6.132.462

5.1.3 CANAL LAS CHILCAS

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.3.1	BOCATOMA EN ESTERO LAS CHILCAS				
	Se consideró un costo igual al 70% de la bocatoma en el Estero Pangue			SUB-TOTAL	731.056
.2	CAUCE CANAL LAS CHILCAS				
	Exc.mesa mat.com y duro	m^3	3.457	33,11	114.461
	Exc.cun. mat.com.y duro	m^3	11.951	48,14	575.321
	Terraplén	m^3	-		-
				SUB-TOTAL	689.782
.3	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	231	33,39	7.713
	Relleno	m^3	46	30,48	1.402
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	87	751,48	65.379
	Acero en barras	kg.	2.120	15,40	32.648
	Moldaje plano	m^2	443	112,21	49.709
	Compuertas verticales	m^2	1	12.000,00	12.000
				SUB-TOTAL	168.851
.4	PUENTES CRUCE CAMINOS PRIVADOS Y PUBLICOS				
	Puente tipo A (BxL) 4 x 3.6	Un.	5	31.159,00	155.795
				SUB-TOTAL	155.795
.5	SIFON PANGUE				
	Excavación	m^3	2.730	23,46	64.046
	Relleno	m^3	2.377	30,48	72.451
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	152	751,48	114.225
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	58	506,45	29.374
	Acero en barras	kg	15.192	15,40	233.957
	Moldaje	m^2	2.005	112,21	224.981
	Compta.plana 1.2 x 1.2	m^2	1,44	12.000,00	17.280
				SUB-TOTAL	756.314
	TOTAL CANAL LAS CHILCAS				2.501.798

5.1.4 CANAL MATRIZ PENCAHUE

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.4.1	**CAUCE CANAL Km.0.000-1.500**				
	Excav.mesa mat.común y duro	m^3	84	33,11	2.781
	Excav.cuneta mat.común y duro	m^3	20.147	48,14	969.877
	Terraplén compactado	m^3	10.594	30,48	322.905
	Revestimiento radier	m^2	3.390	99,78	338.254
	Revestimiento talud	m^2	9.588	105,46	1.011.150
				SUB-TOTAL	2.644.967
.2	**CAUCE CANAL Km.3.000-21.600**				
	Excav.mesa mat.común	m^3	155.396	11,92	1.852.320
	Excav.mesa mat.común y duro	m^3	100.889	44,78	4.517.809
	Excav.cuneta mat.común y duro	m^3	253.811	25,35	6.434.109
	Excav.cuneta mat.duro y roca	m^3	40.311	92,76	3.739.248
	Terraplén	m^3	-		-
	Revestimiento radier	m^2	56.183	99,78	5.605.940
	Revestimiento talud	m^2	141.817	105,46	14.956.020
				SUB-TOTAL	37.105.446
.3	**SIFON RIO CLARO**				
	Excavación	m^3	27.658	23,46	648.859
	Relleno compactado	m^3	16.862	30,48	513.951
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	1.397	669,80	935.711
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	1.010	751,48	758.995
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	3.485	833.15	2.903.278
	Acero en barras	kg.	350.999	15,40	5.405.385
	Juntas de dilatación	un.	2	195.000,00	390.000
	Acero en planchas, anillos de rigidez, piezas especiales, apoyos pendulares y fijos y varios	kg.	261.194	19,37	5.059.329
	Moldaje curvo	m^2	20.964	136,30	2.857.393
				SUB-TOTAL	19.472.901

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	DESCARGA TOTAL CANAL MATRIZ PENCAHUE				
a)	Grupo de descarga:				
	Excavación mat.común	m^3	1.100	23,46	25.806
	Rellenos compactados	m^3	300	30,48	9.144
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	285	670,92	191.212
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	160	915,95	146.552
	Acero en barras	kg.	8.000	15,53	124.240
	Acero estructural	kg.	2.400	40,00	96.000
	Moldaje plano	m^2	500	112,21	56.105
	Moldaje curvo	m^2	30	136,30	4.089
					653.148
b)	Rápido de descarga:				
	Excavación mat.común	m^3	10.450	23,46	245.157
	Relleno compactado	m^3	2.700	30,48	82.296
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	1.980	670,92	1.328.422
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	1.150	915,95	1.053.343
	Acero en barras	kg.	52.000	15,53	807.560
	Moldaje plano	m^2	6.200	112,21	695.702
	Enrocado protección	m^3	375	160,00	60.000
					4.272.480
				SUB-TOTAL	4.925.628
.5	DESCARGAS PARCIALES				
a)	Descarga parcial Km.9.20:				
	Excavación roca	m^3	60	118,06	7.084
	Relleno	m^3	50	30,48	1.524
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	50	915,95	45.798
	Acero en barras	kg.	2.200	15,53	34.166
	Compuerta vertical	m^2	1.6	12.000,00	19.200
	Moldaje plano	m^2	80	112,21	8.977
					116.749
b)	Descarga parcial Km.17.9:				
	Excavación mat.común	m^3	100	33,39	3.339
	Excavación mat. roca	m^3	100	118,06	11.806
	Relleno compactado	m^3	85	30,48	2.591
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	85	915,95	77.856
	Acero en barras	kg.	3.600	15,53	55.908
	Compuertas verticales	m^2	1.6	12.000,00	19.200
	Moldaje plano	m^2	120	112,21	13.465
					184.165
				SUB-TOTAL	300.914

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.6	PARTIDOR PARA ENTREGAS A CANALES ORIENTE Y PONIENTE				
	Excav.mat. común	m^3	1.250	33,39	41.738
	Excav.mat. roca	m^3	312	118,06	36.835
	Rellenos compactados	m^3	600	30,48	18.288
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	250	670,92	167.730
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	115	915,95	105.334
	Acero en barras	kg.	3.700	15,53	57.461
	Moldaje plano	m^2	950	112,21	106.600
	Compta.sector 3.0x2.3	un.	1		105.000
	Compta.sector 1.5x2.0	un.	1		70.000
				SUB-TOTAL	708.986
.7	PUENTES CRUCES CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADO				
	Puente tipo A(BxL) 4.0 x 5.4	un.	4	50.865,00	203.460
	Puente tipo A(BxL) 6.0 x 5.4	un.	6	73.537,00	441.222
	Puente tipo B(BxL) 4.0 x 6.9	un.	2	68.440,00	136.880
				SUB-TOTAL	781.562
.8	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado: D=0,8m L = 24,5 m.	un.	14	50.561,00	707.854
	D=1.0m L = 24,5 m.	un.	1		68.264
				SUB-TOTAL	776.118
.9	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. tipo A-1	un.	4	3.657,00	14.628
	A-2	un.	1	3.657,00	3.657
	A-3	un.	1	5.578,00	5.578
	A-4	un.	1	8.070,00	8.070
	A-5	un.	1	12.113,00	12.113
				SUB-TOTAL	44.046
	TOTAL CANAL MATRIZ PENCAHUE				66.760.568
	5.1.5 CANAL HUILLIBORGOA				
5.1.5.1	CAUCE				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	21.926	23,46	514.384
				SUB-TOTAL	514.384

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.2	CANOA				
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	1,5	834,27	1.251
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	4,7	915,95	4.305
	Acero en barras	kg.	750	15,53	11.648
	Moldaje plano	m^2	67	112,21	7.518
				SUB-TOTAL	24.722
.3	PUENTES				
	Tipo alcantarilla:				
	D = 0,3 L = 4	un.	1	1.920,00	1.920
	D = 0,4 L = 4	un.	2	2.581,00	5.162
	D = 0,4 L = 6	un.	1	3.739,00	3.739
	D = 0,5 L = 4	un.	4	3.254,00	13.016
	D = 0,5 L = 6	un.	2	4.709,00	9.418
	D = 0,6 L = 4	un.	1	4.634,00	4.634
	D = 0,6 L = 6	un.	2	6.723,00	13.446
				SUB-TOTAL	51.335
.4	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8 L = 3,5	un.	6		79.503
	D = 1,525 L = 3,5	un.	1		35.861
				SUB-TOTAL	115.364
.5	OBRA DE DISTRIBUCION				
	Marcos partidores	un.	8	9.914,00	79.312
				SUB-TOTAL	79.312
				TOTAL CANAL HUILLIBORGOA	785.117
	5.1.6 CANAL PONIENTE				
5.1.6.1	CAUCE CANAL				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	66.481	23,46	1.559.644
				SUB-TOTAL	1.559.644
.2	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	98	33,39	3.272
	Relleno	m^3	58	30,48	1.768
	Hormigón radier	m^3	4,6	997,80	4.590
	Hormigón talud	m^3	11,2	1.054,60	11.812
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	7,5	834,27	6.257
	Acero en barras	kg	931	15,53	14.458

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	Compuertas planas	m^2	0,5	12.000,00	6.000
	Moldaje plano	m^2	79	112,21	8.865
				SUB-TOTAL	57.022
.3	PUENTES CRUCE CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente tipo A (BxL) 8.0 x 2.3	un.	1	37.253,00	37.253
				SUB-TOTAL	37.253
.4	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8 L = 32	un.	3		78.021
	D = 1,525 L = 22,1	un.	2		128.320
				SUB-TOTAL	206.341
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. tipo R - 46	un.	2	7.483,00	14.966
	R - 53	un.	1	9.755,00	9.755
	R - 54	un.	1	9.687,00	9.687
	R - 64	un.	1	15.395,00	15.395
				SUB-TOTAL	49.803
.6	OBRA DE TOMA DE CANAL LAS TIZAS				
	Hormigón 300kg cem/m^3	m^3	39	915,95	35.722
	Acero en barras	kg.	1.970	15,53	30.594
	Moldaje plano	m^2	217	96,16	20.867
	Compuertas verticales	m^2	1,67	12.000,00	20.040
				SUB-TOTAL	107.223
.7	OBRA DE TOMA DE CANAL LO FIGUEROA				
	Hormigón 300kg cem/m^3	m^3	44	915,95	40.302
	Acero en barras	kg	2.215	15,53	34.399
	Moldaje plano	m^2	253	112,21	28.389
	Compuertas verticales	m^2	1,44	12.000,00	17.280
				SUB-TOTAL	120.370
				TOTAL CANAL PONIENTE	2.137.656

5.1.7 CANAL LAS TIZAS Y DERIVADOS
(Corinto Nº1 y Nº2, Los Brujos, Las Tizas Sur)

Item	Designación	Unid.	Cantidad	P.Unitario	Precio Item
5.1.7.1	CAUCE CANAL				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	25.410	23,46	596.119
				SUB-TOTAL	596.119
.2	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	31	33,39	1.035
	Relleno	m^3	30	30,48	914
	Hormigón radier	m^3	1,8	997,80	1.796
	Hormigón talud	m^3	5,1	1.054,60	5.378
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	4	834,27	3.337
	Acero en barras	kg	437	15,53	6.787
	Moldaje plano	m^2	42	112,21	4.713
	Compuertas planas	m^2	0,8	12.000,00	9.600
				SUB-TOTAL	33.560
.3	PUENTES CAMINOS				
	Puente tipo Alcant.:				
	D = 0,6 L = 6	un.	5	6.723,00	33.615
	D = 0,8 L = 6	un.	1	11.029,00	11.029
				SUB-TOTAL	44.644
.4	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distribución Tipo R-21	un.	3	5.547,00	16.641
	R-31	un.	1	5.547,00	5.547
	R-33	un.	1	5.964,00	5.964
	R-43	un.	3	6.298,00	18.894
	R-53	un.	2	9.755,00	19.510
	B-11	un.	6	3.509,00	21.054
	B-12	un.	7	3.651,00	25.557
				SUB-TOTAL	113.167
	TOTAL CANAL LAS TIZAS Y DERIVADOS				787.490

5.1.8 CANAL SANTA SARA Y DERIVADOS
(Pueblo Sur, El Palto, El Guindo, Bajo)

5.1.8.1	Cauce				
	Excavación	m^3	5.796	23,46	135.977
				SUB-TOTAL	135.977

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.2	PUENTES				
	Tipo Alcantarillas:				
	D = 0,6 L = 4	un.	3	4.634,00	13.902
	L = 6	un.	1	6.723,00	6.723
	L = 8	un.	1	8.798,00	8.798
	D = 0,8 L = 8	un.	1	14.264,00	14.264
				SUB-TOTAL	43.687
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor tipo	un.	8	9.914,00	79.312
				SUB-TOTAL	79.312
.4	CAIDAS				
	Caida Tipo H = 0,40	un.	1	7.813,00	7.813
	H = 0,90	un.	5	13.688,00	68.440
	H = 0,95	un.	1	14.578,00	14.578
				SUB-TOTAL	90.831
	TOTAL CANAL SANTA SARA Y DERIVADOS				349.807
	5.1.9 CANAL PUEBLO DE PENCAHUE Y DERIVADOS (Canal Sur, Pueblo Norte, Centro y Chico)				
5.1.9.1	CAUCE CANAL				
	Excavación mat.común	m^3	3.254	23,46	76.339
				SUB-TOTAL	76.339
.2	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Tipo Alcantarilla:				
	D = 0,6 L = 4	un.	2	4.634,00	9.268
	L = 6	un.	3	6.723,00	20.169
	L = 8	un.	1	8.798,00	8.798
				SUB-TOTAL	38.235
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	7	9.914,00	69.398
				SUB-TOTAL	69.398
	TOTAL CANAL PUEBLO DE PENCAHUE Y DERIVADOS				183.972

5.1.10 CANAL LO FIGUEROA

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.10.1	CAUCE CANAL				
	Excavac.mat.común	m^3	8.360	23,46	196.126
				SUB-TOTAL	196.126
.2	PUENTE				
	Tipo A(BxL) 8.0x2.7	un.	1	41.373,00	41.373
				SUB-TOTAL	41.373
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distribución Tipo R-23	Un.	1		5.964
	R-33	un.	1		5.964
	Marco partidor	un.	1		9.914
				SUB-TOTAL	21.842
			TOTAL CANAL LO FIGUEROA		259.341

5.1.11 CANAL ORIENTE

5.1.11.1	CAUCE				
	Excav.mesa mat.común	m^3	276.215	11,48	3.170.948
	Excav.mesa mat.común a duro	m^3	98.094	20,89	2.049.184
	Excav.cuneta mat.común a duro	m^3	492.446	28,04	13.808.185
	Excav.cuneta mat.duro	m^3	59.554	61,05	3.635.772
	Revestimiento talud	m^2	14.674	105,46	1.547.520
	Revestimiento radier	m^2	6.620	99,78	660.544
				SUB-TOTAL	24.872.153
.2	SIFON QUEPO				
	Excavación mat.común	m^3	6.238	23,46	146.343
	Excavación mat. roca	m^3	2.080	118,06	245.565
	Relleno	m^3	5.300	30,48	161.544
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	320	670,92	214.694
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	1.220	997,62	1.217.096
	Acero en barras	kg	85.800	15,53	1.332.474
	Moldaje curvo	m^2	8.320	136,30	1.134.016
	Puerta de hombre y vaciamiento	un.	2	25.000,00	50.000
	Válvula de purga	un.	1	15.000,00	15.000
				SUB-TOTAL	4.516.732

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.3	SIFON TUTUCURA				
	Excavación roca	m^3	1.000	118,06	118.060
	Relleno	m^3	730	30,48	22.250
	Horm.170kg cem/m^3horm	m^3	72	670,92	48.306
	Horm.340kg cem/m^3horm	m^3	160	997,62	159.619
	Acero en barras	kg.	13.100	15,53	203.443
	Moldaje curvo	m^2	465	136,30	63.380
	Puerta de hombre y vaciamiento	un.	1	25.000,00	25.000
	Válvula de purga	un.	1	15.000,00	15.000
				SUB-TOTAL	655.058
.4	CANOA TAPIHUE				
	Horm.300kg.cem/m^3horm	m^3	52	915,95	47.629
	Acero en barras	kg	2.456	15,53	38.142
	Moldaje plano	m^2	265	112,21	29.736
				SUB-TOTAL	115.507
.5	CANOA LITU				
	Horm.300kg.cem/m^3horm	m^3	38,4	915,95	35.172
	Acero en barras	kg.	1.284	15,53	19.941
	Moldaje plano	m^2	142	112,21	15.934
				SUB-TOTAL	71.047
.6	PUENTES CAMINOS PRIVADOS Y PUBLICOS				
	Puente tipo A (B x L)				
	4.0 x 2.6	un.	2	20.078,00	40.156
	4.0 x 3.4	un.	2	29.149,00	58.298
	6.0 x 2.6	un.	1	31.428,00	31.428
	6.0 x 3.4	un.	4	42.498,00	169.992
	6.0 x 3.8	un.	1	45.518,00	45.518
	6.0 x 4.2	un.	3	54.839,00	164.517
	Puente tipo B (B x L)				
	4.0 x 8.1	un.	2	88.830,00	177.660
	6.0 x 6.5	un.	2	87.686,00	175.372
	6.0 x 8.4	un.	2	117.430,00	234.860
	6.0 x 8.9	un.	1	124.573,00	124.573
	8.0 x 8.3	un.	1	162.654,00	162.654
	6.0 x 6.9	un.	1	93.477,00	93.477
				SUB-TOTAL	1.478.505
.7	PASOS DE QUEBRADA				
a)	Tubo corrugado				
	D = 0,80 L = 58,5	un.	4		132.118
	D = 1,00 L = 208,8	un.	15		648.680
	D = 1,525 L =214,4	un.	12		1.075.244
	D = 1,85 L = 34,7	un.	2		253.740
					2.109.782

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
b)	De cajón (B x H)				
	2 x 1,5 L = 10	un.	1		95.019
	3 x 1,5 L = 8.5	un.	1		130.234
					225.253
				SUB-TOTAL	2.335.035
8.	DESCARGAS PARCIALES				
	Excavación	m^3	2.361	33,39	78.834
	Relleno	m^3	972	30,48	29.627
	Hormigón radier	m^3	68.5	997,80	68.349
	Hormigón talud	m^3	220.7	1.054,60	232.750
	Horm.255kg cem/m^3horm	m^3	128	834,27	106.787
	Acero en barras	kg	16.694	15,53	259.258
	Moldaje plano	m^2	1.445	112,21	162.143
	Compuerta plana	m^2	7,8	12.000,00	93.600
				SUB-TOTAL	1.031.348
9.	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib.tipo A-1	un.	1	3.657,00	3.657
	A-2	un.	4	3.657,00	14.628
	A-3	un.	4	5.578,00	22.312
	A-4	un.	4	8.070,00	32.280
	A-5	un.	5	12.113,00	60.565
	R-12	un.	1	5.677,00	5.677
	R-14	un.	1	6.286,00	6.286
	R-15	un.	1	6.702,00	6.702
	R-25	un.	3	6.702,00	6.702
	R-32	un.	2	5.677,00	11.354
	R-33	un.	1	5.964,00	5.964
	R-34	un.	3	6.286,00	18.858
	R-35	un.	5	6.702,00	33.510
	R-43	un.	3	6.298,00	18.894
10.	OBRA DE TOMA DE CANAL LAS DOSCIENTAS				
	Hormigón 300kg cem/m^3	m^3	76	915,95	69.612
	Acero en barras	kg.	3.800	15,53	59.014
	Moldaje plano	m^2	413	112,21	46.343
	Comptas. verticales	m^2	3.03	12.000,00	36.360
				SUB-TOTAL	211.329
11.	OBRA DE TOMA DE CANAL BOTALCURA				
	Hormigón 300 kg c/m^3	m^3	66	915,95	60.453
	Acero en barras	kg	3.300	15,53	51.249
	Moldaje plano	m^2	326	112,21	36.580
	Comptas. verticales	m^2	3.06	12.000,00	36.720
				SUB-TOTAL	185.002
				TOTAL CANAL ORIENTE	35.732.509

5.1.12 CANAL QUEPO

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.12.1	CAUCE				
	Excav.mesa mat.duro	m^3	196	65,55	12.848
	Excav.mesa mat.común	m^3	1.387	11,48	15.923
	Excav.cuneta mat.duro	m^3	812	85,17	69.158
	Excav.cuneta mat.común	m^3	5.993	23,46	140.596
				SUB-TOTAL	238.525
.2	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Tipo Alcantarillas				
	D = 0,6 L = 4	un.	3	4.634,00	13.902
	D = 0,8 L = 6	un.	1	11.029,00	11.029
				SUB-TOTAL	24.931
.3	CANOA				
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	7,6	915,95	6.961
	Acero en barras	kg.	409	15,53	6.352
	Moldaje plano	m^2	108	112,21	12.119
				SUB-TOTAL	25.432
.4	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado				
	D = 0,8 L = 2,3	un.	1		11.118
				SUB-TOTAL	11.118
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib.tipo R - 22	un.	2	5.677,00	11.354
	R - 32	un.	2	5.677,00	11.354
	B - 22	un.	1	4.311,00	4.311
	B - 32	un.	1	6.678,00	6.678
				SUB-TOTAL	33.697
	TOTAL CANAL QUEPO				333.703

5.1.13 CANAL LAS DOSCIENTAS Y DERIVADO
(Las Doscientas Oriente)

5.1.13.1	CAUCE				
	Excavación mat.común	m^3	8.387	23,46	196.759
				SUB-TOTAL	196.759

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.2	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Tipo Alcantarilla:				
	D = 0,6 L = 4	Un.	1		4.634
	D = 0,8 L = 8	Un.	1		14.264
				SUB-TOTAL	18.898
.3	CAIDAS				
	Caída Tipo H = 1.1	un.	1		38.789
				SUB-TOTAL	38.789
.4	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	14	9.914,00	138.796
				SUB-TOTAL	138.796
	TOTAL CANAL LAS DOSCIENTAS				393.242
	5.1.14 CANAL BOTALCURA				
5.1.14.1	CAUCE				
	Excav.mesa mat.común duro	m^3	36.475	17,57	640.866
	Excav.mesa mat.común duro	m^3	40.187	23,14	929.928
	Excav.cuneta mat.común duro	m^3	31.811	36,51	1.161.419
	Excav.cuneta mat.común duro	m^3	7.956	59,41	472.666
				SUB-TOTAL	3.204.879
.2	SIFON SAN MANUEL				
	Excav.mat.común	m^3	13.724	23,46	321.965
	Excav.mat.roca	m^3	763	118,06	90.080
	Excav.mat.común c/agot.	m^3	763	117,30	89.500
	Relleno	m^3	10.800	30,48	329.184
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	730	670,92	489.772
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	1.380	997,62	1.376.716
	Acero en barras	kg.	122.000	15,53	1.894.660
	Moldaje curvo	m^2	17.000	136,30	2.317.100
	Puerta de hombre	un.	6	25.000,00	150.000
	Válvula de purga	un.	2	15.000,00	30.000
					7.088.977

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.3	SIFON BOTALCURA				
	Excav.mat.común duro	m^3	310	26,18	8.115
	Relleno	m^3	183	30,48	5.577
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	19,8	670,92	13.284
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	67,5	997,62	67.339
	Acero en barras	kg.	5.965	15,53	92.636
	Moldaje curvo	m^2	192	136,30	26.170
					213.121
				SUB-TOTAL	7.302.098
.4	CANOA PUCHINGUILEO				
	Horm.300kg cem/m^3horm	m^3	38,4	915,95	35.172
	Acero en barras	kg	1.284	15,53	19.941
	Moldaje plano	m^2	142	112,21	15.934
				SUB-TOTAL	71.047
.5	DESCARGAS PARCIALES				
	Excavación	m^3	395	33,39	13.189
	Relleno	m^3	158	30,48	4.816
	Hormigón radier	m^3	8,8	997,80	8.781
	Hormigón talud	m^3	24,5	1.054,60	25.838
	Horm.255kg cem/m^3horm	m^3	20,4	834,27	17.019
	Acero en barras	kg	2.143	15,53	33.281
	Moldaje plano	m^2	219	112,21	24.574
	Compuerta plana	m^2	1,44	12.000,00	17.280
				SUB-TOTAL	144.778
.6	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Puente tipo A (BxL)				
	4,0 x 3,6	un.	1		31.159
	4,0 x 4,5	un.	1		39.917
	6,0 x 2,8	un.	1		34.336
	6,0 x 2,9	un.	2	35.301,00	70.602
	6,0 x 3,2	un.	1		39.622
	6,0 x 3,6	un.	1		45.408
	6,0 x 3,8	un.	1		47.126
	6,0 x 4,5	un.	1		58.621
				SUB-TOTAL	366.791
.7	PASOS DE QUEBRADA				
a)	Tubo corrugado				
	D = 1,0 L = 29,1	un.	3		99.818
	D = 1,525 L = 7,8	un.	1		51.946
	D = 1,85 L = 7,8	un.	1		75.318
					227.082

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
b)	Cajón (B x H) 4 x 2 L = 7,4	un.	1		176.676
				SUB-TOTAL	403.758
.8	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo R-14	un.	3	6.286,00	18.858
	15	un.	1	6.702,00	6.702
	23	un.	2	5.964,00	11.928
	24	un.	2	6.286,00	12.572
	25	un.	3	6.702,00	20.106
	35	un.	1	6.702,00	6.702
	43	un.	5	6.298,00	31.490
	45	un.	1	6.745,00	6.745
	54	un.	1	9.687,00	9.687
				SUB-TOTAL	124.790
.9	OBRA DE DISTRIBUCION SALIDA SIFON SAN MANUEL				
	Horm. 300kg cem/m^3	m^3	40	915,95	36.638
	Acero en barras	kg	2.000	15,53	31.060
	Moldaje plano	m^2	227	112,21	25.472
	Compuerta vertical	m^2	1,05	12.000,00	12.600
				SUB-TOTAL	105.770
			TOTAL CANAL BOTALCURA		11.723.911
	5.1.15 CANAL BOTALCURA SUR				
5.1.15.1	CAUCE				
	Excavac. mat.común	m^3	1.710	23,46	40.117
				SUB-TOTAL	40.117
.2	PUENTES				
	Tipo Alcantarillas: D = 0,6 L = 4	un.	4	4.634,00	18.536
				SUB-TOTAL	18.536
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	4	9.914,00	39.656
				SUB-TOTAL	39.656
			TOTAL CANAL BOTALCURA SUR		98.309

5.1.16 CANAL MATANCILLA

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.16.1	CAUCE				
	Excav.cuneta com.duro	m^3	28.584	28,04	801.488
	Excav.cuneta mat.duro	m^3	8.323	61,05	508.119
	Excav.mesa mat.común	m^3	18.541	11,48	212.851
	Excav.mesa mat.com.duro	m^3	16.886	20,89	352.749
				SUB-TOTAL	1.875.207
.2	DESCARGAS PARCIALES				
	Excavación	m^3	322	33,39	10.755
	Relleno	m^3	134	30,48	4.084
	Hormigón radier	m^3	5,6	997,80	5.588
	Hormigón talud	m^3	16,1	1.054,60	16.979
	Horm.255kg cem/m^3 horm.	m^3	14,1	834,27	11.763
	Acero en barras	kg	1.430	15,53	22.208
	Moldaje plano	m^2	144	112,21	16.158
	Compuertas	m^2	1,08	12.000,00	12.960
				SUB-TOTAL	100.495
.3	PUENTES				
	Tipo A(BxL) 6 x 3,7	un.	1		43.941
	6 x 3,9	un.	2	46.462,00	92.924
				SUB-TOTAL	136.865
.4	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8 L = 20,2	un.	2		49.882
	D = 1,0 L = 7,8	un.	1		28.781
	D = 1,525 L = 17,0	un.	2		109,004
	D = 1,85 L = 8,0	un.	1		76.617
				SUB-TOTAL	264.284
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo R-21	un.	5	5.547,00	27.735
	R-23	un.	2	5.964,00	11.928
	R-33	un.	2	5.964,00	11.928
	R-43	un.	3	6.298,00	18.894
				SUB-TOTAL	70.485
			TOTAL CANAL MATANCILLA		2.447.336

5.1.17 CANAL MATANCILLA DE DERRAMES

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.17.1	CAUCE				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	73.920	23,46	1.734.163
				SUB-TOTAL	1.734.163
.2	PUENTES				
	Tipo A(BxL) 4,0 x 3,6	un.	2	31.159,00	62.318
	4,0 x 4,0	un.	1	35.288,00	35.288
	6,0 x 2,8	un.	5	34.336,00	171.680
	6,0 x 3,6	un.	2	45.408,00	90.816
	8,0 x 3,6	un.	1	59.689,00	59.689
	Tipo alcant.D=0,8 L=6	un.	1	11.029,00	11.029
				SUB-TOTAL	430.820
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distribución con compuerta: Tipo C-33	un.	2	8.633,00	17.266
	C-52	un.	2	10.601,00	21.202
	C-53	un.	3	10.601,00	31.803
	C-54	un.	2	10.601,00	21.202
	C-63	un.	2	11.643,00	23.286
	C-64	un.	1	11.643,00	11.643
	C-65	un.	1	36.063,00	36.063
				SUB-TOTAL	162.465
.4	BOCATOMA ESTERO LOS PUERCOS				
	Excavación	m^3	880	33,39	29.383
	Excav, con agotam.	m^3	1.300	150,00	195.000
	Relleno	m^3	1.620	30,48	49.377
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	474	915,95	434.160
	Acero en barras	kg.	16.258	15,53	252.487
	Moldaje plano	m^2	1.222	112,21	137.121
	Madera roble	pulg.	288	225,00	64.800
	Fierro estructural	kg.	1.260	23,29	29.345
	Cañería galvanizada	kg.	1.730	23,29	40.291
	Compuerta 1,5 x 2,2	un.	2		83.100
	1,2 x 1,2	un.	1		18.200
	0,8 x 0,8	un.	1		8.100
				SUB-TOTAL	1.341.364
	TOTAL CANAL MATANCILLA DE DERRAMES				3.668.812

5.1.18 CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.1.18.1	CAUCE				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	28.520	23,46	669.079
				SUB-TOTAL	669.079
.2	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distribución con compuertas: C-13	un.	1	12.545,00	12.545
	C-22	un.	2	8.287,00	16.574
	C-23	un.	1	18.115,00	18.115
	C-33	un.	1	8.633,00	8.633
	C-34	un.	1	20.099,00	20.099
				SUB-TOTAL	75.966
	TOTAL CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES				745.045

5.1.19 CANAL PENCAHUE DE DERRAMES

5.1.19.1	CAUCE				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	30.640	23,46	718.814
				SUB-TOTAL	718.814
.2	CANOA EL PERAL				
	Excavación	m^3	37	33,39	1.235
	Relleno compactado	m^3	9	30,48	274
	Horm.170kg cem/m^3horm	m^3	6,9	670,92	4.629
	Horm.255kg cem/m^3horm	m^3	7,0	834,27	5.840
	Horm.300kg cem/m^3horm	m^3	5,4	915,95	4.946
	Acero en barras	kg	578	15,53	8.976
	Moldaje plano	m^2	80	112,21	8.977
				SUB-TOTAL	34.877
.3	BOCATOMA ESTERO CUCULEN				
	Excavación	m^3	150	33,39	5.009
	Excavación con agotam.	m^3	40	150,00	6.000
	Relleno	m^3	110	30,48	3.352
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	77	915,95	70.528
	Acero en barras	kg	3.740	15,53	58.082
	Moldaje plano	m^2	240	112,21	26.930
	Acero estructural	kg	230	23,29	5.356
	Cañería galvanizada	kg	140	23,29	3.260
	Compuerta 1,0 x 1,1	un.	1		13.860
	1,5 x 1,7	un.	1		18.900
	Madera roble	pulg.	48	225,00	10.800
				SUB-TOTAL	222.077

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	PUENTES				
	Puente Tipo A(BxL)				
	4,0 x 2,6	un.	1		20.078
	4,0 x 2,9	un.	1		24.304
	4,0 x 3,4	un.	1		29.149
	6,0 x 2,6	un.	1		31.428
	6,0 x 2,9	un.	1		35.301
	6,0 x 3,4	un.	1		42.498
	8,0 x 2,9	un.	1		46.392
				SUB-TOTAL	229.150
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distribución con compuertas Tipo: C-22	un.	5	8.287,00	41.435
	C-23	un.	1		18.115
	C-24	un.	1		18.785
	C-34	un.	1		20.099
	C-42	un.	1		10.045
	C-44	un.	2	24.913,00	49.826
				SUB-TOTAL	158.305
	TOTAL CANAL PENCAHUE DE DERRAMES				1.363.223
	5.1.20 VARIOS				
5.1.20.1	Cierros	km.	440,9	9.250,00	4.078.325
.2	Ripiado cam.de borde	m.l.	29.800	55,34	1.649.027
.3	Casas p.celadores y repartidores	c/u	5	270.000,00	1.350.000
.4	Expropiación	há.	43,25	6.883,11	297.695
.5	Expropiación	há.	301,40	657,46	197.961
.6	Expropiación	há.	46,62	3.081,92	143.679
			TOTAL DE VARIOS		7.716.687
	TOTAL GENERAL				$ 165.722.800

El costo estimativo total, a precios privados, de la red de canales matrices y de distribución y de sus respectivas obras anexas, hasta llegar a predio, para el riego del área de secano del Proyecto Pencahue, asciende a la suma de ciento sesenta y cinco millones setecientos veintidós mil ochocientos pesos ($ 165.722.800,00) de mayo de 1977, con una equivalencia de la divisa de $ 19,39 por US$.

Descontando el área regada por el Canal Corinto, la superficie bruta de riego (incluyendo la superficie indirectamente productiva), asciende a 11.796 hás., de tal manera que se tiene un costo de $ 14.050,00 ó US$ 724.55 por hectárea de riego.

5.2 PRESUPUESTO DE LOS CANALES Y OBRAS DE ARTE ANEXAS A PRECIOS SOCIALES

5.2.1 CANAL BAJO LIRCAY

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.1.1	BOCATOMA EN RIO LIRCAY				
	Excavación mat.común	m^3	4.050	20,98	84.969
	Filtro de piedra D = 0,2 m.	m^3	669	189,97	127.090
	Relleno lecho río	m^3	1.090	137,72	150.115
	Piedras D = 0,4 m.	m^3	1.217	218,45	265.854
	Piedras D = 0,3 m.	m^3	205	218,45	44.782
	Radier piedra canteada	m^2	366	191,66	70.148
	Horm.300kg cem/m^3 horm.	m^3	928	722,09	670,099
	Acero en barras	kg	46.400	14,26	661.664
	Moldaje plano	m^2	1.409	96,16	135.489
	Compuerta vertical de 2,5 x 2,0	un.	1	. ,	40.000
	Compuerta sector de 6,0 x 3,0	un.	2	175.000,00	350.000
	3,0 x 3,0	un.	1		101.300
				SUB-TOTAL	2.701.510
.2	CANALIZACION KM. 0.0 - 0.3				
	Excav. mat. común	m^3	7.025	20,98	147.385
	Relleno	m^3	4.083	16,92	69.084
	Horm.300kg cem/m^3 horm.	m^3	888	722,09	641.216
	Hormigón con bolón	m^3	372	436,73	162.464
	Acero en barras	kg	53.262	14,26	759.516
	Moldaje plano	m^2	3.017	96,16	290.115
				SUB-TOTAL	2.069.780
.3	CAUCE Km.0.3 - 9.3				
	Excav.mesa mat.común y duro	m^3	10.546	29,80	314.271
	Excav.cuneta mat.común y duro	m^3	66.690	43,57	2.905.683
	Excav.cuneta mat.común y duro c/transp. a botadero 4 km.	m^3	86.962	74,03	6.437.797
	Revestimiento talud	m^2	26.900	99,39	2.673.591
	Revestimiento radier	m^2	9.690	95,29	923.360
				SUB-TOTAL	13.254.702

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	ALCANTARILLA EN CRUCE CAMINO LONGITUDINAL				
	Excavación	m^3	641	60,91	39.043
	Relleno	m^3	294	23,32	6.856
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	117,6	722,09	84.918
	Acero en barras	kg	19.920	14,26	284.059
	Moldaje plano	m^2	483	96,16	46.445
				SUB-TOTAL	461.321
.5	ALCANTARILLA EN CRUCE FF.CC.				
	Excavación	m^3	215	60,91	13.096
	Relleno	m^3	68	23,32	1.586
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	67	722,09	48.380
	Acero en barras	kg	13.063	14,26	186.278
	Moldaje plano	m^2	243	96,16	23.367
				1,5 x	272.707
				SUB-TOTAL	409.061
.6	JUNTA CON CANAL PANGUE				
	Excavación	m^3	300	78,61	23.583
	Relleno	m^3	90	23,32	2.099
	Horm.255 kg cem/m^3horm	m^3	80	640,41	51.233
	Horm.300kg cem/m^3 horm	m^3	70	722,09	50.546
	Acero en barras	kg	1.360	14,26	19.394
	Moldaje plano	m^2	240	96,16	23.078
	Compuerta vert.2.5x2.0	un.	1		90.000
	1.9x1.0	un.	1		60.800
				SUB-TOTAL	320.733
.7	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	350	24,67	8.635
	Relleno	m^3	140	23,32	3.265
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	150	722,09	108.314
	Acero en barras	kg	6.000	14,26	85.560
	Compuertas verticales	m^2	1.2	12.000,00	14.400
	Moldaje plano	m^2	120	96,16	11.539
				SUB-TOTAL	231.713
.8	PUENTES CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente Tipo A(BxL) 4.0 x 5.8	un.	3	52.835,00	158.505
	Puente Tipo B(BxL) 4.0 x 7.2	un.	3	71.717,00	215.151
	Puente Tipo A(BxL) 6.0 x 5.8	un.	1	76.735,00	76.735
				SUB-TOTAL	450.391

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.9	CANOAS EN CRUCE CANALES DE RIEGO				
	Canoa Tipo (L x H)				
	0.4 x 0.4	un.	4	17.041,00	68.164
	0.6 x 0.6	un.	2	23.242,00	46.484
				SUB-TOTAL	114.648
	TOTAL CANAL BAJO LIRCAY				20.013.859

5.2.2 CANAL PANGUE

5.2.2.1 BOCATOMA EN ESTERO PANGUE

Excavación	m^3	1.767	20,98	37.072
Relleno lecho río	m^3	181	137,72	24.927
Piedras D = 0,30 m.	m^3	300	218,45	65.535
Piedras D = 0,20 m.	m^3	36	189,97	6.839
Radier piedra canteada	m^2	280	191,66	53.665
Horm.300kg cem/m^3 horm	m^3	226	722,09	163.192
Acero en barras	kg	11.275	14,26	160.782
Moldaje plano	m^2	807	96,16	77.601
Compta.Vert.2.0 x 1.6 y mec.	un.	1		30.000
Compta.Sect.4.5 x 2.0 y mec.	un.	3	113.500,00	340.500
			SUB-TOTAL	960.113

.2 CAUCE CANAL PANGUE

Exc.mesa mat.com.y duro	m^3	6.998	32,78	229.394
Exc.cun.mat.com.y duro	m^3	72.172	43,33	3.127,212
Terraplén	m^3	-		
			SUB-TOTAL	3.356.606

.3 ALCANTARILLA CRUCE CAMINO LONGITUDINAL

Excavación	m^3	180	60,91	10,964
Relleno	m^3	56	23,32	1.306
Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	60	722,09	43.325
Acero en barras	kg.	8.620	14,26	122.921
Moldaje	m^2	308	96,16	29.617
			SUB-TOTAL	208.133

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	ALCANTARILLA CRUCE FF.CC.				
	Excavación	m^3	54	60,91	3.289
	Relleno	m^3	14	23,32	326
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	21	722,09	15.164
	Acero en barras	kg	3.530	14,26	50.338
	Moldaje plano	m^2	92	96,16	8.847
				1.5 x	77.964
				SUB-TOTAL	116.946
.5	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	100	24,67	2.467
	Rellenos	m^3	80	23,32	1.866
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	35	722,09	25.273
	Acero en barras	kg	1.500	14,26	21.390
	Compuertas verticales	m^2	0,50	12.000,00	6.000
	Moldaje plano	m^2	80	96,16	7.693
				SUB-TOTAL	64.689
.6	PUENTES CAMINOS PRIVADOS Y PUBLICOS				
	Puente Tipo A(B x L)				
	4 x 5.4	un.	9	47.951,00	431.559
	6 x 5.4	un.	1	69.410,00	69.410
				SUB-TOTAL	500.969
.7	CANOAS CRUCE CANALES DE RIEGO				
	Canoa Tipo (LxH)				
	0.4 x 0.4	un.	3	17.041,00	51.123
	0.6 x 0.6	un.	1		23.242
				SUB-TOTAL	74.365
.8	ACUEDUCTO ABOVEDADO				
	Excavación mat.común	m^3	730	20,98	15.315
	Relleno	m^3	418	16,92	7.073
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	132	722,09	95.316
	Acero en barras	kg	10.560	14,26	150.586
	Moldaje plano	m^2	520	96,16	50.003
				SUB-TOTAL	318.293
				TOTAL CANAL PANGUE	5.600.114

5.2.3 CANAL LAS CHILCAS

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.3.1	BOCATOMA EN ESTERO LAS CHILCAS				
	Se consideró un costo igual al 70% de la Bocatoma en el Estero Pangue			SUB-TOTAL	672.079
.2	CAUCE CANAL LAS CHILCAS				
	Exc.mesa mat.común y duro	m^3	3.457	29.80	103.019
	Exc.cuneta mat.común y duro	m^3	11.951	43,57	520.705
	Terraplén	m^3	-		-
				SUB-TOTAL	623.724
.3	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	231	24,67	5.699
	Relleno	m^3	46	23,32	1.073
	Horm.300kg cem/m^3horm	m^3	87	722,09	62.822
	Acero en barras	kg	2.120	14,26	30.231
	Moldaje plano	m^2	443	96,16	42.599
	Compuertas verticales	m^2	1		12.000
				SUB-TOTAL	154.424
.4	PUENTES CRUCE CAMINO PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente Tipo A (B x L) 4 x 3.6	un.	5	29.223,00	146.115
				SUB-TOTAL	146.115
.5	SIFON PANGUE				
	Excavación	m^3	2.730	20,98	57.275
	Relleno	m^3	2.377	23,32	55.432
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	152	722,09	109.758
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	58	477,06	27.669
	Acero en barras	kg	15.192	14,26	216.638
	Moldaje	m^2	2.005	96,16	192.801
	Compta.plana 1.2 x 1.2	m^2	1,44	12.000,00	17.280
				SUB-TOTAL	676.853
				TOTAL CANAL LAS CHILCAS	2.273.195

5.2.4 CANAL MATRIZ PENCAHUE

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.4.1	CAUCE CANAL KM.0.0 - 1.50				
	Exc.mesa mat.común y duro	m^3	84	29,80	2.503
	Exc.cuneta mat.común y duro	m^3	20.147	43,57	877.805
	Terraplén compactado	m^3	10.594	23,32	247.052
	Revestimiento radier	m^2	3.390	95,29	323.033
	Revestimiento talud	m^2	9.588	99,39	954.869
				SUB-TOTAL	2.405.262
.2	CAUCE CANAL KM. 3.0 - 21.6				
	Excav.mesa mat.común	m^3	155.396	10,49	1.630.104
	Exc.mesa mat.común y duro	m^3	100.889	40,30	4.065.827
	Exc.cuneta mat.común y duro	m^3	253.811	22,56	5.725.976
	Exc.cuneta mat.duro y roca	m^3	40.311	85,34	3.440.141
	Terraplén	m^3	-		-
	Revestimiento radier	m^2	56.183	95,29	5.353.678
	Revestimiento talud	m^2	141.817	99,39	14.095.192
				SUB-TOTAL	34.310.918
.3	SIFON RIO CLARO				
	Excavación	m^3	27.658	20,98	580.265
	Relleno compactado	m^3	16.862	23,32	393.222
	Horm.255kg cem/m^3horm	m^3	1.397	640,41	894.653
	Horm.300kg cem/m^3horm	m^3	1.010	722,09	729.311
	Horm.340kg cem/m^3horm	m^3	3.485	803,76	2.801.104
	Acero en barras	kg	350.999	14,26	5.005.246
	Juntas de dilatación	un.	2	195.000,00	390.000
	Acero en planchas,anillos de rigidez,piezas especiales,apoyos pendulares y fijos y varios	kg	261.194	19,37	5.059.328
	Moldaje curvo	m^2	20.964	113,34	2.376.060
				SUB-TOTAL	18.229.189
.4	DESCARGA TOTAL CANAL MATRIZ PENCAHUE				
a)	Grupo de descarga				
	Excavación mat.común	m^3	1.100	20,98	23.078
	Rellenos compactados	m^3	300	23,32	6.996
	Horm.170kg cem/m^3horm	m^3	285	654,56	186.550
	Horm.300kg cem/m^3horm	m^3	160	899,59	143.934

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	Acero en barras	kg	8.000	14,62	116.960
	Acero Estructural	kg	2.400	40,00	96.000
	Moldaje plano	m^2	500	96,16	48.080
	Moldaje curvo	m^2	30	113,34	3.400
					624.998
b)	Rápido de descarga:				
	Excavación mat.común	m^3	10.450	20,98	219,241
	Relleno compactado	m^3	2.700	23,32	62.964
	Horm.170kg cem/m^3horm	m^3	1.980	654,56	1.296.029
	Horm.300kg cem/m^3horm	m^3	1.150	899,59	1.034.529
	Acero en barras	kg	52.000	14,62	760,240
	Moldaje plano	m^2	6.200	96,16	596.192
	Enrocado protección	m^3	375	122,66	45.998
					4.015.193
				SUB-TOTAL	4.640.191
.5	DESCARGAS PARCIALES				
a)	Descarga parcial Km.9.20:				
	Excavación roca	m^3	60	109,98	6.539
	Relleno	m^3	50	23,32	1.166
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	50	899,59	44.980
	Acero en barras	kg	2.200	14,62	32.164
	Compuerta vertical	m^2	1.6	12.000,00	19.200
	Moldaje plano	m^2	80	96,16	7.693
					111.742
b)	Descarga parcial Km.17.9:				
	Excavación mat.común	m^3	100	24,67	2.467
	Excavación mat.roca	m^3	100	108,98	10.898
	Relleno compactado	m^3	85	23,32	1.982
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	85	899,59	76.465
	Acero en barras	kg	3.600	14,62	52.632
	Compuertas verticales	m^2	1.6	12.000,00	19.200
	Moldaje plano	m^2	120	96,16	11.539
					175.183
				SUB-TOTAL	286.925
.6	PARTIDOR PARA ENTREGAS A CANALES ORIENTE Y PONIENTE				
	Excavación mat.común	m^3	1.250	24,67	30.838
	Excavación mat.roca	m^3	312	108,98	34.002
	Rellenos compactados	m^3	600	23,32	13.992
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	250	654,56	163.640
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	115	899,59	103.453
	Acero en barras	kg	3.700	14,62	54.094
	Moldaje plano	m^2	950	96,16	91.352
	Compta.sector.3,0x2,3	un.	1		105.000
	Compta.sector 1,5x2,0	un.	1		70.000
				SUB-TOTAL	666.371

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.7	PUENTES CRUCES CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente Tipo A(BxL)				
	4.0 x 5.4	un.	4	47.951,00	191.804
	6.0 x 5.4	un.	6	69.410,00	416.460
	Puente Tipo B(BxL)				
	4.0 x 6.9	un.	2	64.372,00	128.744
				SUB-TOTAL	737.008
.8	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8m. L = 24,5m.	un.	14		703.852
	D = 1.0m. L = 24,5m.	un.	1		67.864
				SUB-TOTAL	771.716
.9	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo A-1	un.	4	3.429,00	13.716
	A-2	un.	1		3.429
	A-3	un.	1		5.259
	A-4	un.	1		7.646
	A-5	un.	1		11.670
				SUB-TOTAL	41.720
	TOTAL CANAL MATRIZ PENCAHUE				62.089.300
	5.2.5 CANAL HUILLIBORGOA				
5.2.5.1	CAUCE				
	Excav.cuneta mat.com.	m^3	21.926	20,98	460.007
				SUB-TOTAL	460.007
.2	CANOA				
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	1.5	817,91	1.227
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	4.7	899,59	4.228
	Acero en barras	kg	750	14,62	10.965
	Moldaje plano	m^2	67	96,16	6.443
				SUB-TOTAL	22.863
.3	PUENTES				
	Tipo Alcantarilla:				
	D = 0,3 L = 4	un.	1		1.810
	D = 0,4 L = 4	un.	2	2.444,00	4.888
	D = 0,4 L = 6	un.	1		3.536
	D = 0,5 L = 4	un.	4	3.088,00	12.352

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	D = 0,5 L = 6	un.	2	4.465,00	8.930
	D = 0,6 L = 4	un.	1		4.426
	D = 0,6 L = 6	un.	2	6.413,00	12.826
				SUB-TOTAL	48.768
.4	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8 L = 3,5	un.	6		77.787
	D = 1,525 L = 3,5	un.	1		35.041
				SUB-TOTAL	112.828
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marcos partidores	un.	8	9.203,00	73.624
				SUB-TOTAL	73.624
			TOTAL CANAL HUILLIBORGOA		718.090
	5.2.6 CANAL PONIENTE				
5.2.6.1	CAUCE				
	Exc.cuneta mat.común	m^3	66.481	20,98	1.394.771
				SUB-TOTAL	1.394.771
.2	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	98	24,67	2.418
	Relleno	m^3	58	23,32	1.353
	Hormigón radier	m^3	4,6	952,90	4.383
	Hormigón talud	m^3	11,2	993,90	11.132
	Horm.255kg cem/m^3horm	m^3	7,5	817,91	6.134
	Acero en barras	kg.	931	14,62	13.611
	Compuertas planas	m^2	0,5	12.000,00	6.000
	Moldaje plano	m^2	79	96,16	7.597
				SUB-TOTAL	52.628
.3	PUENTES CRUCE CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente Tipo A(BxL):				
	8,0 x 2,3	un.	1	34.850,00	34.850
				SUB-TOTAL	34.850
.4	PASOS DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8 L = 32	un.	3		77.092
	D = 1,525 L = 22,1	un.	2		126.568
				SUB-TOTAL	203.660

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo R-46	un.	2	6.978,00	13.956
	R-53	un.	1	9.310,00	9.310
	R-54	un.	1	9.266,00	9.266
	R-64	un.	1	14.824,00	14.824
				SUB-TOTAL	47.356
.6	OBRA DE TOMA CANAL LAS TIZAS				
	Horm.300kg cem/m^3	m^3	39	899,59	35.084
	Acero en barras	kg	1.970	14,62	28.801
	Moldaje plano	m^2	217	96,16	20.867
	Compuertas verticales	m^2	1,67	12.000,00	20.040
				SUB-TOTAL	104.792
.7	OBRA DE TOMA CANAL LO FIGUEROA				
	Horm.300kg cem/m^3	m^3	44	899,59	39.582
	Acero en barras	kg	2.215	14,62	32.383
	Moldaje plano	m^2	253	96,16	24.328
	Compuertas verticales	m^2	1,44	12.000,00	17.280
				SUB-TOTAL	113.573
				TOTAL CANAL PONIENTE	1.951.630

5.2.7 CANAL LAS TIZAS Y DERIVADOS
(Corinto Nº1 y Nº2, Los Brujos, Las Tizas Sur)

5.2.7.1	CAUCE				
	Exc.cuneta mat.común	m^3	25.410	20,98	533.102
				SUB-TOTAL	533.102
.2	DESCARGA PARCIAL				
	Excavación	m^3	31	24,67	765
	Relleno	m^3	30	23,32	700
	Hormigón radier	m^3	1.8	952,90	1.715
	Hormigón talud	m^3	5.1	993,90	5.069
	Horm.255kg cem/m^3horm	m^3	4.0	817,91	3.272
	Acero en barras	kg	437	14,62	6.389
	Moldaje plano	m^2	42	96,16	4.039
	Compuertas planas	m^2	0.8	12.000,00	9.600
				SUB-TOTAL	31.549

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.3	PUENTES CAMINOS				
	Puente Tipo Alcant.				
	D = 0,6 L = 6	un.	5	6.413,00	32.065
	D = 0,8 L = 6	un.	1	10.623,00	10.623
				SUB-TOTAL	42.688
.4	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib.Tipo R-21	un.	3	5.207,00	15.621
	R-31	un.	1	5.207,00	5.207
	R-33	un.	1	5.592,00	5.592
	R-43	un.	3	5.921,00	17.763
	R-53	un.	2	9.310,00	18.620
	B-11	un.	6	3.367,00	20.202
	B-12	un.	7	3.499,00	24.493
				SUB-TOTAL	107.498
	TOTAL CANAL LAS TIZAS Y DERIVADOS				714.837
	5.2.8 CANAL SANTA SARA Y DERIVADOS (Pueblo Sur, El Palto, El Guindo, Bajo)				
5.2.8.1	CAUCE				
	Excavación	m^3	5.796	20,98	121.600
				SUB-TOTAL	121.600
.2	PUENTES				
	Tipo Alcantarillas:				
	D = 0,6 L = 4	un.	3	4.426,00	13.278
	L = 6	un.	1		6.413
	L = 8	un.	1		8.389
	D = 0,8 L = 8	un.	1		13.733
				SUB-TOTAL	41.813
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	8	9.203,00	73.624
				SUB-TOTAL	73.624
.4	CAIDAS				
	Caídas Tipo H = 0,40	un.	1		7.338
	H = 0,90	un.	5	12.825,00	64.125
	H = 0,95	un.	1		13.648
				SUB-TOTAL	85.111
	TOTAL CANAL SANTA SARA Y DERIVADOS				322.148

5.2.9 CANAL PUEBLO DE PENCAHUE Y DERIVADOS (Canal Sur, Pueblo Norte, Centro y Chico)

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.9.1	CAUCE				
	Excavación mat.común	m^3	3.254	20,98	68.269
				SUB-TOTAL	68.269
.2	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Tipo Alcantarilla:				
	D = 0,6 L = 4	un.	2	4.426,00	8.852
	L = 6	un.	3	6.413,00	19.239
	L = 8	un.	1	8.389,00	8.389
				SUB-TOTAL	36.480
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	7	9.203,00	64.421
				SUB-TOTAL	64.421
	TOTAL CANAL PUEBLO DE PENCAHUE Y DERIVADOS				169.170

5.2.10 CANAL LO FIGUEROA

5.2.10.1	CAUCE				
	Excavación mat.común	m^3	8.360	20,98	175.393
				SUB-TOTAL	175.393
.2	PUENTE				
	Tipo A(BxL) 8,0 x 2,7	un.	1	38.795,00	38.795
				SUB-TOTAL	38.795
.3	OBRA DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo R-23	un.	1		5.592
	R-33	un.	1		5.592
	Marco Partidor Tipo	un.	1		9.203
				SUB-TOTAL	20.387
	TOTAL CANAL LO FIGUEROA				234.575

5.2.11 CANAL ORIENTE

5.2.11.1	CAUCE				
	Exc.mesa mat.común	m^3	276.215	10,13	2.798.058
	Exc.mesa mat.común a duro	m^3	98.094	18,80	1.844.167

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	Exc.cuneta mat.común a duro	m^3	492.446	25,24	12.429.337
	Exc.cuneta mat.duro	m^3	59.554	55,86	3.326.686
	Revestimiento talud	m^2	14.674	99,39	1.458.449
	Revestimiento radier	m^2	6.620	95,29	630.820
				SUB-TOTAL	22.487.517
.2	SIFON QUEPO				
	Excavación mat.común	m^3	6.238	20,98	130.873
	Excavación mat.roca	m^3	2.080	108,98	226.678
	Relleno	m^3	5.300	23,32	123.596
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	320	654,56	209.459
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	1.220	981,26	1.197.137
	Acero en barras	kg	85.800	14,62	1.254.396
	Moldaje curvo	m^2	8.320	113,34	942.989
	Puerta de hombre y vaciamiento	un.	2	25.000,00	50.000
	Válvula de purga	un.	1	15.000,00	15.000
				SUB-TOTAL	4.150.128
.3	SIFON TUTUCURA				
	Excavación roca	m^3	1.000	108,98	108.980
	Relleno	m^3	730	23,32	17.024
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	72	654,56	47.128
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	160	981,26	157.002
	Acero en barras	kg	13.100	14,62	191.522
	Moldaje curvo	m^2	465	113,34	52.703
	Puerta de hombre y vaciamiento	un.	1	25.000,00	25.000
	Válvula de purga	un.	1	15.000,00	15.000
				SUB-TOTAL	614.359
.4	CANOA TAPIHUE				
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	52	899,59	46.779
	Acero en barras	kg	2.456	14,62	35.907
	Moldaje plano	m^2	265	96,16	25.482
				SUB-TOTAL	108.168
.5	CANOA LITU				
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	38.4	899,59	34.544
	Acero en barras	kg	1.284	14,62	18.772
	Moldaje plano	m^2	142	96,16	13.655
				SUB-TOTAL	66.971

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.6	PUENTES CAMINOS PUBLICOS Y PRIVADOS				
	Puente Tipo A (BxL):				
	4.0 x 2.6	un.	2	18.875,00	37.750
	4.0 x 3.4	un.	2	27.326,00	54.652
	6.0 x 2.6	un.	1	31.428,00	31.428
	6.0 x 3.4	un.	4	39.886,00	159.544
	6.0 x 3.8	un.	1	42.863,00	42.863
	6.0 x 4.2	un.	3	51.679,00	155.037
	Puente Tipo B (BxL):				
	4.0 x 8.1	un.	2	83.723,00	167.446
	6.0 x 6.5	un.	2	83.096,00	166.192
	6.0 x 8.4	un.	2	111.597,00	223.194
	6.0 x 8.9	un.	1	118.441,00	118.441
	8.0 x 8.3	un.	1	154.575,00	154.575
	6.0 x 6.9	un.	1	88.646,00	88.646
				SUB-TOTAL	1.399.768
.7	PASOS DE QUEBRADA				
a)	Tubo corrugado:				
	D = 0,80 L = 58,5	un.	4		130.921
	D = 1,00 L =208,8	un.	15		642.751
	D = 1,525 L =214,4	un.	12		1.065.404
	D = 1,85 L = 34,7	un.	2		251.650
					2.090.726
b)	De cajón (BxH):				
	2 x 1,5 L = 10	un.	1		89.616
	3 x 1,5 L = 8.5	un.	1		123.330
					212.946
				SUB-TOTAL	2.303.672
.8	DESCARGAS PARCIALES				
	Excavación	m^3	2.361	24,67	58.246
	Relleno	m^3	972	23,32	22.667
	Hormigón radier	m^3	68,5	952,90	65.274
	Hormigón talud	m^3	220,7	993,90	219.354
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	128	817,91	104.692
	Acero en barras	kg	16.694	14,62	244.066
	Moldaje plano	m^2	1.445	96,16	138.951
	Compuerta plana	m^2	7,8	12.000,00	93.600
				SUB-TOTAL	946.850

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.9	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo A-1	un.	1	3.429,00	3.429
	A-2	un.	4	3.429,00	13.716
	A-3	un.	4	5.259,00	21.036
	A-4	un.	4	7.646,00	30.584
	A-5	un.	5	11.670,00	58.350
	R-12	un.	1	5.332,00	5.332
	R-14	un.	1	5.878,00	5.878
	R-15	un.	1	6.264,00	6.264
	R-25	un.	3	6.264,00	18.792
	R-32	un.	2	5.332,00	10.664
	R-33	un.	1	5.592,00	5.592
	R-34	un.	3	5.878,00	17.634
	R-35	un.	5	6.264,00	31.320
	R-43	un.	3	5.921,00	17.763
				SUB-TOTAL	246.354
.10	OBRA DE TOMA DE CANAL LAS DOSCIENTAS				
	Horm.300kg cem/m^3	m^3	76	899,59	68.369
	Acero en barras	kg	3.800	14,62	55.556
	Moldaje plano	m^2	413	96,16	39.715
	Compuertas verticales	m	3.03	12.000,00	36.360
				SUB-TOTAL	200.000
.11	OBRA DE TOMA DE CANAL BOTALCURA				
	Horm.300kg cem/m^3	m^3	66	899,59	59.373
	Acero en barras	kg	3.300	14,62	48.246
	Moldaje plano	m^2	326	96,16	31.348
	Compuertas verticales	m	3.06	12.000,00	36.720
				SUB-TOTAL	175.687
				TOTAL CANAL ORIENTE	32.699.474
	5.2.12 CANAL QUEPO				
5.2.12.1	CAUCE				
	Exc.mesa mat.duro	m^3	196	60,91	11.938
	Exc.mesa mat.común	m^3	1.387	10,13	14.050
	Exc.cuneta mat.duro	m^3	812	78,61	63.831
	Exc.cuneta mat.común	m^3	5.993	20,98	125.733
				SUB-TOTAL	215.552

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.2	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Tipo Alcantarillas:				
	D = 0,6 L = 4	un.	3	4.426,00	13.278
	D = 0,8 L = 6	un.	1		10.623
				SUB-TOTAL	23.901
.3	CANOA				
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	7.6	899,59	6.837
	Acero en barras	kg	409	14,62	5.980
	Moldaje plano	m^2	108	96,16	10.385
				SUB-TOTAL	23.202
.4	PASO DE QUEBRADA				
	Tubo corrugado:				
	D = 0,8 L = 2,3	un.	1		10.832
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib.Tipo R-22	un.	2	5.332,00	10.664
	R-32	un.	2	5.332,00	10.664
	B-22	un.	1	4.105,00	4.105
	B-32	un.	1	6.393,00	6.393
				SUB-TOTAL	31.826
				TOTAL CANAL QUEPO	305.313
	5.2.13 CANAL LAS DOSCIENTAS Y DERIVADO (Las Doscientas Oriente)				
5.2.13.1	CAUCE				
	Excavación mat.común	m^3	8.387	20,98	175.959
				SUB-TOTAL	175.959
.2	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Tipo Alcantarilla:				
	D = 0,6 L = 4	un.	1		4.426
	D = 0,8 L = 8	un.	1		13.733
				SUB-TOTAL	18.159
.3	CAIDAS				
	Caida Tipo H = 1.1	un.	1		36.312
				SUB-TOTAL	36.312
.4	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	14	9.203,00	128.842
				SUB-TOTAL	128.842
				TOTAL CANAL LAS DOSCIENTAS Y DERIVADO	359.272

5.2.14 CANAL BOTALCURA

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.14.1	CAUCE				
	Exc.mesa mat.com.duro	m^3	36.475	15,81	576.670
	Exc.mesa mat.com.duro	m^3	40.187	21,06	846.337
	Exc.cuneta mat.común duro	m^3	31.811	32,86	1.045.308
	Exc.cuneta mat.común duro	m^3	7.956	54,06	430.100
				SUB-TOTAL	2.898.418
.2	SIFON BOTALCURA				
	Exc. mat.común duro	m^3	310	23,56	7.304
	Relleno	m^3	183	23,32	4.268
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	19,8	654,56	12.960
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	67,5	981,26	66.235
	Acero en barras	kg	5.965	14,62	87.208
	Moldaje curvo	m^2	192	113,34	21.761
				SUB-TOTAL	199.736
.3	SIFON SAN MANUEL				
	Excavación mat.común	m^3	13.724	20,98	287.930
	Excavación mat.roca	m^3	763	108,98	83.152
	Exc.mat.común c/agot.	m^3	763	114,82	87.608
	Relleno	m^3	10.800	23,32	251.856
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	730	654,56	477.829
	Horm.340kg cem/m^3horm.	m^3	1.380	981,26	1.354.139
	Acero en barras	kg	122.000	14,62	1.783.640
	Moldaje curvo	m^2	17.000	113,34	1.926.780
	Puerta de hombre	un.	6	25.000,00	150.000
	Válvula de purga	un.	2	15.000,00	30.000
				SUB-TOTAL	6.432.934
.4	CANOA PICHINGUILEO				
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	38,4	899,59	34.544
	Acero en barras	kg	1.284	14,62	18.772
	Moldaje plano	m^2	142	96,16	13.655
				SUB-TOTAL	66.971
.5	DESCARGAS PARCIALES				
	Excavación	m^3	395	24,67	9.745
	Relleno	m^3	158	23,32	3.685
	Hormigón radier	m^3	8,8	952,90	8.386
	Hormigón talud	m^3	24,5	993,90	24.351
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	20,4	817,91	16.685
	Acero en barras	kg	2.143	14,62	31.331

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
	Moldaje plano	m^2	219	96,16	21.059
	Compuerta plana	m^2	1.44	12.000,00	17.280
				SUB-TOTAL	132.522
.6	PUENTES CRUCE CAMINOS				
	Puente Tipo A (B x L):				
	4.0 x 3.6	un.	1		29.223
	4.0 x 4.5	un.	1		37.609
	6.0 x 2.8	un.	1		32.137
	6.0 x 2.9	un.	2	33.065,00	66.130
	6.0 x 3.2	un.	1		37.160
	6.0 x 3.6	un.	1		42.639
	6.0 x 3.8	un.	1		44.418
	6.0 x 4.5	un.	1		55.299
				SUB-TOTAL	344.615
.7	PASOS DE QUEBRADAS				
a)	Tubo corrugado:				
	D = 1.0 L = 29,1	un.	3		98.618
	D = 1.525 L = 7.8	un.	1		51.126
	D = 1.85 L = 7.8	un.	1		74.165
					223.909
b)	Cajón (B x H):				
	4 x 2 L = 7.4	un.	1		166.938
				SUB-TOTAL	390.847
.8	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib. Tipo R-14	un.	3	5.878,00	17.634
	R-15	un.	1	6.264,00	6.264
	R-23	un.	2	5.592,00	11.184
	R-24	un.	2	5.878,00	11.756
	R-25	un.	3	6.264,00	18.792
	R-35	un.	1	6.264,00	6.264
	R-43	un.	5	5.921,00	29.605
	R-45	un.	1	6.304,00	6.304
	R-54	un.	1	9.266,00	9,266
				SUB-TOTAL	117.069
.9	OBRA DE DISTRIBUCION SALIDA SIFON SAN MANUEL				
	Hormigón 300kg c/m^3	m^3	40	899,59	35.984
	Acero en barras	kg	2.000	14,62	29.240
	Moldaje plano	m^2	227	96,16	21.828
	Compuerta vertical	m^2	1.05	12.000,00	12.600
				SUB-TOTAL	99.652
				TOTAL CANAL BOTALCURA	10.682.764

5.2.15 CANAL BOTALCURA SUR

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.15.1	CAUCE				
	Excavación mat.común	m^3	1.710	20,98	35.876
				SUB-TOTAL	35.876
.2	PUENTES				
	Tipo Alcantarillas: D = 0,6 L = 4	un.	4	4.426,00	17.704
				SUB-TOTAL	17.704
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Marco Partidor Tipo	un.	4	9.203,00	36.812
				SUB-TOTAL	36.812
	TOTAL CANAL BOTALCURA SUR				90.392

5.2.16 CANAL MATANCILLA

5.2.16.1	CAUCE				
	Exc.cuneta común duro	m^3	28.584	25,38	725.462
	Exc.cuneta mat.duro	m^3	8.323	56,17	467.503
	Exc.mesa mat.común	m^3	18.541	10,13	187.820
	Exc.mesa mat.común duro	m^3	16.886	18,59	313.911
				SUB-TOTAL	1.694.696
.2	DESCARGAS PARCIALES				
	Excavación	m^3	322	24,67	7.944
	Relleno	m^3	134	23,32	3.125
	Hormigón radier	m^3	5,6	952,90	5.336
	Hormigón talud	m^3	16,1	993,90	16.002
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	14,1	817,91	11.533
	Acero en barras	kg	1.430	14,62	20.907
	Moldaje plano	m^2	144	96,16	13,847
	Compuertas	m^2	1,08	12.000,00	12.960
				SUB-TOTAL	91.654
.3	PUENTES				
	Tipo A(BxL) 6 x 3.7	un.	1		41.353
	6 x 3.9	un.	2	43.764,00	87.528
				SUB-TOTAL	128.881

Item	Designación		Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	PASOS DE QUEBRADAS					
	Tubo corrugado:					
	D = 0,8	L = 20,2	un.	2		49.381
	D = 1,0	L = 7,8	un.	1		28.381
	D = 1.525	L = 17,0	un.	2		107.490
	D = 1,85	L = 8,0	un.	1		75.247
					SUB-TOTAL	260.499
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION					
	Distrib. Tipo	R-21	un.	5	5.207,00	26.035
		R-23	un.	2	5.592,00	11.184
		R-33	un.	2	5.592,00	11.184
		R-43	un.	3	5.921,00	17.763
					SUB-TOTAL	66.166
				TOTAL CANAL MATANCILLA		2.241.896
	5.2.17 CANAL MATANCILLA DE DERRAMES					
5.2.17.1	CAUCE					
	Exc.cuneta mat.común		m^3	73.920	20,98	1.550.842
					SUB-TOTAL	1.550.842
.2	PUENTES					
	Tipo A(BxL)	4.0 x 3.6	un.	2	29.223,00	58.446
		4.0 x 4.0	un.	1	33.137,00	33.137
		6.0 x 2.8	un.	5	32.137,00	160.685
		6.0 x 3.6	un.	2	42.639,00	85.278
		8.0 x 3.6	un.	1	56.080,00	56.080
	Tipo alcant.	D=0,8 L=6	un.	1	10.623,00	10.623
					SUB-TOTAL	404.249
.3	OBRAS DE DISTRIBUCION					
	Distribución con compuerta:	Tipo C-33	un.	2	8.284,00	16.568
		C-52	un.	2	10.172,00	20.344
		C-53	un.	3	10.172,00	30.516
		C-54	un.	2	10.172,00	20.344
		C-63	un.	2	11.169,00	22.338
		C-64	un.	1	11.169,00	11.169
		C-65	un.	1	35.586,00	35.586
					SUB-TOTAL	156.865

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.4	BOCATOMA ESTERO LOS PUERCOS				
	Excavación	m^3	880	24,67	21.709
	Excavación con agotam.	m^3	1.300	141,28	183.664
	Relleno	m^3	1.620	23,32	37.778
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	474	899,59	426.406
	Acero en barras	kg	16.258	14,62	237.692
	Moldaje plano	m^2	1.222	96,16	117.508
	Madera roble	pulg.	288	225,00	64.800
	Fierro estructural	kg	1.260	23,29	29.345
	Cañería galvanizada	kg	1.730	23,29	40.292
	Compuerta 1.5 x 2.2	un.	2		83.100
	1.2 x 1.2	un.	1		18.200
	0.8 x 0.8	un.	1		8.100
				SUB-TOTAL	1.268.594
	TOTAL CANAL MATANCILLA DE DERRAMES				3.380.550
	5.2.18 CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES				
5.2.18.1	CAUCE				
	Exc.cuneta mat.común	m^3	28.520	20,98	598.350
				SUB-TOTAL	598.350
.2	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distrib.con comptas.:				
	C-13	un.	1	12.285,00	12.285
	C-22	un.	2	7.951,00	15.902
	C-23	un.	1	17.779,00	17.779
	C-33	un.	1	8.284,00	8.284
	C-34	un.	1	19.750,00	19.750
				SUB-TOTAL	74.000
	TOTAL CANAL LAS DOSCIENTAS DE DERRAMES				672.350
	5.2.19 CANAL PENCAHUE DE DERRAMES				
5.2.19.1	CAUCE				
	Exc.cuneta mat.común	m^3	30.640	20,98	642.827
				SUB-TOTAL	642.827

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
.2	CANOA EL PERAL				
	Excavación	m^3	37	24,67	913
	Relleno compactado	m^3	9	23,32	209
	Horm.170kg cem/m^3horm.	m^3	6.9	654,56	4.516
	Horm.255kg cem/m^3horm.	m^3	7.0	817,91	5.725
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	5.4	899,59	4.858
	Acero en barras	kg	578	14,62	8.450
	Moldaje plano	m^2	80	96,16	7.693
				SUB-TOTAL	32.364
.3	BOCATOMA ESTERO CUCULEN				
	Excavación	m^3	150	24,67	3.701
	Excavación con agotam.	m^3	40	141,28	5.651
	Relleno	m^3	110	23,32	2.565
	Horm.300kg cem/m^3horm.	m^3	77	899,59	69.268
	Acero en barras	kg	3.740	14,62	54.679
	Moldaje plano	m^2	240	96,16	23.078
	Acero estructural	kg	230	23,29	5.356
	Cañería galvanizada	kg	140	23,29	3.260
	Compuesta 1.0 x 1.1	un.	1		13.860
	1.5 x 1.7	un.	1		18.900
	Madera roble	pulg.	48	225,00	10.800
				SUB-TOTAL	211.118
.4	PUENTES				
	Puente Tipo A (BxL):				
	4.0 x 2.6	un.	1		18.875
	4.0 x 2.9	un.	1		22.944
	4.0 x 3.4	un.	1		27.326
	6.0 x 2.6	un.	1		29.394
	6.0 x 2.9	un.	1		33.065
	6.0 x 3.4	un.	1		39.886
	8.0 x 2.9	un.	1		43.478
				SUB-TOTAL	214.968
.5	OBRAS DE DISTRIBUCION				
	Distribución con compuertas Tipo C-22	un.	5	7.951,00	39.755
	C-23	un.	1		17.779
	C-24	un.	1		18.449
	C-34	un.	1		19.750
	C-42	un.	1		9.637
	C-44	un.	2	24.505,00	49.010
				SUB-TOTAL	154.380
	TOTAL CANAL PENCAHUE DE DERRAMES				1.255.657

5.2.20 VARIOS

Item	Designación	Unid.	Cantid.	P.Unitario	Precio Item
5.2.20.1	Cierros	km.	440.9	9.250,00	4.078.325
.2	Ripiado Camino de borde	m.l.	29.800	55,34	1.649.027
.3	Casas para celadores y repartidores	c/u	5	270.000,00	1.350.000
.4	Expropiaciones	há	43,25	6.883,11	297.694
.5	Expropiaciones	há	301,40	.657,46	197.961
.6	Expropiaciones	há	46,12	3.081,92	134.679
				TOTAL DE VARIOS	7.716.687
				TOTAL GENERAL	$ 153.491.300

El costo estimativo total, a precios sociales, de la red de canales matrices y de distribución y de sus respectivas obras anexas, hasta llegar a predio, para el riego del área de secano de Proyecto Pencahue, asciende a la suma de ciento cincuenta y tres millones cuatrocientos noventa y un mil trescientos pesos ($ 153.491.300,00), de mayo de 1977, con una equivalencia de la divisa de $ 19,39 por US$.

Descontando el área regada por el canal Corinto, la superficie bruta de riego (incluyendo la superficie indirectamente productiva) asciende a 11.796 hás., de tal manera que se tiene un costo de $ 13.010,00 o US$ 671.00 por hectárea de riego.

L. DRENAJE DEL VALLE DE PENCAHUE.

1. ANTECEDENTES

El cauce de drenaje central del valle de Pencahue es el estero Los Puercos, y su tributario superior el estero Litú, que desemboca en río Maule más o menos 2 km aguas abajo de la confluencia del río Claro con una dirección este-oeste en la parte alta que corresponde al estero Litú y norte-sur en la parte que corresponde al estero Los Puercos propiamente tal.

En la actualidad, el valle de Pencahue presenta algunos problemas de drenaje de superficie en los suelos próximos al estero Los Puercos durante el invierno. Esta circunstancia hace que haya terrenos cuyas labores culturales no se comien - zan hasta tener la seguridad de que la amenaza de inundación ya ha sido superada. Por otra parte, tales inundaciones no representan peligro de erosión debido a que se producen con velocidades bajas de escurrimiento.

2. CARACTERISTICAS DEL ESTERO LOS PUERCOS Y SU HOYA HIDROGRAFICA

Las características de la hoya hidrográfica son las siguientes:

- Superficie	611.6 km2
- Longitud del cauce principal (estero Los Puercos más estero Litú)	52.0 km
- Altura máxima (cerro Los Llanillos)	837 m
- Pendiente media de estero Los Puercos entre su confluencia con el estero Botalcura y su desembocadura en el río Maule (25 km)	0.00086

El estero Los Puercos se forma por la confluencia de los esteros Litú y Tapihue. Sus tributarios principales son los esteros Las Palmas y Botalcura por su ribera poniente y los

esteros Botalcura, Cunculén y El Peral por su ribera oriente.

Por su parte el estero Los Puercos presenta un cauce relativamente ancho, por su parte baja, entre Botalcura y Corinto, entre 50 y 100 m, con alguna tendencia a derivar, pero al mismo tiempo con pocas curvas y ningún meandro. Los costados o paredes se destacan nítidamente y, salvo en sectores aislados, no existe erosión de ellas, de tal modo que las riberas se presentan estables. Se constata la existencia de abundante vegetación, tanto en las riberas como dentro del lecho mismo del estero, constituída por árboles, arbustos y algo de zarzamora. La vegetación contribuye a proteger las riberas, pero al mismo tiempo significa una obstrucción al escurrimiento de las aguas aumentando con ello los riesgos de inundación.

En su parte baja, el escurrimiento del estero Los Puercos aparece afectado por dos factores: uno natural que es el aumento de altura en el nivel de aguas del río Maule en avenida y otro artificial representado por el badén del camino público a Curtiduría.

Esta última obra no es el tipo de badén clásico con su rasante colocada al nivel del radier del cauce natural. Por el contrario, en este caso, la rasante se ubica alrededor de 1.5 m sobre el radier del estero en su parte más baja. Tiene una longitud de 54 m, un ancho de 4.8 m en el centro y lleva una alcantarilla rectangular de 1.00 m de altura y 3 m de ancho para dejar paso a las aguas que se represan hacia arriba. La capacidad de evacuación de esta alcantarilla es superada con las primeras lluvias intensas y las aguas comienzan a tomar altura sobre el badén, interrumpiendo el tránsito hacia Curtiduría.

3. GASTOS DE AVENIDA Y DE VERANO EN EL ESTERO LOS PUERCOS.

3.1. Gastos de avenida (Ver Anexo 1, Tomo II)

Los gastos de avenida del estero Los Puercos se calcularon para períodos de retorno de 2 y 5 años pues lo que interesa en este caso es analizar la situación que se presenta en forma normal y no los gastos de excepción cuyo cálculo se hace para otros fines.

La determinación de la avenida del estero Los Puercos se hizo para períodos de retorno de 2 y 5 años utilizando cuatro métodos distintos y tomando como base precipitaciones en 24 horas de 48.4 y 64.4 mm respectivamente.

Los cuatro métodos son el Hidrograma Unitario Sintético de Snyder, el Hidrograma Unitario Sintético del USSCS (United States Soil Conservation Service), el Hidrograma Unitario Sintético para Chile y una trasposición de cuencas utilizando para ello la hoya hidrográfica del río Purapel con su estación fluviométrica de Nirivilo y las precipitaciones pluviales de Constitución.

El río Purapel está situado inmediatamente al sur del río Maule, desarrollandose en sentido oeste-este, con su nacimiento en las cercanías de Constitución. El centro de gravedad de su cuenca está situada aproximadamente 45 kms al sur poniente de la de Pencahue.

Se analizaron dos crecidas del río Purapel registradas en el limnigrafo inscriptor de la estación fluviométrica de Nirivilo, en relación con las respectivas lluvias que los originaron, las que se obtuvieron de la estación Constitución. Con estos antecedentes se estableció un hidrograma unitario sintético para la cuenca del

Purapel y un hidrograma unitario base de trasposición a la cuenca de Los Puercos.

Los resultados arrojados por los cuatro métodos son los siguientes:

Método	Gastos de Avenida (m/s) Período de retorno 2 años	5 años
H.U.S. Snyder	124	208
H.U.S. Chile	132	221
H.U.S. USSCS	95	159
Hidrograma Unitario Traspuesto	72	121

Tomando en consideración los datos básicos utilizados para la aplicación de cada uno de los métodos, puede aceptarse que el Hidrograma Unitario Traspuesto es el que mejor interpreta el fenómeno que se produce en la cuenca del estero Los Puercos.

3.2. Gastos de verano.

Los gastos de verano estarán constituídos por los retornos de riego o derrames producidos por el funcionamiento del sistema.

En el mes de máximo consumo ingresará al valle de Pencahue propiamente tal un gasto de 10.85 m3/s. De este total, un 50% o sea 5.4 m3/s, escurrirá como retorno de riego ya que se ha calculado la demanda suponiendo una eficiencia igual al porcentaje indicado anteriormente. De los 5.4 m3/s se reutilizan 0.90 m3/s en el riego de 1.400 hás con derrames (ver numeral 2.3.4. Capítulo B, Anexo 8, Tomo III).

Por lo tanto, puede esperarse que en el curso bajo del

estero Los Puercos se produzca un gasto de 4.5 m3/s durante el mes de enero.

4. CAPACIDAD DE EVACUACION DEL ESTERO LOS PUERCOS.

4.1. Gasto normal de verano.

Tal como se dijo anteriormente, el cauce del estero Los Puercos fluctúa entre 40 y 50 m de ancho con ocasionales aumentos sobre esas dimensiones. Las riberas tienen una altura de más o menos 3 m con taludes del orden de 2/1. El cauce se encuentra en parte cubierto por vegetación de arbustos y árboles. En los cálculos que se harán a continuación se supone una conservación aceptable del cauce del estero, previa eliminación de los árboles que crecen dentro de él y de los troncos que lo obstruyen.

Las características generales del escurrimiento serían las siguientes:

Gasto	4.5 m3/s
Rugosidad	0.045
Pendiente longitudinal	0.00086
Ancho	45 m
Taludes	2/1
Altura normal	0.33 m
Velocidad	0.30 m/s

De los resultados anteriores se puede apreciar que el escurrimiento que se espera durante el verano, no producirá consecuencias que signifiquen un cambio real en relación con las condiciones actuales de drenaje del estero Los Puercos. El aumento de altura de aguas representa alrededor de un 10% de diferencia entre el radier del estero y los terrenos de cultivo adyacentes.

4.2. Gasto de avenidas de invierno.

Aceptando las características geométricas del cauce, la rugosidad y la pendiente longitudinal utilizadas en el numeral 4.1. se tienen los siguientes resultados para las avenidas de 2 y 5 años de periodo de retorno:

	Período de Retorno	
	2 años	5 años
Gasto (m3/s)	72	121
Altura normal (m)	1.70	2.30
Velocidad (m/s)	0.88	1.05

La existencia del badén en Corinto y suponiendo que sobre él se produce escurrimiento crítico y que su radier se encuentra alrededor de 1.5 m sobre el correspondiente del estero Los Puercos, significa un peralte de alrededor de 0.70 m en el primer caso y de 0.50 m en el segundo.

Sin la existencia del badén y suponiendo alturas de cauce de 2.80 m, el cauce del estero Los Puercos, una vez eliminada la vegetación arbórea que crece dentro de él, permitiría evacuar un gasto de 168 m3/s que representa una avenida con un período de retorno de alrededor de 10 años.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES.

De acuerdo con la exposición anterior, el estero Los Puercos tiene características de cauce y pendiente que permiten la evacuación, sin producir inundaciones, de avenidas de hasta 10 años de período de retorno. Las inundaciones frecuentes que se aprecian hoy día se producen sin causar mayores perjuicios debido a que son de velocidades bajas y a que provo-

can el depósito de materiales limosos que se estiman favorables para los terrenos afectados. Ellas se deben fundamentalmente a tres factores: aumento de las alturas de aguas en el río Maule en la desembocadura del estero Los Puercos, badén del camino a Curtiduría y vegetación arbórea que crece dentro del mismo cauce, en especial en el tramo comprendido entre el badén del camino a Curtiduría y la confluencia con el río Maule.

El primer efecto parece insolucionable en las actuales circunstancias. Los otros dos exigen para su eliminación o mejoramiento de la intervención de la Dirección de Vialidad y de la Dirección de Defensas Fluviales respectivamente.

En lo que se refiere a los futuros gastos de verano, se tiene que no causarán mayores efectos pues aumentaría muy poco el nivel de aguas en relación con el lecho del estero.

Las condiciones actuales de escurrimiento del estero Los Puercos interfieren en alguna forma con el desarrollo de las labores agrícolas de los sectores bajos hasta la zona de Las Doscientas aproximadamente. La necesidad de mejorar dichas condiciones es independiente del desarrollo del proyecto de riego del valle y debe realizarse aun cuando este último no se ejecute.

Se estima que la eliminación de la vegetación arbórea que obstruye una parte del cauce y de los embanques que se han producido asociados a dicha vegetación, tiene un costo aproximado de $1 470 000.00 (US$ 75 800.00 al cambio de $ 19.39 por US$).

6. DRENAJE PREDIAL Y SECTORIAL.

6.1. Drenaje Predial.

El drenaje prèdial fue estudiado como parte del Programa de Puesta en Riego y constituye la "Práctica N° 7" de ese programa. En esa ocasión se hizo un análisis de las características del sistema de drenaje de los predios tipo y de su costo que fue posteriormente incorporado a la evaluación económica.

6.2. Drenaje Sectorial.

El área del valle de Pencahue presenta una red de esteros de drenaje compuestos por el estero Los Puercos y sus tributarios superiores Tapihue y Litú que se extiende desde su extremo norte hasta la desembocadura del primero en el río Maule. Recibe a su vez a los esteros Tutucura, Cunculén y El Peral por el oriente. A todos ellos caen otros desagües que drenan áreas de menor superficie. El exámen realizado de los cauces naturales, demuestra que la red de drenaje del valle tiene capacidad suficiente para evacuar los gastos de derrames de riego, sin producir un aumento de altura del acuífero subterráneo.

Al analizar el total del valle de Pencahue, se pueden distinguir

dos sectores más o menos claramente diferenciados.

6.2.1. Sector Norte.

Corresponde al área situada aguas arriba de la confluencia de los esteros Los Puercos y Tutura comprendiendo los suelos drenados por ambos esteros. En ella el ancho de la zona regada es relativamente angosta y los cauces de drenaje, esteros Botalcura y Pichinguileo, están situados a relativamente corta distancia con pendientes longitudinales moderadamente altas, lo cual permite concluir que el riego no producirá problemas de drenaje y que no hay necesidad de consultar una red extrapredial de desagüe.

6.2.2. Sector Sur.

Comprende los terrenos situados entre la confluencia de los esteros Los Puercos y Tutucura y Corinto. En este caso las pendientes longitudinales son menores, aumenta el ancho de la zona de riego y aparecen las terrazas intermedias de Las Doscientas, Pencahue y Las Tizas, situadas al oriente del estero Los Puercos. Los suelos que constituyen estas terrazas, presentan, por lo general, un estrato de baja permeabilidad a una profundidad variable, pero menor que 1 m. Dichas terrazas bajan hacia el fondo del valle y se funden con los suelos Los Puercos y Tutucura que aparecen en esta última zona.

El riego de suelos de las terrazas posiblemente desarrollará una napa freática suspendida que caerá a los suelos de la parte baja. En estas circunstancias, puede producirse un efecto negativo sobre la altura de la napa freática de estos últimos que actualmente está bajo el nivel de desarrollo de las raíces de las plantaciones, excepto en sectores puntuales de escasa superficie ubicados junto al estero Los Puercos.

El estudio de la solución del problema planteado se hizo en con -

junto con el aprovechamiento de los retornos de riego del Sector Norte para el riego de los suelos bajos del Sector Sur. Para esto último se ha consultado la construcción de tres canales denominados Matancilla de Derrames, Las Doscientas de Derrames y Pencahue de Derrames (Ver Letra K, numeral 4., páginas 279 y siguientes). Su trazado está situado aproximadamente en la zona de contacto de las terrazas intermedias con los suelos Los Puercos y Tutucura. En el caso del canal Matancillo de Derrames el contacto se produce entre los suelos de piedmont Cabrería y Montonera y los suelos Los Puercos y Tutucura.

En esta forma, dichos canales actúan a la vez como canales de riego y como colectores de derrames de las zonas situadas a cota más alta. Debe indicarse que la pendiente trasversal de estas últimas es, salvo sectores pequeños, de pendiente más acentuada lo cual evita que haya una influencia negativa de la altura de aguas en esos canales sobre la napa freática de los terrenos situados sobre ellos.

Por otra parte, el patrón de cultivos desarrollado para dichos terrenos no consulta cultivos de arraigamiento profundo.

Se completó el análisis con pruebas de infiltración para los suelos Los Puercos y Tutucura, pudiendose constatar que ambos presentan una permeabilidad bastante alta con máximos de infiltración superficiales de 56.4 y 82.8 cm/hora respectivamente para bajar a 13.1 y 10.4 cm/hora a mayores profundidades.

En resumen, se estima que con la construcción de los canales colectores de derrames se evitará que los derrames de riego y los caudales infiltrados en los terrenos de mayor pendiente y mayor

cota del que se ha denominado Sector Sur del valle de Pencahue, produzcan efectos negativos en la altura de la napa freática de los suelos Los Puercos y Tutucura.

M. ADMINISTRACION, EXPLOTACION Y MANTENCION DEL SISTEMA DE CANALES DE RIEGO Y OBRAS ANEXAS.

A continuación se hace un análisis del personal y equipo necesario para la administración, explotación y mantención del sistema de riego del valle de Pencahue.

1. PERSONAL DE ADMINISTRACION Y EXPLOTACION.

El personal de administración y explotación que se propone para el manejo del sistema de canales y obras anexas del Proyecto Pencahue, está basado en que la repartición de agua a los predios se realizará, salvo casos aislados, por compuertas u otro sistema que permita hacer una entrega de relación variable y que al mismo tiempo pueda medir el volumen proporcionado a cada predio individual. El sistema indicado exige la utilización de personal de mucho mayor calificación técnica que el método habitual en el país de partición mediante marcos partidores los cuales funcionan en forma rígida y automática, cualquiera que sea el gasto que lleve el canal. Igualmente debe tomarse en cuenta que el sistema es complejo, estando abastecido desde tres fuentes de agua que presentan una pronunciada variabilidad mutua durante la temporada de riego, de tal modo que será necesario realizar frecuentes accionamientos de las compuertas de admisión y de descarga de cada una de las tres bocatomas. Finalmente se tiene que el sistema cuenta con una obra de arte importante como el sifón Claro que debe inspeccionarse y vigilarse constantemente. En todo caso, el desempeño del personal técnico se verá facilitado por la existencia de caminos de borde en los canales del sistema matriz y en los canales primarios de riego.

El personal propuesto, incluyendo su calificación técnica es

el siguiente:

1.1. Ingeniero administrador.

Tendrá a su cargo todo el sistema de riego tanto desde el punto de vista técnico como administrativo y financiero. Se ha estimado que debe ser ingeniero civil con especialización en hidráulica.

1.2. Operadores técnicos.

Tendrán a su cargo la vigilancia del sistema de riego durante la operación del mismo, el manejo de los dispositivos de partición, de las compuertas de descarga, las bocatomas, etc. También estarán a cargo directo de las faenas de limpia de los canales y de la mantención de las obras de arte.

Se ha estimado que deben ser técnicos graduados de la enseñanza técnico profesional.

Se considera que son necesarios cinco operadores en total. Uno de ellos estará a cargo de los sistemas matrices y los otros cuatro operarán y vigilarán los canales de riego primarios, secundarios y terciarios.

1.3. Contador.

Tendrá a su cargo el manejo contable y financiero de la organización de riego, este último aspecto bajo la supervigilancia directa del ingeniero administrador. Deberá ser un profesional egresado de la enseñanza técnico profesional o contador-universitario.

1.4. Secretario.

Tendrá a su cargo la responsabilidad de la organización

interna del personal y de las relaciones con los regantes tanto individualmente como con los distintos grupos que se puedan formar para la administración de sectores de interés común restringido.

Deberá estar en posesión de algún tipo de adiestramiento en administración y relaciones públicas.

1.5. Personal auxiliar.

El personal auxiliar estará formado por un encargado de servicios menores, un encargado del equipo de movilización y comunicaciones y de un bodeguero. Este último cargo podría ser desempeñado eventualmente por el secretario.

1.6. Asesorías diversas.

Será necesario disponer de la asesoría a lo menos en aspectos legales y en auditoría y revisión de cuentas. Pueden ser proporcionadas por personal contratado permanentemente para este efecto o bien cuando las necesidades lo requieran.

2. MOVILIZACION Y COMUNICACIONES.

Se tratarán estos dos temas en conjunto pues se estima que, en este caso, ambos se encuentran estrechamente ligados entre sí.

En la actualidad, las comunicaciones telefónicas disponibles hacia y dentro del valle son las siguientes: dos líneas telefónicas entre Talca y Pencahue de las cuales una es pública y la otra municipal; una línea de Pencahue a Lo Figueroa con terminal en teléfono público; una línea de Pencahue a Botal-

cura con terminal en teléfono público que se encuentra en el Retén de Carabineros de la localidad. Además hay un teléfono público en Corinto con central en Colín.

Como puede apreciarse, las instalaciones existentes no permite disponer de comunicaciones que abarquen todo el área cubierta por el sistema de riego en forma satisfactoria.

Por otra parte, el manejo y distribución de las aguas a cada regante sobre la base de compuertas, u otro dispositivo de medida y control volumétrico de las entregas, exige que los operadores se desplacen continuamente y que, al mismo tiempo, puedan hacerlo en forma expedita y rápida. Finalmente, es necesario, para el manejo correcto del sistema, que cada operador esté permanentemente en condiciones de comunicarse con la central de informaciones ubicada en Pencahue.

2.1. Equipo de movilización.

Se ha considerado que serán necesarios los siguientes medios de movilización:

a) una camioneta de 1.000 kg de capacidad para el ingeniero administrador;

b) cinco citronetas tipo AX - 330 para el personal de operadores del sistema de riego.

2.2. Equipo de comunicaciones.

La comunicación entre la oficina de Pencahue y los operadores del sistema y el ingeniero administrador, se efectuará mediante un equipo de radio trasmisor central con tranceptores móviles instalados en cada uno de los vehículos detallados en el numeral 2.1.

3. INSTALACIONES DE OFICINA Y EQUIPO TECNICO.

La oficina central de administración del sistema de riego del valle de Pencahue estará instalada en el pueblo de Pencahue.

3.1. Oficinas, bodegas y garages.

Las características generales de la superficie necesaria en oficinas, bodegas, garages, etc. son las siguientes:

a) Oficinas.

Se estima que se necesita una oficina para el ingeniero administrador, una oficina para los operadores, una oficina para el secretario y el contador, una oficina para atención al público, una oficina para el personal auxiliar, una oficina para el equipo de radio y una oficina, que puede ser la misma que la del ingeniero administrador, para celebrar reuniones y juntas de regantes. Estas últimas podrían realizarse en algún recinto público del pueblo de Pencahue como la Municipalidad.

Las oficinas incluyendo servicios sanitarios y una cocina, deberían tener una superficie del orden de los 100 m2.

b) Bodegas.

Las bodegas tienen por objeto mantener una reserva permanente de materiales tales como cemento, maderas, acero redondo, pintura, etc. Se estima su superficie en 80 m2.

c) Garages.

El garage deberá tener capacidad para albergar simultáneamente tres de los seis vehículos del personal y permitir la reparación de fallas menores de un cuarto vehículo. Su superficie aproximada es de 70 m2.

3.2. Equipo técnico y de oficina.

Se consulta el siguiente equipo para la oficina de Pencahue y para el personal de operadores:

a) dos máquinas de escribir eléctricas, una de las cuales debe ser del tipo planillero;
b) una máquina calculadora eléctrica tipo comercial con registro escrito;
c) una calculadora electrónica científica del tipo programable;
d) dos calculadoras electrónicas corrientes científicas;
e) una docena de escritorios de distintos tamaños;
f) dos docenas de sillas y sillones;
g) un mesón para atención a público;
h) estanterías y kardex para archivos;
i) un equipo para impresión de circulares y formularios tipo xerox o similar;
j) dos tableros de dibujo del tipo paralelas;
k) cinco molinetes para aforos;
l) dos niveles con limbo horizontal;
m) un taquímetro.

4. COSTOS DE ADMINISTRACION, OPERACION Y MANTENCION DEL SISTEMA DE RIEGO.

A continuación se hace un cálculo de los costos de administración, operación y mantención del sistema de riego del

Proyecto Pencahue. Para determinar el cálculo del costo por hectárea se ha considerado que el sector regado por el canal Corinto forma parte del Proyecto.

4.1. Limpia de canales y mantención y reparación de obras de arte.

4.1.1. Limpia de canales.

La limpia de canales se compone de los siguientes items principales:

a) extracción de embanques entendiéndose por tales los que deposita el agua a lo largo de la temporada de riego;

b) extracción de derrumbes, entendiéndose por ellos los volúmenes de material que ingresan a los cauces por inestabilidad de los taludes que pueden ser causados por las lluvias o por taludes mayores que los que el terreno admite;

c) eliminación de la vegetación que crece durante la temporada de riego tanto dentro de los cauces como en los bordes, bermas, caminos de servicio, etc.

4.1.1.1. Embanques.

Las aguas provenientes de los esteros Pangue y Las Chilcas y del río Lircay tienen en general un contenido bajo de sólidos en suspensión. Análisis realizados en el río Maule y otros ríos de la zona, dan un contenido máximo del orden de 200 partes por millón. Aceptando que la cifra indicada es el gasto sólido de las aguas que se utilizarán en el sistema del Proyecto Pencahue, que de ella se deposita una mitad y que el volumen del agua transportada por todos los canales alcanza la cifra de

168 millones de m3, se tiene que el embanque alcanza a una cantidad de:

$$V = 0.0001 \times 165.000.000$$
$$= 16.500 \text{ m3}$$

Suponiendo que en una jornada, un obrero extrae 3 m3, se tiene que serán necesarias 3.500 jornadas de trabajo para la extracción de los embanques.

4.1.1.2. Extracción de derrumbes.

Se tomará un valor en jornadas de trabajo igual que para el caso de los embanques o sea 3.500 jornadas.

4.1.1.3. Eliminación de vegetación.

Se ha supuesto que es necesaria una eliminación de vegetación de 2 m2 por metro lineal de canal. El total de canales matrices, primarios, secundarios y terciarios de riego alcanza a más o menos 260 km. Aceptando que en una jornada un obrero puede eliminar y cortar 25 m2 de vegetación se tiene que el número de jornadas de trabajo necesarias es igual a:

$$\frac{2 \times 260.000}{25} = 2.080 \text{ jornadas}$$

4.1.1.4. Resumen.

De acuerdo con lo expresado en los tres numerales anteriores, la limpia de embanques, derrumbes y eliminación de vegetación en el sistema de canales de riego del Proyecto Pencahue, es igual a 9.080 jornadas de trabajo. En el estudio de costos (*) se estimó el valor de la

(*) Capítulo D, Anexo 8, Tomo III.

hora de trabajo del obrero sin especialización en $ 10.54 o sea en $ 84.32 por día de trabajo. De acuerdo con esta última cifra, se tiene que el costo anual de las faenas consideradas en este ítem es igual a $ 765.625.00 (US$ 39.485.60 al cambio de $ 19.39 por US$).

4.1.2. Mantención y reparación de las obras de arte.

El valor de las obras de arte y revestimientos del sistema de riego del Proyecto Pencahue es aproximadamente igual a $ 88.291.500.00. Se tomará como valor anual de las reparaciones de las obras de arte y revestimientos, protección de los elementos de acero, reemplazo de hojas de compuertas, tornillos, etc., el 1% del valor anotado. De acuerdo con este criterio, el costo anual de tales reparaciones es igual a $ 882.910.00 (US$ 45.534.30 al cambio de $ 19.39 por US$).

4.1.3. Resumen de costos de limpia de canales y reparación de obras de arte.

El costo anual del ítem limpia de canales y reparación de obras de arte es igual a $ 1.648.535.00 (US$ 85.013.90 al cambio de $ 19.39 por US$)

4.2. Movilización.

El costo de la movilización se calculará de acuerdo con las siguientes bases:

- recorrido anual de cada vehículo	30.000 km
- amortización en	100.000 km
- valor residual	20% del valor de adquisición

- interés del capital invertido — 12% sobre el valor medio
- bencina — 15 km/l para citroneta; 9 km/l para camioneta
- lubricantes — 25% de valor de la bencina
- neumáticos: cuatro anuales y una batería
- reparaciones: igual al valor de la amortización
- valor bencina especial (90 octanos) — US$ 0.295 por litro

4.2.1. Citroen AX-330 (cinco en total)

Valor de adquisición US$ 5.350.00 x 5	US$ 26.750.00	
Valor residual 0.20 de US$ 26.750.00	US$ 5.350.00	
Valor anual de amortización	$\frac{\text{US\$ } 21.400 \times 150.000}{500.000}$ =	6.420.00
reparaciones y repuestos		6.420.00
neumáticos y baterías		1.086.00
bencina $\frac{150.000 \times 0.295}{15}$		2.950.00
lubricantes 0.20 x 2.950.00		590.00
intereses sobre el capital invertido	$0.12 \frac{(26.750 + 5.350)}{2}$	1.926.00
		19.392.00

4.2.2. Camioneta de 1.000 kg

Valor de adquisición	US$ 9.000.00	
Valor residual 0.20 de US$ 9.000.00	US$ 1.800.00	
Valor anual de amortización	$\frac{\text{US\$ } 7.200 \times 30.000}{100.000}$	2.160.00
reparaciones y repuestos		2.160.00
neumáticos y baterías		181.00

bencina	$\frac{30.000 \times 0.295}{9}$	983.00
lubricantes 0.20 x 983.00		197.00
intereses sobre el capital invertido	$\frac{0.12\ (9.000 + 1.800)}{2}$	648.00
		6.329.00

4.2.3. Resumen de costos de movilización

El costo anual de la movilización de la camioneta Peu - geot 404 y de las cinco citronetas AX-330 asciende a la suma de $ 498.730.00 (US$ 25.721.00 al cambio de $ 19.39 por US$).

4.3. Personal administrativo y técnico

Los sueldos que se propone pagar al personal administrativo y técnico han sido adoptados sobre la base de que deben ser lo suficientemente atractivos como para disponer de personal idóneo que tenga interés por mantenerse en su cargo. A continuación se indica el sueldo mensual y anual que se propone para cada funcionario incluyendo las leyes sociales que ascienden al 41.05% del sueldo base con un límite superior imponible de $ 5.120.00 que equivale a dieciseis sueldos vitales de mayo de 1977.

		Sueldo Mensual	Total Anual
a) Ingeniero Administrador	(1)	23.700.00	279.600.00
b) Operadores	(5)	60.500.00	726.000.00
c) Contador	(1)	12.100.00	145.200.00
d) Secretario	(1)	11.100.00	133.200.00
e) Bodeguero	(1)	10.100.00	121.200.00
f) Servicios menores	(1)	5.200.00	68.400.00

	Sueldo Mensual	Total Anual
g) Mecánico y radiotrasmisor (1)	10.100.00	121.200.00
h) Asesores		200.000.00
		1.794.800.00

El costo anual estimado de los sueldos del personal administrativo y técnico y de los honorarios por las asesorías legales, de auditoría, de ingeniería, etc. es igual a $ 1.794.800.00 (US$ 92.563,20 al cambio de $ 19.39 por US$).

4.4. Arriendos de oficinas y de casas para el personal.

Este ítem no se considerará dentro de los costos anuales de explotación por cuanto se ha estimado que las construcciones correspondientes están incluidas dentro del valor de las obras del sistema de riego del Proyecto Pencahue. Su mantención y reparación se incluye igualmente en el ítem correspondiente del numeral 1.2.

4.5. Amortización del equipo técnico e instalaciones y gastos de oficina.

4.5.1. Amortización de equipo.

Los valores de las instalaciones y equipos técnicos propuestos son los siguientes:

a) Radio trasmisor central con seis transceptores moviles.

Estación base modelo Superconsolate Motorola de 60 Watt de salida, seis trasceptores móviles BHP-Fm Motorola Modelo Mocomo 70 Costo aproximado instalado en camionetas y citronetas	$ 362.000.00

b) Dos máquinas de escribir eléctricas	$ 44.070.00
c) Calculadora eléctrica tipo comercial con registro escrito	4.880.00
d) Calculadora electrónica científica programable	12.000.00
e) Dos calculadoras electrónicas científicas corrientes	1.700.00
f) Cinco molinetes hidráulicos	140.360.00
g) Dos niveles con limbo	77.380.00
h) Un taquímetro	113.100.00
i) Amoblados de oficina: escritorios, sillas, mesas de dibujo, etc.	101.940.00
j) Equipo para impresión de circulares y formularios	41.240.00
	$ 898.620.00

Se tomará como valor anual de amortización el 10% del valor anotado o sea $ 89.867.00 (US$ 4.634.70 al cambio de $ 19.39 por US$).

4.5.2. Gasto anual en material de oficina, teléfonos, luz eléctrica, etc.

Se ha estimado un global de $ 15.000.00 mensuales o sea $ 180.000.00 anuales (US$ 9.283,10 al cambio de $ 19.39 por US$).

4.6. Resumen General de costos anuales y costo unitario por hectárea.

De acuerdo con los distintos ítems calculados anteriormente se tiene el siguiente resumen de costos anuales de operación, administración, mantención y reparaciones del sistema de riego del Proyecto Pencahue:

a) Limpia de canales y reparación de obras de arte	$ 1.648.535.00
b) Movilización del personal	497.960.00

c) Sueldo del personal administrativo y técnico	$ 1.794.800.00
d) Amortización del equipo técnico y gastos de oficina	269.867.00
	$ 4.211.162.00

Resulta un costo anual por hectárea neta de riego de $ 378.80 (US$ 19.53 al cambio de $ 19.39 por US$).

N. ESTUDIOS DIVERSOS.

Se refieren a dos temas que son el aprovechamiento del embalse Las Doscientas y la conveniencia de construir el embalse La Junta en el estero Tutucura.

1. EMBALSE LAS DOSCIENTAS.

El embalse Las Doscientas fue construído con el objeto de regar la parte del predio del mismo nombre situada en la terraza baja del valle de Pencahue junto al estero Los Puercos. Tiene todas sus obras de arte completas y existe un canal derivado de bastante extensión.

Se hizo un levantamiento taquimétrico completo que dio un volumen de embalse de 886.000 m3. La hoya hidrográfica tiene una superficie de 174 hás. Para determinar su capacidad de riego se utilizarán los siguientes datos:

precipitación año 85% de la estación El Peral	490 mm
tasa de riego en volumen anual	14 000 m3
evaporación durante la temporada	1 140 mm

De acuerdo a la fórmula Grunsky se embalsarían 164.500 m3. Conforme a la curva de capacidad del embalse, este volumen se perdería casi por completo en evaporaciones, de tal modo que el saldo aprovechable no tendría ninguna importancia.

Para que se llene el embalse Las Doscientas serían necesarias lluvias de intensidades semejantes a las de 1972 (probabilidad de llenado de 3 en 100 años).

Se examinó la posibilidad de utilizarlo llenandolo durante el invierno con aguas del canal Oriente. En este caso y suponiendo su uso sólo durante los meses de enero, febrero,

marzo y abril y que en esos mismos meses se produjera una pérdida por evaporación de 0.60 m, se tendría que se podrían regar con embalse alrededor de 90 hás que serían en todo caso parte de lo que se regará con el canal Las Doscientas de derrames. Por lo tanto, su aprovechamiento no representaría ninguna economía en el sistema de canal Matrices y en el canal Oriente. Conviene en cambio examinar posteriormente su posibilidad de utilización como una alternativa frente al canal Las Doscientas de Derrames.

2. EMBALSE LA JUNTA.

La construcción del embalse La Junta, ubicado en el estero Tutucura, se planteó como una posibilidad de interés en el caso en que los recursos hídricos disponibles para los distintos sistemas matrices fueran inferiores a la demanda de agua de riego exigida por el Proyecto. Esta situación no se produjo, pues cada una de las tres alternativas consideradas tienen recursos superiores a las exigencias.

Con anterioridad se habían hecho los estudios pertinentes para determinar el volumen de agua embalsable, las características topográficas de la zona de muro, las condiciones geológicas de la misma y la capacidad de embalse.

Se resolvió no continuar con los estudios debido a las siguientes razones:

a) los recursos hídricos que proporcionaría el embalse La Junta no son necesarios para completar la demanda de agua de riego que representa el área del Proyecto;
b) la zona de muro está probablemente afectada por una falla de corrida larga que aunque se estima que se encuentra

inactiva desde el Terciario, significa un peligro poten - cial en una zona de alta sismicidad como es el valle de Pencahue;

c) debido a la relación entre la cota de eje hidráulico del canal Oriente al llegar a la zona de muro y el volumen de almacenamiento a esa cota, el embalse tampoco tiene mayor valor como embalse de cola.

A P E N D I C E 1

DISEÑO OPTIMIZADO DE CANALES MATRICES

DISEÑO OPTIMIZADO DE CANALES MATRICES (*)

1. General

Normalmente el problema del proyecto de un canal fija inicialmente un desnivel total entre bocatoma (cuya ubicación está fijada por restricciones de tipo hidrológico, topográfico o ambas) y el punto terminal (definido por cotas de superficies a regar, entrega a otro sistema, entrega a un embalse existente, etc.).

Deberá asignarse a cada sector del canal, incluso sus obras de arte importantes, pérdidas de carga en una fase preliminar del diseño, de modo que el desnivel total sea distribuído en forma de obtener el costo mínimo de la obra total. Esta repartición deberá efectuarse teniendo presente las limitaciones que imponen condiciones de velocidad máximas y mínimas aceptables, secciones mínimas construíbles si la faena será mecanizada, etc.

Teóricamente, una subdivisión en sectores debería considerar cambios de gasto, dependiente transversal, de material en el que se excava canal, cambios de sección, etc. Esto exigiría una cantidad de computación que no se justifica, dada la información disponible en esta etapa preliminar del proyecto. En consecuencia, será preferible considerar unos pocos sectores representativos por diferencias de gasto, por ejemplo, y obras de arte importantes que son detectables desde los primeros estudios del canal.

En una segunda etapa podrían aparecer nuevos antecedentes como para proceder a una segunda optimización en cada sector primario considerado. Esta etapa preliminar supone, en todo caso, una estimación del tipo de material que atraviesa el trazado, y si se justifica revestir por razones de permeabilidad, estabilidad o mantenimiento, algunos o todos los sectores del canal.

(*) Solano Vega V. - 2º Coloquio Nacional de Ingeniería Hidráulica, 1973.

2. Fundamentación teórica del procedimiento de cálculo para la repartición de pérdidas de carga

Cada sector tendrá, una vez fijadas sus características básicas de la sección de escurrimiento, un costo unitario, o total del sector, que dependerá exclusivamente de la pérdida de carga que se otorgue a ese sector.

Sea $C_i = f_i(X_i)$ una función que represente el costo de cada sector en función de la pérdida total X_i otorgada. Si hay "n" sectores, habrá n funciones de este tipo, cada una representando una parte del diseño total.

Deberá cumplirse la condición que la suma de los X_i sea igual a la pérdida de carga total disponible. Se contará, entonces, con n + 1 ecuaciones, en que las "n" primeras son $C_i = f_i(X_i)$, y la última:

$$\Sigma X_i = H \qquad H = \text{desnivel total.}$$

La resolución de este problema de optimización corresponde a un problema de máximo y mínimos vinculados, que se resuelven por medio del multiplicador de Lagrange.

La función costo total estará dada por:

$$Y = C_T = f_1(X_1) + f_2(X_2) + \ldots\ldots\ldots + f_n(X_n)$$

Queremos obtener un mín $Y(X_1, X_2, \ldots X_n)$

sujeto a:

$$X_1 + X_2 + \ldots\ldots\ldots X_n = H$$

Formamos:

$$L(X_1, X_2 \ldots\ldots X_n,) = f_1(X_1) + f_2(X_2) + \ldots\ldots + f_n(X_n) + \lambda\left[X_1 + X_2 + \ldots\ldots X_n - H\right]$$

$$(1) \quad \frac{\partial L}{\partial X_1} = \frac{df_1(X_1)}{d X_1} + \lambda = 0$$

$$(n) \quad \frac{\partial L}{\partial X_n} = \frac{df_n(X_n)}{d X_n} + \lambda = 0$$

$$(n + 1) \quad \frac{\partial L}{\partial \lambda} = X_1 + X_2 + \ldots\ldots + X_n - H = 0$$

Las "n" primera ecuaciones indican que la solución de mínimo exige:

$$\frac{df_1(X_1)}{d X_1} = \ldots\ldots\ldots = \frac{df_n(X_n)}{d X_n} = -\lambda$$

es decir, la solución será la misma tangente de todas las funciones.

De lo anterior se deduce que para la serie de funciones C_i, la solución óptima estará dada para tangentes con el mismo ángulo a cada curva, de modo que:

$$\Sigma \Delta H = H$$

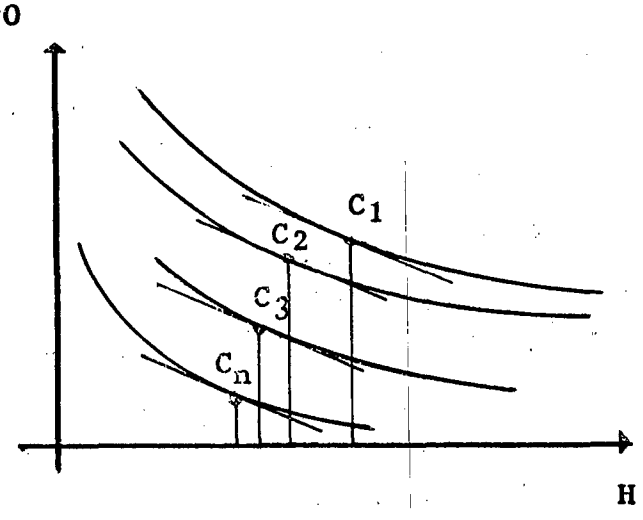


Fig. 1

El cálculo de cada curva C, implica haber, a su vez, sub-optimizado la forma de la sección de cada sector.

3. Optimización de la forma de las secciones en canales revestidos y sin revestir

3.1 Canal sin revestir

El criterio general de diseño fijará inicialmente ciertas características de la sección transversal que dependen de los reconocimientos preliminares. Estas son: taludes en cuneta y mesa, bermas interiores y exteriores, revanchas, etc.

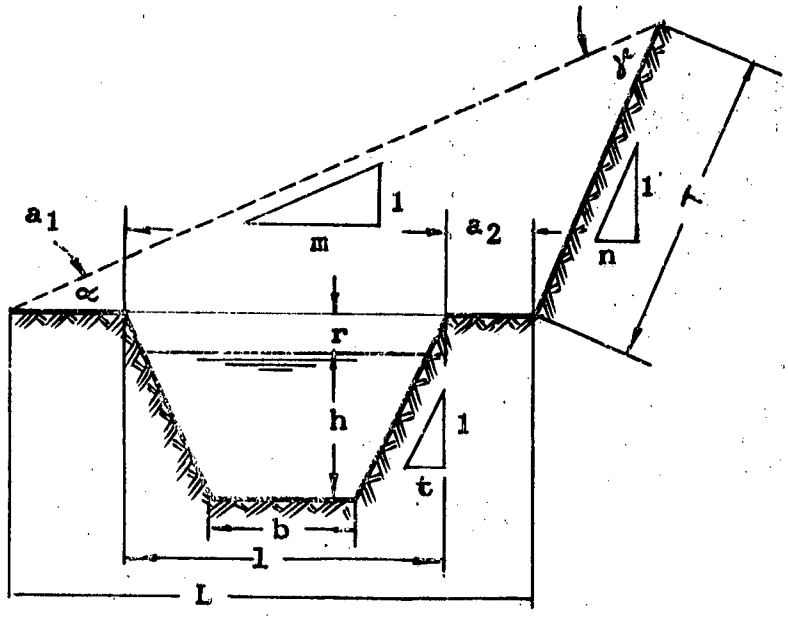


Fig. 2

Sea A_1 la sección de cuneta y A_2 la sección de mesa.

$$A_1 = \left[b + t(h+r)\right] \cdot (h+r) \qquad (1)$$

$$l = b + 2t(h+r)$$

$$L = l + a_1 + a_2 = b + 2t(h+r) + a_1 + a_2$$

$$A_2 = \frac{1}{2} L\, T \operatorname{sen}\left(\pi - \operatorname{arctg}\frac{1}{n}\right) = \frac{1}{2} L\, T \operatorname{sen}\left(\operatorname{arctg}\frac{1}{n}\right)$$

$$\frac{T}{\operatorname{sen}\alpha} = \frac{L}{\operatorname{sen}\gamma} \quad \therefore \quad T = L\,\frac{\operatorname{sen}\alpha}{\operatorname{sen}\gamma}$$

$$\operatorname{sen}\gamma = \operatorname{sen}\left(\operatorname{arctg}\frac{1}{n} - \operatorname{arctg}\frac{1}{m}\right)$$

$$A_2 = \frac{\frac{1}{2}L^2 \operatorname{sen}\left(\operatorname{arctg}\frac{1}{m}\right) \cdot \operatorname{sen}\left(\operatorname{arctg}\frac{1}{n}\right)}{\operatorname{sen}\left(\operatorname{arctg}\frac{1}{n} - \operatorname{arctg}\frac{1}{m}\right)} \qquad (2)$$

$$A_2 = \frac{1}{2}L^2 \cdot \frac{1}{m-n}$$

Dada una cierta pendiente transversal 1/m, una pendiente J para el canal, un costo unitario C_1 para cuneta y una C_2 para mesa, habrá que encontrar una razón b/h que haga mínimo el costo total. Esto nos conducirá a curvas como las que se indican.

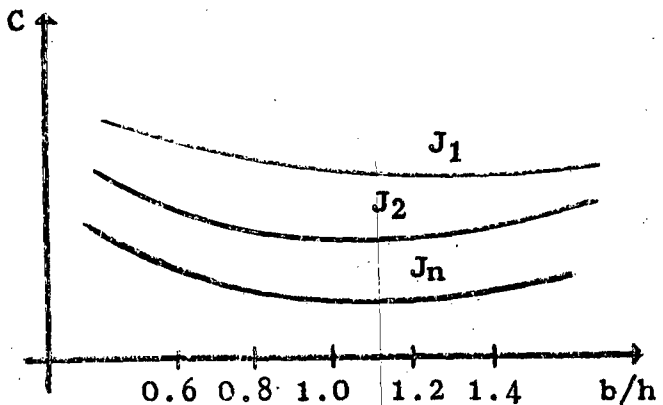


Fig. 3

Para cada pendiente transversal y J se obtiene un costo mínimo para un cierto b/h.

En el cálculo anterior, habría que calcular, dado un cierto b/h, la sección (es decir b o h) que satisfaga la condición de escurrimiento Q.

Según Manning: $Q = \dfrac{A \cdot R^{2/3} J^{1/2}}{n}$

En sección trapecial: $R = \dfrac{A}{P} = \dfrac{(b + th)\,h}{b + 2h\sqrt{1 + t^2}}$

Tanto A como R quedarán en función de una sola variable al fijar:

$$\frac{b}{h} = K \qquad \therefore \quad b = Kh$$

$$A = (b+th)h = h^2(t+K)$$

$$P = Kh + 2h\sqrt{1+t^2} = h(K+2\sqrt{1+t^2})$$

$$R = \frac{h\,(t+K)}{(K+2\sqrt{1+t^2})}$$

$$Q = h^2(t+k) \cdot h^{2/3} \left[\frac{t+K}{K+2\sqrt{1+t^2}}\right]^{2/3} \cdot \frac{J^{1/2}}{n}$$

$$Q = h^{8/3} \cdot K_T$$

$$h = \sqrt[8]{\left(\frac{Q}{K_T}\right)^3}$$

b = Kh, con lo que se conocen todas las demás constantes de las secciones A_1 y A_2.

3.2 Canal revestido

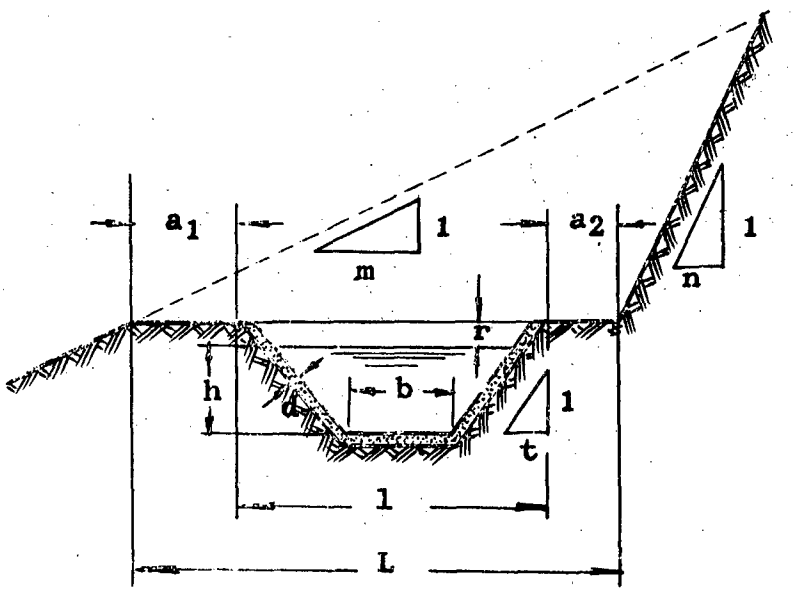


Fig. 4

$$A_1 = \left[b + 2d + t(h+r+d)\right] \cdot (h+r+d) \quad (1) \text{ Exc. cuneta.}$$

$$l = b + 2d + 2t(h+r+d)$$

$$L = l + a_1 + a_2$$

$$A_2 = \frac{\frac{1}{2} L^2 \operatorname{sen}(\operatorname{arctg} \frac{1}{m}) \operatorname{sen}(\operatorname{arctg} \frac{1}{n})}{\operatorname{sen}(\operatorname{arctg} \frac{1}{n} - \operatorname{arctg} \frac{1}{m})} \quad (2) \text{ Exc. mesa}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} L^2 \frac{1}{m-n}$$

$$A_3 = A_1 - \left[b + t(h+r)\right] \cdot (h+r) \quad (3) \text{ Vol. Hormigón}$$

Si el costo del revestimiento se da por m^2,

$$S_3 = \frac{A_3}{d}$$

Los costos C_1, C_2, C_3 determinarán variando b/h el costo total mínimo.

4. Razón b/h representativa de un sector que presenta varios tipos de pendientes transversales

Cada sector estará representado por una cierta combinación de pendientes transversales. Cada pendiente transversal dará un b/h óptimo para un J determinado. El b/h óptimo del sector se determinará en forma proporcional a las longitudes dentro del sector con pendientes transversales 1/m.

Si en un sector hay n tramos ΔL_i con pendiente transversal $1/m_i$ al que corresponde $(b/h)i$ como óptimo, el valor b/h promedio sería:

$$(b/h)_m = \frac{\Sigma \Delta Li \cdot (b/h)i}{\Sigma \Delta L_i}$$

Este $(b/h)_m$ permitirá para cada J, calcular el costo del sector para construir la curva correspondiente de fig. 1.

5. Obras de arte

Las obras de arte importantes que permitirán definir la repartición de carga óptima económica serán obras detectables incluso a un nivel preliminar de los estudios. Las obras de esta naturaleza serán túneles o sifones.

En lo que sigue, se darán expresiones que permiten estimar los costos de obras para poder construir las curvas que los representen en figura 1.

5.1 Túneles sin revestimiento

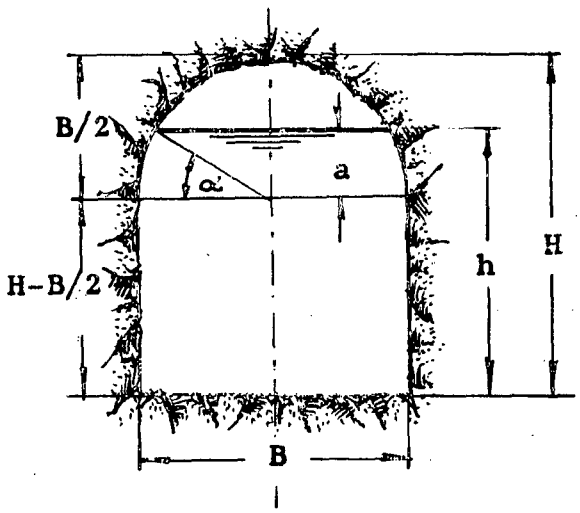


Fig. 5

Sea A la superficie total de la sección.

A^* la sup.de escurrimiento.

Designemos:

$B/H = K$

$h/H = K^*$

$$A = B(H - \frac{B}{2}) + \frac{\pi B^2}{8} = K^2H^2 \left[\frac{1}{K} - 0,107\right] \qquad (1)$$

Para el cálculo de los parámetros hidráulicos, hay que considerar dos casos según el valor de h.

C.1.1 $h \leqslant H - B/2$ que equivale a plantear:

$$K^* \leqslant 1 - K/2$$

$$A^* = B \cdot h = K K^* H^2 \qquad (2)$$

$$P = B + 2h = H(K + 2K^*) \qquad (3)$$

$$R = \frac{A^*}{P} = \frac{K K^* H}{K + 2K^*} \qquad (4)$$

Reemplazando los valores anteriores en la fórmula de Manning:

$$Q = \frac{A^* R^{2/3} J^{1/2}}{n}$$

$$Q = \frac{(K K^*)^{5/3}}{(K+2K^*)^{2/3}} \frac{J^{1/2}}{n} H^{8/3} = K_T H^{8/3}$$

$$H = \sqrt[8]{\left(\frac{Q}{K_T}\right)^3} \qquad (5)$$

C.1.2 . $h > H - B/2$

$$K^* > 1 - K/2$$

$$A^* = K H^2(1-K/2) + S_a$$

en que S_a es el segmento circular de altura "a".

$$a = h + \frac{B}{2} - H = H(K^* + \frac{K}{2} - 1)$$

$$S_a = \frac{K^2 H^2}{8} (2\alpha + \text{sen } 2\alpha)$$

$$\alpha = \text{arc sen } \frac{a}{B/2} = \text{arc sen } (1 + \frac{2K^*}{K} - \frac{2}{K})$$

$$A^* = K H^2(1-K/2) + \frac{K^2 H^2}{8} (2\alpha + \text{sen } 2\alpha) \qquad (6)$$

$$P = B + 2(H - \frac{B}{2}) + 2\frac{B}{2}\alpha = H(2 + K\alpha) \qquad (7)$$

$$R = A^*/P$$

$$Q = \frac{\left[K(1-K/2) + \frac{K^2}{8}(2\alpha + \text{sen } 2\alpha)\right]^{5/3}}{(2 + k\alpha)^{2/3}} \frac{J^{1/2}}{n} H^{8/3}$$

$$Q = K_T' H^{8/3} \quad \therefore \quad H = \sqrt[8]{(\frac{Q}{K_T'})^3} \qquad (8)$$

De las ecuaciones anteriores se obtiene H y, en consecuencia, la sección total A.

El costo total del túnel sin revestir será:

$$C_T = L A C_1$$

en que L es la longitud total y C_1 el costo del m^3 excavado.

Se construirán curvas que representen el costo por m.l. de túnel para las distintas razones B/H y para distintos J.

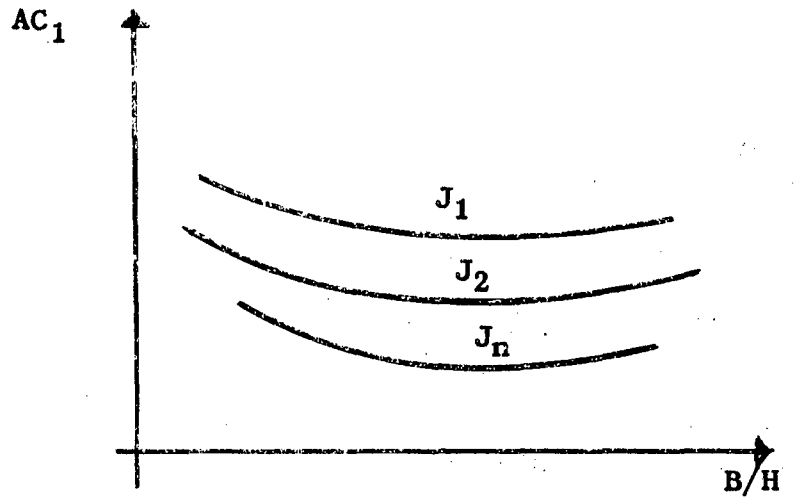


Fig. 6

Para cada J habrá una razón B/H de costo mínimo que permitirá definir un punto en la curva correspondiente de fig.1.

5.2 Túnel revestido

El revestimiento puede ser necesidad hidráulica, estructural o ambas. Aceptaremos que parcial o totalmente el túnel revestido necesitará soportes metálicos. La cantidad aproximada de acero "P" en cerchas por m3. de excavación la hemos estimado en:

$$P = 0{,}0011\ p \qquad (tons/m^3)$$

en que "p" será la carga de roca actuando sobre estos elementos (para valores de "p" ver Proctor and White - "Rock Tunneling with Steel Supports").

El espesor promedio "d" entre línea de pago y superficie interior del túnel lo hemos estimado como:

$$d = 0{,}05\ B + 0{,}10\ m.$$

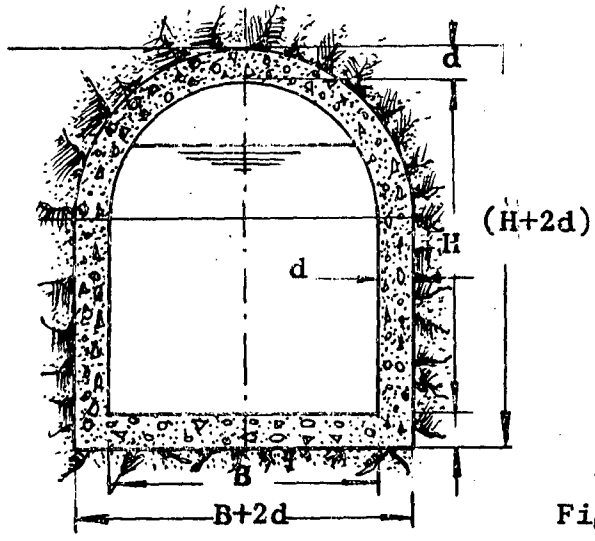


Fig. 7

Igual que para el caso 5.1, se determinará para cada J y razones B/H=K y h/H=K* un costo por m.l., que nos permitirá definir el B/H óptimo (K* será siempre un dato fijo de diseño).

5.2.1 Volúmenes por m.l. de túnel.

5.2.1.1 Excavación.

$$V_e = (B+2d)\ (H+2d - \frac{B}{2} - d) + \frac{\pi(B+2d)^2}{8}$$

$$V_e = H^2(1,1K + \frac{0,20}{H} + 0,192\ \frac{K}{H} + \frac{0,036}{H^2} - 0,0196K^2)(m^3) \quad (1)$$

5.2.1.2 Volumen de hormigón.

$$V_h = H^2(0,1K+0,0874K^2 + \frac{0,20}{H} + 0,192\ \frac{K}{H} + \frac{0,036}{H^2})\ (m^3) \quad (2)$$

5.2.1.3 Peso de cercha.

$$P_f = 0,0011\ p\ .\ V_e \qquad (tons.) \qquad (3)$$

5.2.1.4 Moldaje.

$$S = H(2 + 0,57\ K)\ (m^2) \qquad (4)$$

Con los costos unitarios correspondientes, podremos calcular para la razón B/H y el J correspondiente, el costo total para túnel longitud L, de manera de obtener el óptimo B/H.

$$C_T = L(C_e V_e + C_h V_h + C_f P_f + C_s S) \qquad (5)$$

Lo anterior permite definir para cada J y el óptimo B/H un punto en la curva correspondiente de fig. 1.

5.3 Sifones de hormigón armado.

El dimensionamiento estructural de un sifón de hormigón requiere conocer el diámetro interior "D", la carga hidrostática "H", la sobrecarga de tierra "p" ($p = \gamma h$, siendo h la altura del relleno) y las características de los materiales hormigón y acero dados en los valores σ_h, (fatiga admisible a tracción en hormigón) y σ_f (fatiga admisible del acero).

Para los propósitos de evaluar los costos de secciones en hormigón armado en forma rápida y suficientemente aproximadas, hemos deducido las siguientes expresiones aproximadas obtenidas por inspección de tablas preparadas con computador por el autor, para diferentes solicitaciones y calidades de material. Por simplificación se ha adoptado en las fórmulas siguientes una cuantía transversal total uniforme de 0,01, que es un valor promedio de cuantía económica en estas secciones. Llamemos "d" el espesor del tubo con la cuantía fija de 0,01 que definimos para dos calidades de hormigón armado, calculadas según normas de la D.de R. del M.O.P.T.

1. Hormigón "D" INDITECNOR y A44-28H.

$$d = 150(1 + 0{,}1\ p)\ \frac{D\sqrt{H}}{\sigma_f} + 0{,}12\ D$$

(d y D en mts., H, p y σ_f en ton/m^2)

2. Hormigón "E" INDITECNOR y A56-35H.

$$d = 150(1 + 0{,}1\ p)\ \frac{D\sqrt{H}}{\sigma_f} + 0{,}10\ D$$

Para ambas calidades suponemos además una cuantía longitudinal de 0,003, de modo que la cuantía total equivalente w = 0,013.

Para un m^3 de hormigón esto corresponde a un peso de armaduras aproximadamente 100 Kgs., de modo que bastará calcular el volumen de hormigón por m.l. y se obtiene el acero en barras para esa longitud de tubo.

$$V_h = \pi (D+d)d \qquad (m^3/m.l.) \qquad (1)$$

$$P_f = 0,1\ V_h \qquad (tons/m.l.) \qquad (2)$$

3. Superficie interior y exterior de moldaje.

Suponemos una cama de hormigón pobre con un ángulo de apoyo de 90º. La superficie que requiere moldaje será:

Moldaje interior πD

Moldaje exterior $3/4\ \pi(D + 2d)$

$$S_m = 5,5\ D + 4,71\ d \qquad (m^2/m.l.)$$

4. Cama de hormigón pobre, excavaciones y rellenos.

4.1 Cama de hormigón. La cama de hormigón pobre tendrá un ángulo de apoyo de $\pi/2$ y su espesor mínimo en radier se estima del orden de d/2.

$p = 1,8\ h\ (ton/m^2)$

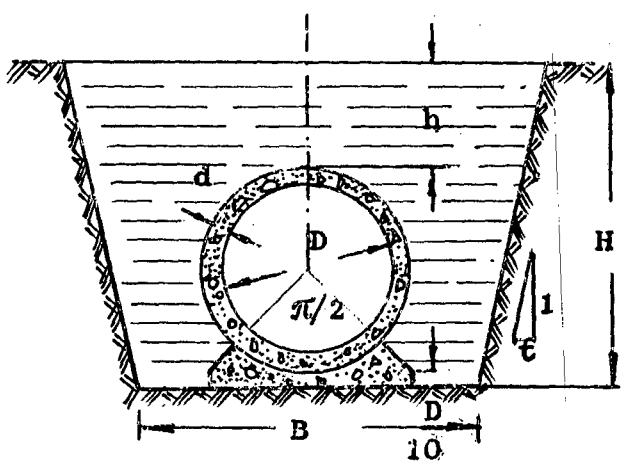


Fig. 8

Volumen de la cama de hormigón:

$$V_{hc} = (D/2 + d)\ (0{,}307D + 0{,}215d)$$

4.2 Excavaciones:

$$V_e = BH + tH^2$$

4.3 Relleno:

$$V_r = V_e - \frac{\pi(D + 2d)^2}{4}$$

Con los volúmenes calculados por m.l. de sifón de hormigón y los costos unitarios correspondientes, tendríamos que, para un desarrollo L, el costo total C_T sería:

$$C_T = L(C_h V_h + C_f P_f + C_m S_m + C_{hc} V_{hc} + C_e V_e + C_r V_r)$$

Para cada diámetro D habrá una pérdida de carga total ΔH que permitirá dibujar la curva correspondiente en fig. 1.

5. Límites económicos de la solución hormigón armado.

La solución en hormigón armado tiene un límite económico para la carga H, en función de D y p, pasado el cual conviene entrar a la solución en acero.

Límite H para Horm.D y A-44 $\quad H = \frac{90}{\sqrt{D}}\ (1 - 0{,}1\sqrt{p})$

Límite H para Horm.E y A-56 $\quad H = \frac{150}{\sqrt{D}}\ (1 - 0{,}1\sqrt{p})$

5.4 Sifones de acero

Para cargas H sobre los límites fijados en punto anterior, se estimará el costo en acero con la fórmula del espesor.

$$t = \frac{DH}{2\sigma_f} \qquad \sigma_f = \text{fatiga adm. plancha acero.}$$

Se tomará un valor conservativo de σ_f para englobar elementos no conocidos a priori si el tubo es aéreo apoyado en cepas.

El tonelaje por m.l. será:

$$P_f = \pi (D + t) \cdot t \cdot 7{,}85 \qquad (\text{tons/m.l.})$$

Se estimará el costo de la protección interior y exterior, que es un item importante. La superficie interior y exterior a tratar vale:

$$S = 2 \pi D \qquad (m^2/\text{m.l.})$$

Si el tubo es enterrado, estarán los items excavaciones y rellenos igual que para tubo de hormigón:

$$V_e = BH + tH^2$$

$$V_r = V_e - \frac{\pi (D + 2t)^2}{4}$$

El costo total del sifón en el desarrollo en acero de longitud L será:

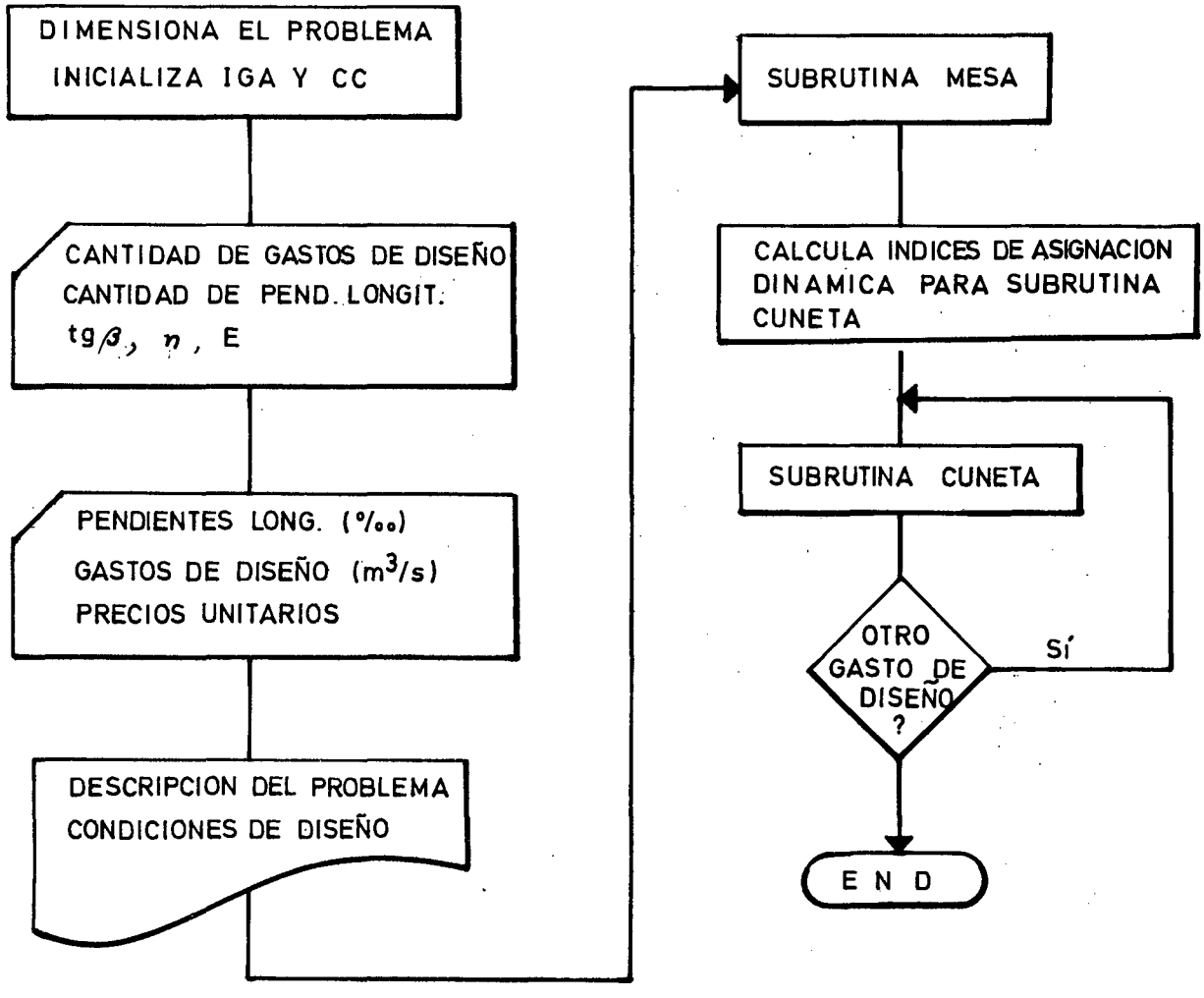
$$C_T = L \, (C_f \, P_f + C_s S + C_e \, V_e + C_r \, V_r)$$

Para cada diámetro D habrá una pérdida de carga total H que permitirá definir la curva correspondiente en fig. 1.

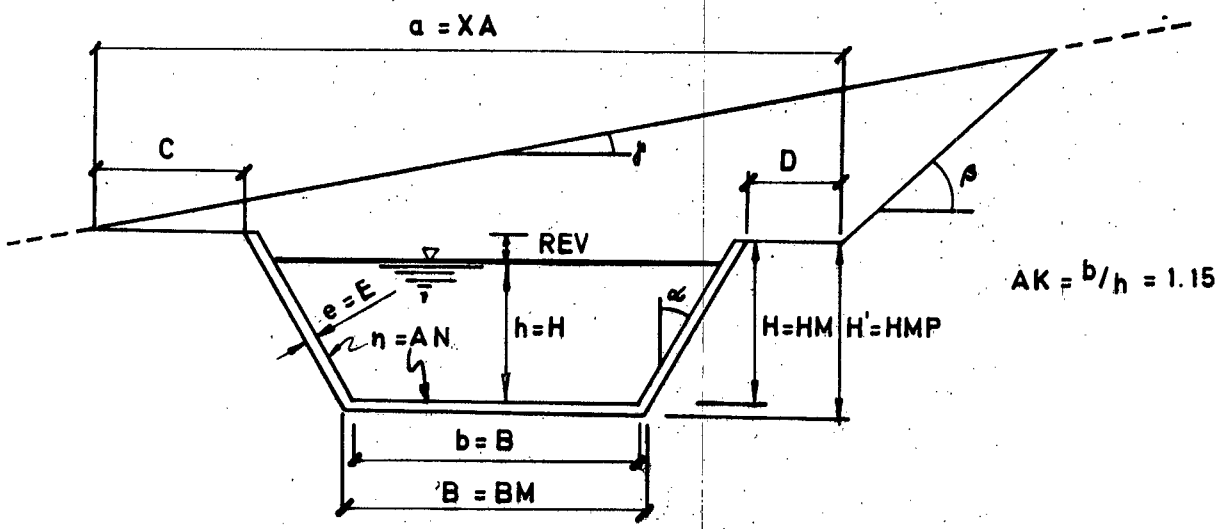
DESCRIPCION DEL PROGRAMA AVV001
DISEÑO DE CANALES

El Programa consta de un programa principal que trabaja como coordinador general y dos subrutinas, que una calcula todo lo correspondiente a la mesa, y la otra todo lo correspondiente a la cuneta. Se usa asignación dinámica de memoria para dejar abierta la posibilidad de varia los inputs (cantidad de pendientes longitudinales a considerar).

DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROGRAMA PRINCIPAL



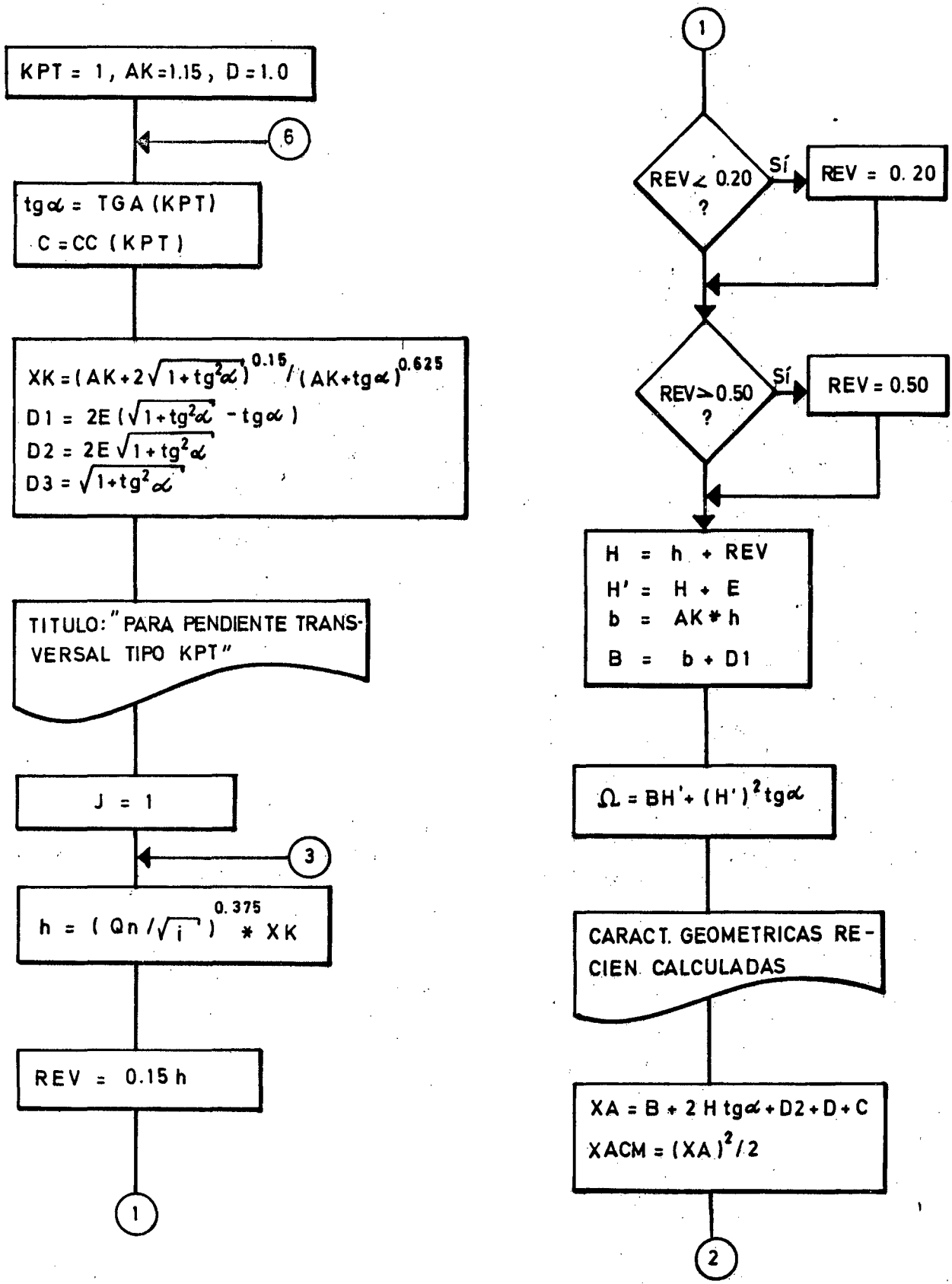
EQUIVALENCIA DE NOTACION EN UNA SECCION CARACTERISTICA



DICCIONARIO DE VARIABLES: (Sólo las mas relevantes)

TGA : Vector que contiene los valores de tgα, ordenadas según KPT
CC : Vector que contiene los valores de C, ordenados según KPT
KPT : Indice que indica el tipo de pendiente transversal
PU : Vector que guarda los precios unitarios
XLT : Vector que guarda las longitudes acumuladas de tramos de tipo KPT
S : Vector que guarda las sumas acumuladas de θ , ponderado por la distancia entre secciones, de tramos de tipo KPT
T : Vector con los datos de entrada (tgγ)
SIGMA : Matriz que guarda el resumen de costos totales, para tramos de pendiente transversal de tipo KPT y pendiente longitudinal de Tipo V.

DIAGRAMA DE FLUJO DE LA SUBRUTINA CUNETA



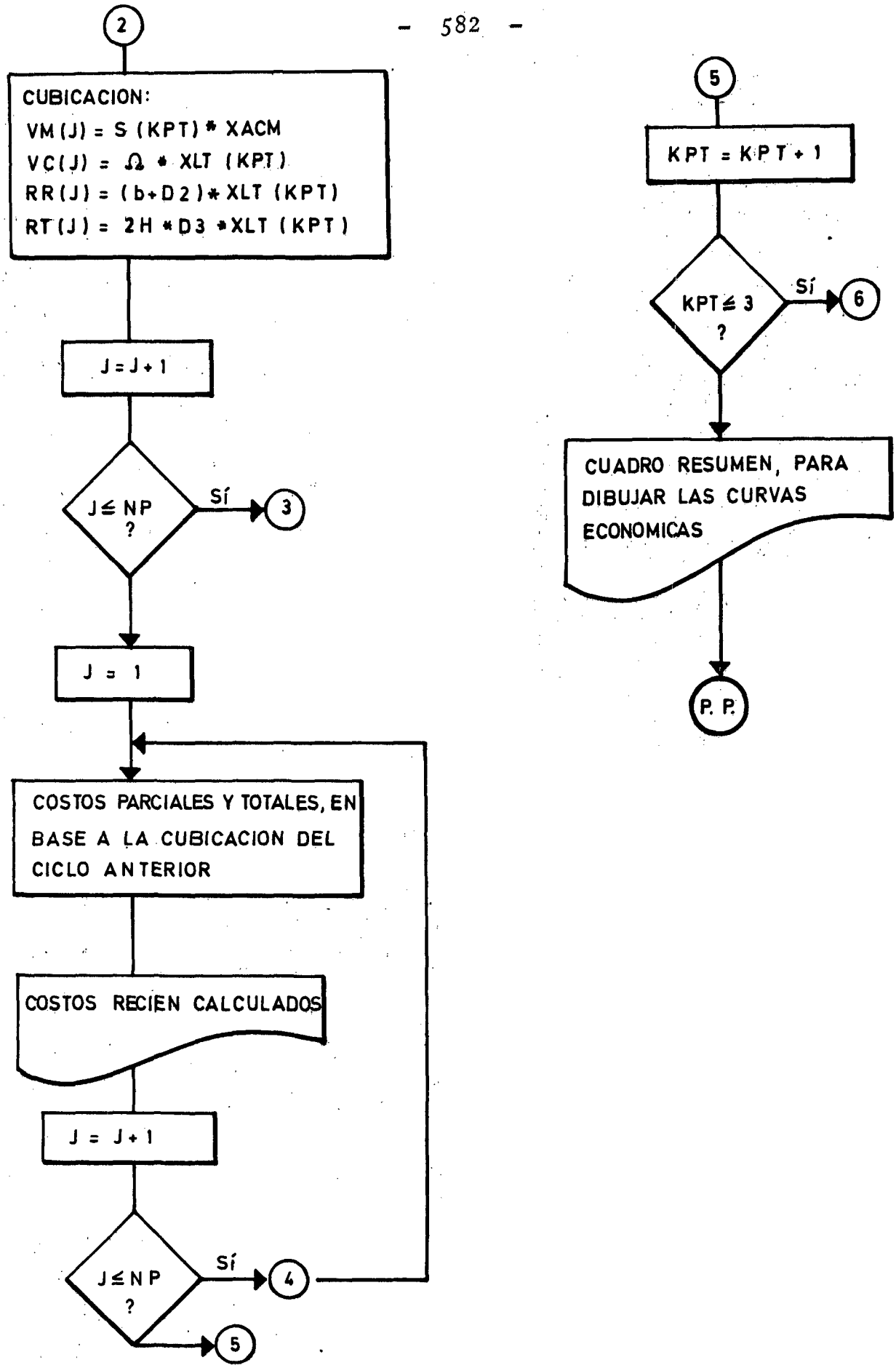
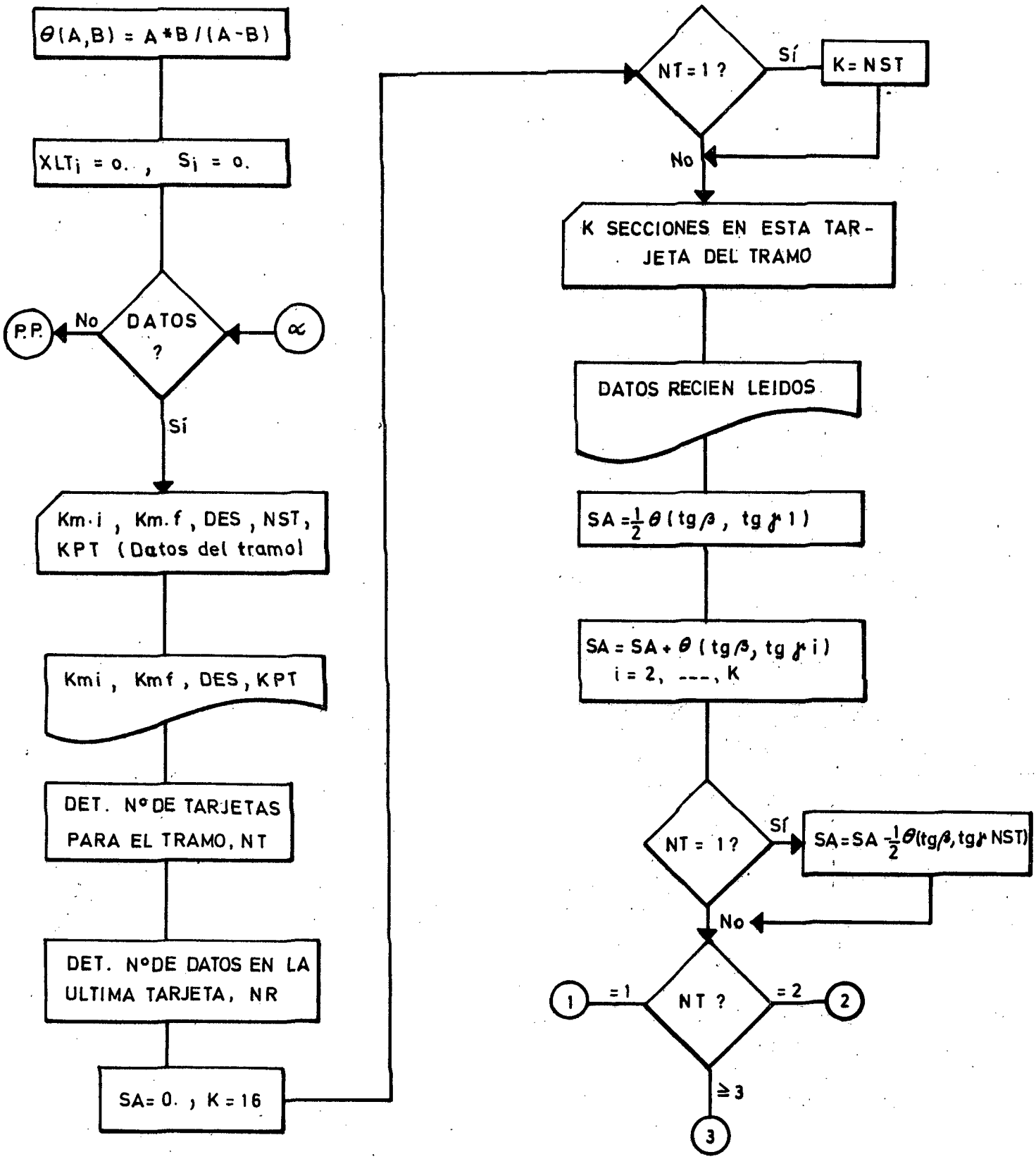
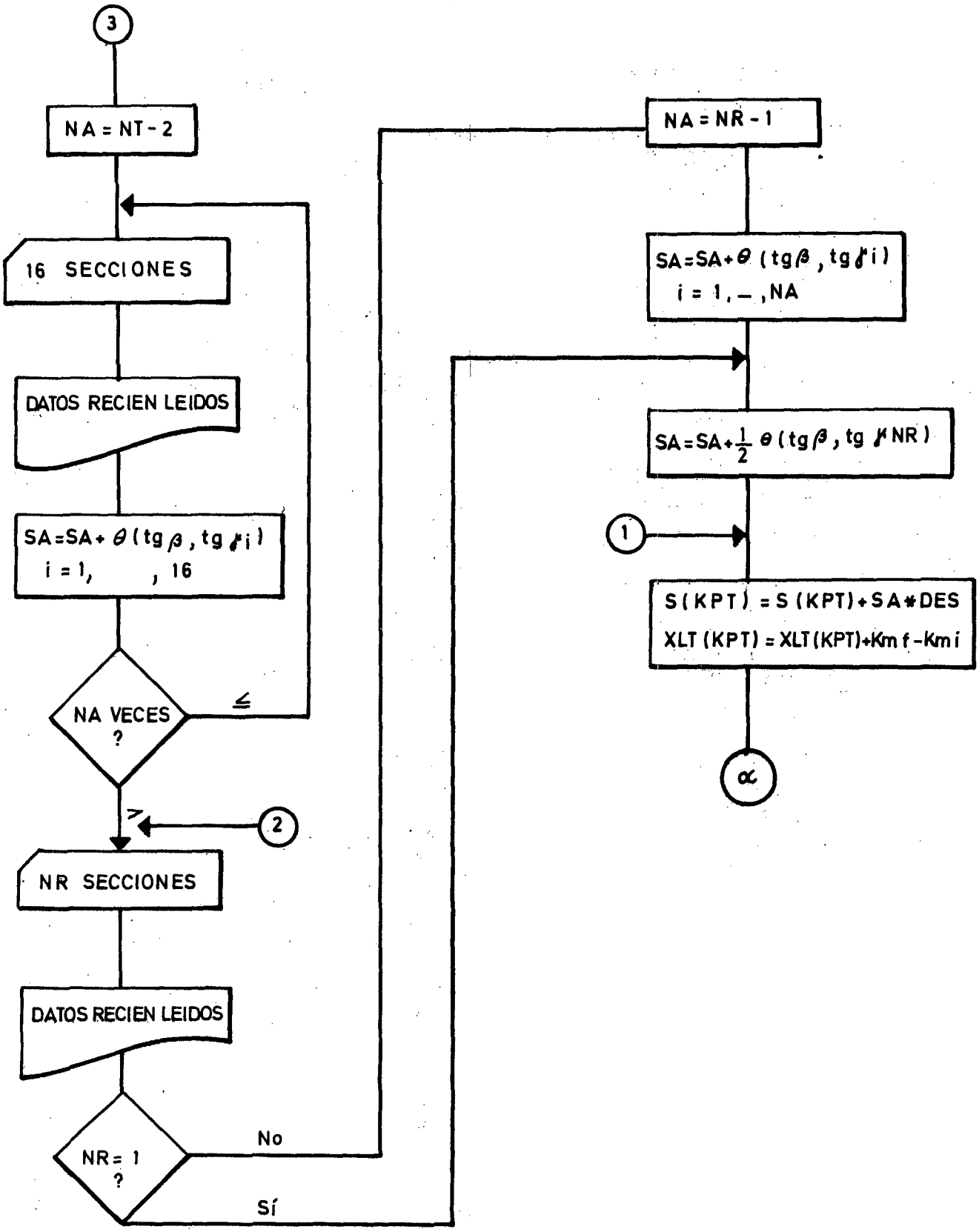

2
CUBICACION:
VM(J) = S(KPT) * XACM
VC(J) = Ω * XLT(KPT)
RR(J) = (b+D2) * XLT(KPT)
RT(J) = 2H * D3 * XLT(KPT)
J = J + 1
J ≤ NP ?
Sí
3
J = 1
COSTOS PARCIALES Y TOTALES, EN BASE A LA CUBICACION DEL CICLO ANTERIOR
COSTOS RECIEN CALCULADOS
J = J + 1
J ≤ NP ?
Sí
4
5
5
KPT = KPT + 1
KPT ≤ 3 ?
Sí
6
CUADRO RESUMEN, PARA DIBUJAR LAS CURVAS ECONOMICAS
P. P.

DIAGRAMA DE FLUJO DE LA SUBRUTINA MESA




3
NA = NT - 2
16 SECCIONES
DATOS RECIEN LEIDOS
SA=SA+θ (tgβ , tgγi)
i = 1, , 16
NA VECES ?
≤
>
2
NR SECCIONES
DATOS RECIEN LEIDOS
NR = 1 ?
No
Sí
NA = NR - 1
SA=SA+θ (tgβ , tgγi)
i = 1, _ , NA
SA=SA+½ θ (tgβ , tgγNR)
1
S(KPT) = S(KPT)+SA*DES
XLT(KPT) = XLT(KPT)+Kmf-Kmi
α

A P E N D I C E 2

CALCULO DE OBRAS EN ALTERNATIVA

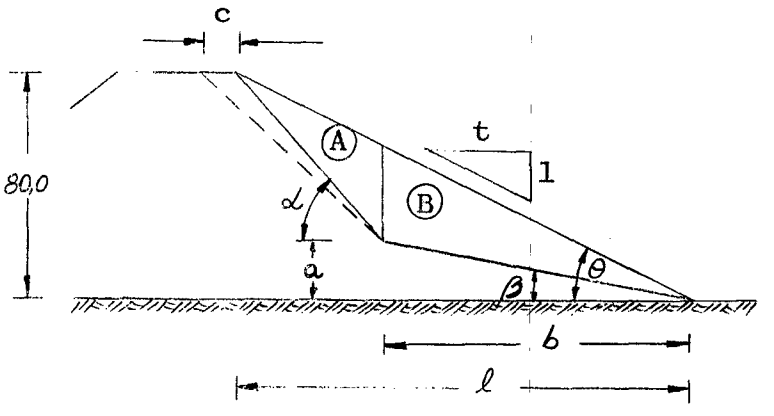
RIO CLARO EN ITAHUE

DISEÑO DE TALUDES EN ROCK-FILL CON PARAMENTO DE HORMIGON Y ROCK-FILL CON NUCLEO EN TRANQUE LITU

Se hará el cálculo de la estabilidad de los taludes en base al método desarrollado por S. Vega V. (*), implementado en un programa de computación.

Se presenta el cálculo para taludes 1.9/1 y 2.0/1 para el talud aguas arriba para la alternativa con núcleo, y taludes 1.5/1 y 1.6/1 en el talud aguas abajo, el que también es válido para aguas arriba para la alternativa con pantalla de hormigón, ya que en este caso, al no haber agua dentro del muro, las condiciones de diseño son análogas.

Las expresiones usadas en el cálculo de los valores que intervienen en las ecuaciones de estabilidad son:



$$1 = 80t$$

$$\theta = tg^{-1}\left(\frac{80}{1}\right)$$

$$\beta = tg^{-1}\left(\frac{a}{b}\right)$$

$$\alpha = tg^{-1}\left(\frac{80-a}{1+c-b}\right)$$

$$\text{Peso Cuña B} = (btg\theta - a)\, b\, \frac{\gamma}{2}$$

$$\text{Peso Cuña A} = (btg\theta - a)\,(1+c-b)\,\frac{\gamma}{2} + c(80-btg\theta)\,\frac{\gamma}{2}$$

(*) "Cálculo Analítico de los Coeficientes de Seguridad de Taludes en Muros de Escollera o Grava", S.Vega V. Revista Chilena de Ingeniería N° 371, 1977.

DATOS DE ENTRADA Y RESULTADOS DE DISTINTAS CONFIGURACIONES

ROCK -FILL SIN NUCLEO. TALUD = 1.6/1

γ = 1.8 T/m3 $\quad \phi_{A,B} = 42°$ $\quad 1_A = 0$ $\quad \eta = 0,20$ $\quad C = 0$

N°	b	a	$\theta°$	$\beta°$	$\alpha°$	Peso A	Peso B	FS S.T.	FS C.T.	OBS.
1	70	22	32.01	17.45	45.00	1.135.8	1.370.7	1.60	1.13	
2	70	27	32.01	21.09	42.42	874.8	1.055.7	1.54	1.07	
3	70	31	32.01	23.89	40.19	666.0	805.7	1.50	1.03	
4	70	35	32.01	26.57	37.81	457.2	551.7	1.47	1.00	(=0.998)
5	80	25	32.01	17.35	48.89	1.080.4	1.800.6	1.65	1.17	
6	80	30	32.01	20.56	46.17	864.4	1.440.6	1.58	1.10	
7	80	35	32.01	23.63	43.15	648.4	1.080.6	1.52	1.05	
8	80	40	32.01	26.57	39.81	432.4	720.6	1.48	1.00	(>1.00)
9	80	25	32.01	17.35	46.06	1.327.9	1.800.6	1.63	1.15	c=5 T/m2
10	95	30	32.01	17.53	56.58	872.8	2.512.5	1.73	1.21	
11	95	36	32.01	20.75	53.13	694.6	1.999.5	1.63	1.13	
12	95	42	32.01	23.85	49.03	516.4	1.486.5	1.55	1.07	
13	95	48	32.01	26.81	44.12	338.2	973.5	1.49	1.01	
14	95	36	32.01	20.75	49.18	892.6	1.999.5	1.61	1.12	c=5 T/m2
15	70	40	32.01	29.74	34.59	196.2	236.7	1.45	0.97	(*)

(*) Al aceptar corrimiento en el esquema 15, que es superficial, se reestudia el caso crítico 4, disminuyendo los pesos co - rrespondientes, y resulta un FS = 0.97 con temblor. Si se considera que disminuye el peso de la cuña activa, pero se mantiene el equivalente de la pasiva puesto que lo que se desliza desde arriba queda en la cuña de abajo (pasiva), los coeficientes de seguridad son: FS S.T. = 1.55; FS C.T. = 1.04 de modo que en realidad prácticamente mejora el esquema inicial. En consecuencia se puede aceptar el ca- so 15.

DATOS DE ENTRADA Y RESULTADOS DE DISTINTAS CONFIGURACIONES

ROCK-FILL SIN NUCLEO. TALUD = 1.5/1

γ = 1.8 T/m3 $\quad \phi_{A,B} = 42°$ $\quad l_A = 0$ $\quad \eta = 0{,}20$ $\quad C = 0$

N°	b	a	$\theta°$	$\beta°$	$\alpha°$	Peso A	Peso B	FS S.T.	FS C.T.	OBS.
1	70	27	33.69	21.09	46.67	885.0	1.239.0	1.49	1.05	
2	80	27	33.69	18.65	52.96	498.0	1.896.0	1.86	1.26	
3	90	27	33.69	16.70	60.45	891.0	2.673.0	1.72	1.22	
4	100	27	33.69	15.11	69.33	714.0	3.570.0	1.91	1.34	
5	80	20	33.69	14.04	56.31	1.200.0	2.400.0	1.73	1.24	
6	80	35	33.69	23.63	48.37	660.0	1.320.0	1.47	1.03	
7	90	30	33.69	18.43	59.04	810.0	2.430.0	1.66	1.17	
8	90	40	33.69	23.96	56.13	540.0	1.620.0	1.45	1.02	
9	90	45	33.69	26.57	49.40	405.0	1.215.0	1.43	0.99	
10	90	50	33.69	29.05	45.00	270.0	810.0	1.39	0.95	
11	70	35	33.69	26.57	41.99	525.0	735.0	1.40	0.97	
12	60	30	33.69	26.57	39.81	540.0	540.0	1.39	0.96	
13	60	35	33.69	30.26	36.87	270.0	270.0	1.36	0.92	

A medida que disminuye el espesor de cuñas, el equilibrio se asemeja al equilibrio de una cáscara del talud, en que

$$FS = \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\theta} = \frac{\operatorname{tg}\ 42°}{\operatorname{tg}\ 33.69°} = 1.35$$

En esas condiciones, un temblor de $\eta = 0.2$ produce desequilibrio.

Algunos de los casos que presentan FS $<$ 1 distan de poder ser considerados como cáscara de talud, por lo tanto se considera que este diseño falla bajo condición sísmica.

Se adopta como talud mínimo 1.6/1 (H/V).

VALORES DE C Y Tg ϕ EFECTIVOS PARA MATERIAL DE NUCLEO

(REF. USBR "Design of Small Dams")

De acuerdo con las características físicas de los análisis de pozos 19 a 23 de Litú (realizados por DICTUC), los suelos son SC, GC, CL, GC, CL y CL, además el fino es arcilla de baja plasticidad con mezclas variables de arena, gravilla y grava.

Para estas características, se han obtenido los valores medios recomendados por el USBR (Design of Small Dams), pues a nivel de diseño no se justifica el tiempo y costo de numerosos ensayos triaxiales para determinar las características medias según Tabla 6, Pág. 97 de la referencia.

Para CL, se obtienen las siguientes características medias:

Densidad máxima	= 108 pcf	= 1.72 T/m3
Humedad óptima	= 17.3 %	
Razón de poros	= 0,56	
Permeabilidad	= 0.08 fpy	
Compresibilidad a 50 psi	= 2.6 %	(50 psi = 35,2 T/m2)
Cohesión (Co)	= 12.6 psi	= 8.85 T/m2
Cohesión Saturada (Cs)	= 1.9 psi	= 1.33 T/m2
tg ϕ	= 0.54	(ϕ = 28,36°)

Co y tg ϕ corresponden a valores efectivos, para ser aplicados en la fórmula de Coulomb

$$S = c + (\sigma - u) \text{ tg } \phi$$

El valor Co se usará para la situación de fin de construcción. Deberá en este caso estimarse la presión de poros. Cs se usará para régimen y vaciamiento rápido, determinandose las presiones de poros u..

1.- Para fin de construcción se usará una presión de poros del orden del 35% de la correspondiente a peso propio.

2.- Densidad aparente $\gamma = 1.8$

3.- $\phi = 42°$

4.- Coeficientes de seguridad (según U.S. Army Corps of Engineers).

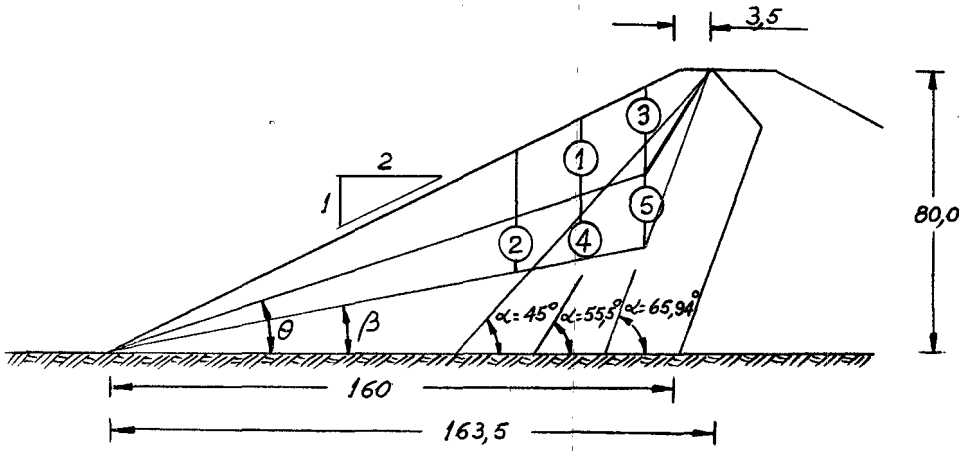
a) Término de Construcción = 1.4
b) Vaciamiento Rápido Total = 1.2
c) Situación Lleno, en Régimen = 1.5
d) Temblor 0,2 (Lleno) = 1.0
e) Vaciamiento Rápido Parcial = 1.3
f) Parcialmente Lleno con Temblor = 1.0

ANALISIS CON NUCLEO INCLUIDO, TALUD = 2.0/1

θ = 26.57°

ϕ_1 = 28.36°

ϕ = 42°



Los datos para el cálculo con los dos taludes son los siguientes (ver cuadro adjunto):

	b	a			L_A	TERM. CONSTR. C_o	Subp.M	VACIAM. RAP. C_s T/m2	Subp. T/m2	LLENO, REG. C_s	Subp.	LLENO, TEMB. C_s T/m2	Subp.	
1	120	40	18.43	45	50	8.85	-	1.33	-	1.33	-	1.33	-	TALUD 2/1
2	100	20		45	85	8.85	-	1.33	-	1.33	-	1.33	-	
3	140	45		55,5	45	8.85	35%	1.33	15	1.33	15	1.33	15	
4	120	25		55,5	75	8.85	35%	1.33	25	1.33	25	1.33	25	
5	140	29		65,94	60	8.85	35%	1.33	25	1.33	25	1.33	25	
1	117	42	19.75	45	53	8.85	-	1.33	-	1.33	-	1.33	-	TALUD 1.9/1
2	105	29	15.44	45	72	8.85	-	1.33	-	1.33	-	1.33	-	
3	129	36	15.44	53.13	50	8.85	35%	1.33	22	1.33	22	1.33	22	
4	129	46	19.75	45	44	8.85	35%	1.33	16	1.33	16	1.33	16	

1.- a) Término de Construcción:

Peso B = 2.160 T

A = A' = 783 + 63 = 846 T

L_A = 50 Co = 8.85 CS = 2.03

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 2.160 T

A = A' = 846 T

L_A = 50 Cs = 1.33 CS = 1.76

c) Lleno, Régimen:

Peso B = 960 T

A = A' = 376 T

L_A = 50 Cs = 1.33 CS = 1.82

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 960 T

A = A' = 376 T

L_A = 50 Cs = 1.33 CS = 1.24

e) Vaciamiento Rápido Parcial:

Peso B = 960 T

A = A' = 846 T CS = 1.42

f) Parcialmente Lleno, Temblor:

Peso B = 960 T

A = A' = 846 T CS = 1.05

2.- a) Término de Construcción:

Peso B = 2.700 T

A = A' = 1.715 + 95 = 1.810 T

L_A = 85 Co = 8.85 CS = 2.13

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 2.700 T

A = A' = 1.810 T

L_A = 85 Cs = 1.33 CS = 1.85

c) Lleno, Régimen:

Peso B = 1.200 T

A = A' = 804.5 T

L_A = 85 Cs = 1.33 CS = 1.91

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.200 T

A = A' = 804.5 T

L_A = 85 Cs = 1.33 CS = 1.34

e) Vaciamiento Rápido Parcial:

Peso B = 1.200 T

A = A' = 1.810 T CS = 1.41

f) Parcialmente Lleno, Temblor

Peso B = 1.200 T

A = A' = 1.810 T CS = 1.09

3.- a) Término de Construcción:

Peso B = 2.505 - 225 = 2.280 T

A = 594 T

A' = 560 x 0.65 = 386 T

L_A = 45 Co = 8.85 CS = 1.99

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 2.505 - 525 = 1.980 T

A = 594 T

A' = 594 - 15 x 40 ≈ 0 T

L_A = 45 Cs = 1.33 CS = 1.56

c) Lleno, en Régimen:

Peso $B = \frac{2.505}{1.8} \times 0.8 = 1.113$ T

A = A' = 264 T

L_A = 45 Cs = 1.33 CS = 1.86

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.113 T

A = A' = 264 T

L_A = 45 Cs = 1.33 CS = 1.28

e) Vaciamiento Rápido, Parcial:

Peso B = 1.113 T

A = 594 T

A' = 0 CS = 1.32

f) Parcialmente Lleno, Temblor:

Peso B = 1.113 T

A = 594 T

A' = 0 CS = 1.03

4.- a) Término de Construcción:

Peso B = 3.780 - 504 = 3.276 T

A = 1.433 T

A' = 1.433 x 0.65 = 931.6 T

L_A = 75 Co = 8.85 CS = 2.07

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 3.780 - 500 = 3.280 T

A = 1.433 T

A' = 1.433 - 60 x 25 ≈ 0 T

L_A = 75 Cs = 1.33 CS = 1.72

c) Lleno, en Régimen:

Peso $B = \frac{3.780}{1.8} \times 0.8 = 1.680$ T

$A = A' = \frac{1.433}{1.8} \times 0.8 = 637$ T

L_A = 75 Cs = 1.33 CS = 2,04

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.680 T

A = A' = 637 T

L_A = 75 Cs = 1.33 CS = 1.43

e) Vaciamiento Rápido Parcial:

Peso B = 1.680 T

A = 1.433 T A' = 0 T CS = 1.33

f) Parcialmente Lleno, Temblor:

Peso B = 1.680 T

A = 1.433 T A' = 0 T CS = 1.09

5.- a) Término de Construcción:

Peso B = 4.850 - 1.000 = 3.850 T

A = 1.880 T

A' = 1.880 x 0.65 = 1.170 T

L_A = 60 Co = 8.85 CS = 1.68

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 4.850 - 25 x 40 = 3.850 T

A = 1.880 T

A' = 1.880 - 60 x 25 = 380 T

L_A = 60 Cs = 1.33 CS = 1.52

c) Lleno, en Régimen:

Peso $B = \frac{4.850}{1.8} \times 0.8 = 2.155$ T,

$A = A' = \frac{1.880}{1.8} \times 0.8 = 836$ T

L_A = 60 Cs = 1.33 CS = 1.77

d) Lleno, con Temblor

Peso B = 2.155 T

A = A' = 836 T

L_A = 60 Cs = 1.33 CS = 1.32

e) Vaciamiento Rápido Parcial

Peso B = 2.155 T

A = 1.880 T A' = 380 T

L_A = 60 Cs = 1.33 CS = 1.24

f) Parcialmente Lleno, Temblor:

Peso B = 2.155 T

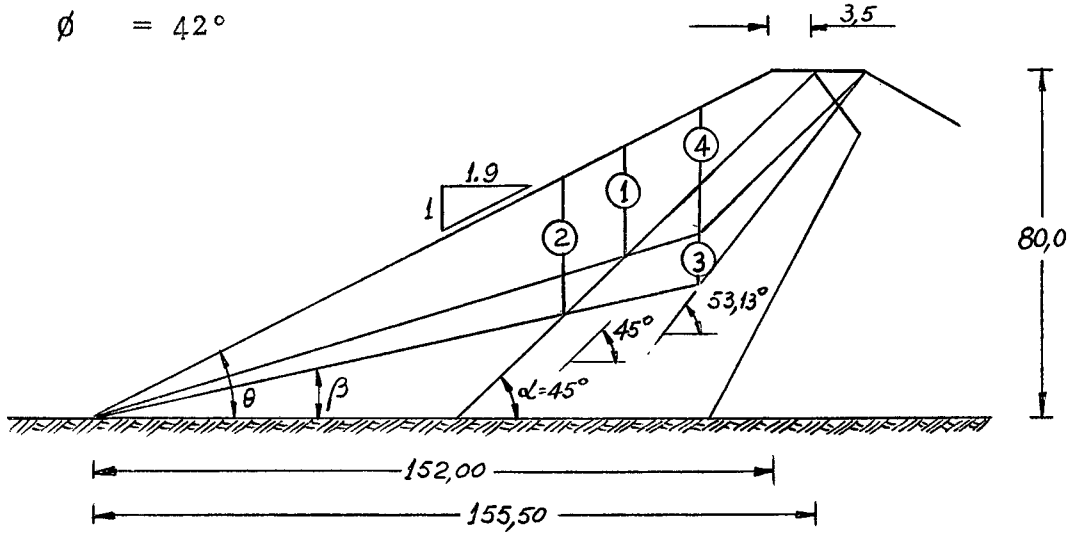
A = 1.880 T A' = 380 T CS = 1.05

ANALISIS CON NUCLEO INCLUIDO, TALUD 1.9/1

θ = 27.76°

ϕ_A = 28.36°

ϕ = 42°



1.- a) Término de Construcción:

Peso B = 2.062 T

A = A' = 736,4 T

Co = 8.85 T/m2 CS = 2.04

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 2.062 T

A = A' = 736,4 T

Cs = 1.33 CS = 1.74

c) Lleno, en Régimen:

Peso B = $\frac{2.062}{1.8}$ x 0.8 = 916.5 T

A = A' = $\frac{736.4}{1.8}$ x 0.8 = 327.3 T

Cs = 1.33 CS = 1.80

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 916.5 T

A = A' = 327.3 T

Cs = 1.33 CS = 1.22

e) Vaciamiento Rápido Parcial:(hasta cuña pasiva)

Peso B = 916.5 T

A = A' = 736.4 T

Cs = 1.33 CS = 1.42

f) Parcialmente Lleno, con Temblor:

Peso B = 916.5 T

A = A' = 736.4 T

Cs = 1.33 CS = 1.04

2.- a) Término de Construcción:

Peso B = 2.481.9 T

A = A' = 1.271.6 T

Co = 8.85 CS = 2.00

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 2.481.9 T

A = A' = 1.271.6 T

Cs = 1.33 CS = 1.78

c) Lleno, en Régimen:

Peso B = $\frac{2.481.9}{1.8}$ x 0.8 = 1.103 T

A = A' = 565 T

Cs = 1.33 CS = 1.83

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.103 T

A = A' = 565 T

Cs = 1.33 CS = 1.27

e) Vaciamiento Rápido Parcial:

Peso B = 1.103 T

A = A' = 1.271.6 T

Cs = 1.33 CS = 1.39

f) Parcialmente Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.103 T

A = A' = 1.271.6 T

Cs = 1.33 CS = 1.05

3.- a) Término de Construcción:

Peso B = 3.703 - 408 = 3.295 T

A = 1.056.2 T

A'= 1.056.2 x 0.65 = 686.5 T

Co = 8.85 CS = 2.01

b) Vaciamiento Rápido Total:

Peso B = 3.703 - 25 + 22 = 3.153 T

A = 1.056.2 T

A'= 1.056,2 - 50 x 22 = 0 T

Cs = 1.33 CS = 1.70

c) Lleno, en Régimen:

Peso B = $\frac{3.703}{1.8}$ x 0.8 = 1.645.8 T

A = A' = $\frac{1.056.2}{1.8}$ x 0.8 = 468.1 T

Cs = 1.33 CS = 1.99

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.645.8 T

A = A' = 468.1 T

Cs = 1.33 CS = 1.36

e) Vaciamiento Rápido Parcial:

Peso B = 1.645.8 T

A = 1.056.2 T

A'= 0 T

Cs = 1.33 CS = 1.35

f) Parcialmente Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.645.8 T

A = 1.056.2 T

A'= 0 T

Cs = 1.33 CS = 1.06

4.- a) Término de Construcción:

Peso B = 2.434 - 151 = 2.283 T

A = 1.039 T

A'= 1.039 x 0.65 = 675 T

Co = 8.85 CS = 1.73

b) Vaciamiento Rápido:

Peso B = 2.434 - 13 x 16 = 2.226 T

A = 1.039 T

A'= 1.039 - 16 x 40 = 399 T

Cs = 1.33 CS = 1.48

c) Lleno, en Régimen:

Peso $B = \frac{2.434}{1.8} \times 0.8 = 1.090$ T

$A = A' = \frac{1.039}{1.8} \times 0.8 = 461$ T

Cs = 1.33 CS = 1.69

d) Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.090 T

A = A' = 461 T

Cs = 1.33 CS = 1.17

e) Vaciamiento Rápido Parcial:

Peso B = 1.090 T

A = 1.039 T

A'= 399 T

Cs = 1.33 CS = 1.19 1.3

f) Parcialmente Lleno, con Temblor:

Peso B = 1.090 T

A = 1.039 T

A'= 399 T

Cs = 1.33 CS = 0.94 1.0

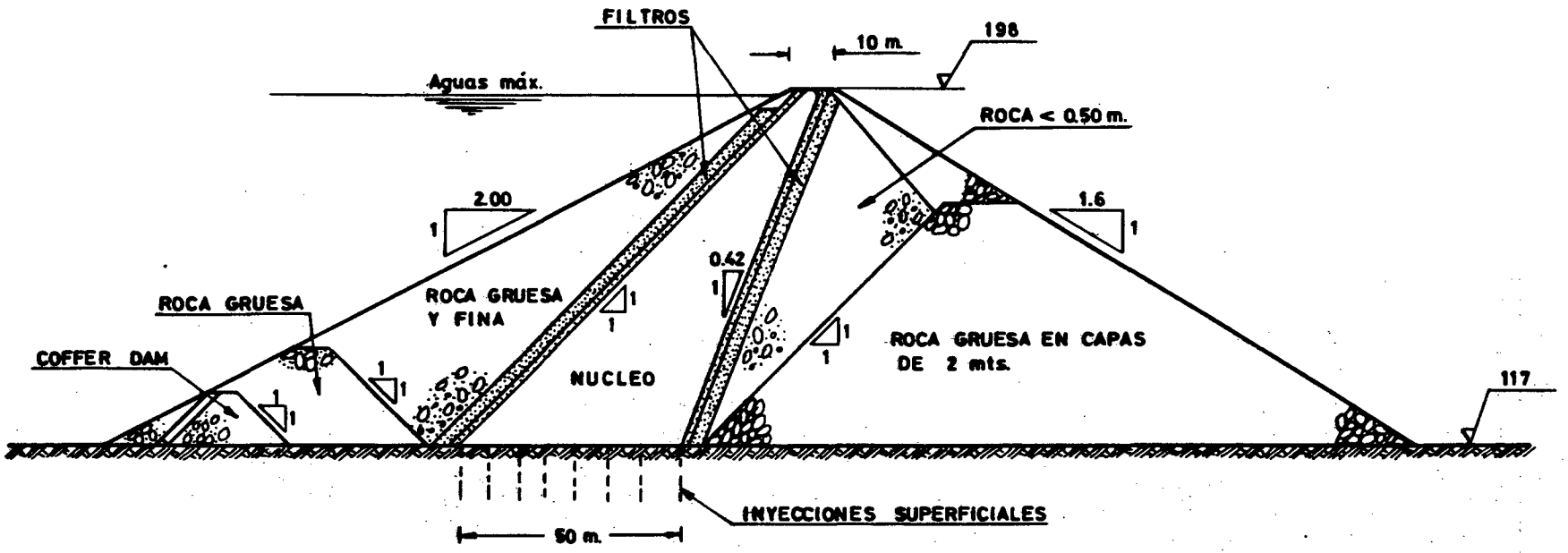
Este diseño presente coeficientes de seguridad menores que los indicados como admisibles, por lo tanto se considera que falla para las condiciones de vaciamiento rápido parcial y de sismo con el embalse parcialmente lleno.

Se adopta como talud mínimo 2.0/1 (H/V).

EMBALSE LITU

MURO TIPO (a)

Escala. 1:150



603

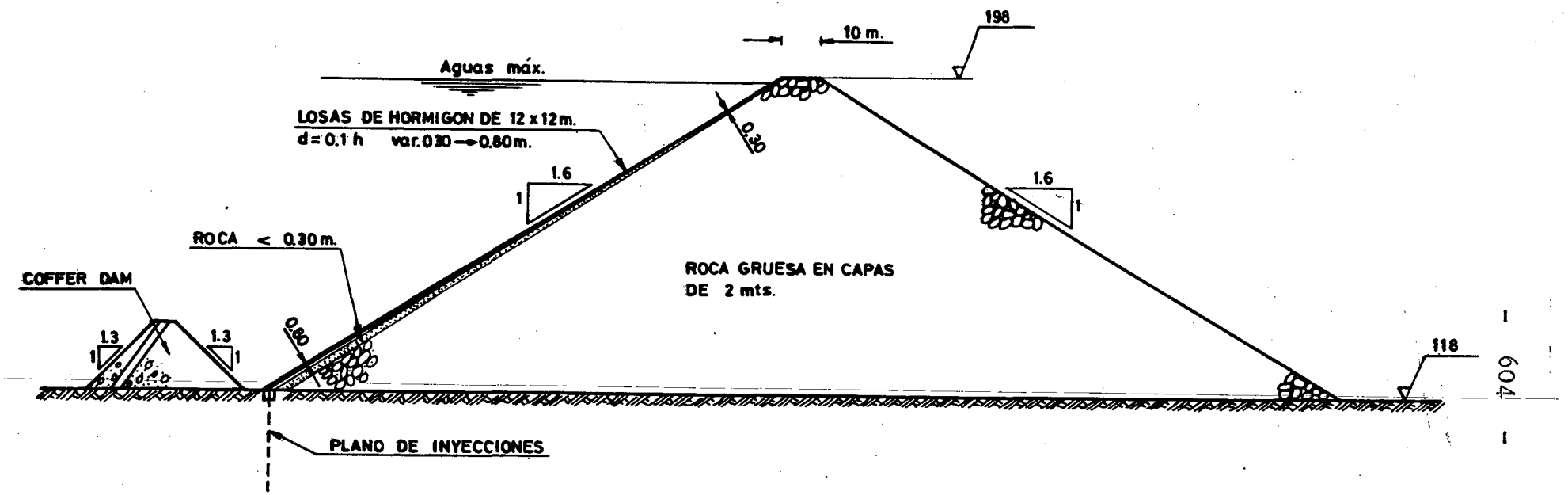
Cubicaciones (Vol. total muro : 1.402.961 m3)

Escarpes (1 m profundidad)	51.813 m3
Relleno núcleo	386.920 m3
Relleno filtros	153.263 m3
Roca gruesa y fina	177.081 m3
Roca < 0,5 m	176.623 m3
Roca gruesa	509.074 m3

EMBALSE LITU

MURO TIPO (b)

Escala 1:150



Detalles paramento hormigón: Armaduras en 2 sentidos. Cuantías 0,5 % en cada sentido.

Para d = 0,30 m : malla central

Para d > 0,30 m : 2 mallas

Las losas se apoyan en nervios armados, con espesores iguales al de la losa.

Cubicaciones:

Escarpes (1 m profundidad)	46.573 m3
Relleno roca muro	1.263.216 m3
Hormigón Total	13.688 m3
Armaduras	983 tons.
Vol. del Coffer-dam	26.092 m3

Cálculo analítico de los coeficientes en muros de escollera o grava

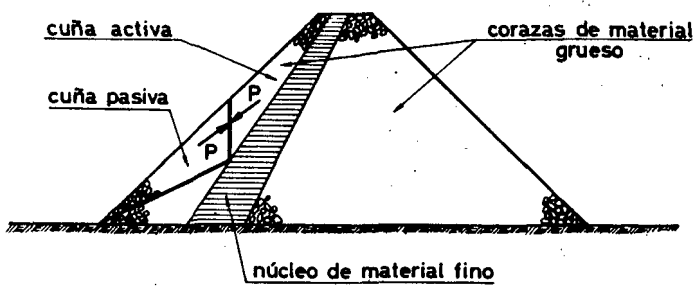
Se analizará el equilibrio de taludes en muros de material no cohesivo con o sin núcleo, apoyado en fundaciones de mayor o menor resistencia al esfuerzo de corte que el material constitutivo del muro.

Para dar mayor generalidad a las expresiones finales, se supone que los rellenos tienen núcleo eliminándose los términos correspondientes en caso de aplicarse a soluciones sin este elemento.

El procedimiento, como en todos los métodos de cálculo de coeficiente de seguridad será por tanteos, buscando el esquema de falla que produzca el menor coeficiente de seguridad. Los procedimientos habituales de cálculo son gráficos y se presentan en numerosas publicaciones técnicas, de las que se mencionan algunas de las más conocidas (1, 2, 3). El método analítico desarrollado a continuación tiene la ventaja de ser mucho más directo y de más sencilla aplicación que aquellos.

Si bien es cierto que hasta la fecha no existe ningún método enteramente satisfactorio para calcular los coeficientes de seguridad, especialmente al considerar efecto sísmico, para el caso de muros de escollera o grava aparece como particularmente adaptable y sencillo el método de las cuñas deslizantes, especialmente si el relleno tiene un núcleo inclinado de material fino en que el contacto del grueso y el fino crea un plano de menor resistencia al corte (4, 5).

Fig. 1



En lo que se sigue, se analizarán las dos situaciones básicas del problema general de la estabilidad de taludes, a saber:

I. Fundación con igual o mayor resistencia al esfuerzo de corte que el relleno del muro.

II. Fundaciones homogéneas o estratificadas con menor resistencia que el relleno del muro.

La primera situación permite utilizar un modelo de falla más sencillo que la segunda, ya que basta una cuña activa y una pasiva, sin incluir material de fundación.

I. MURO CON NUCLEO INCLINADO EN FUNDACION CON IGUAL O MAYOR RESISTENCIA AL ESFUERZO DE CORTE QUE EL RELLENO

A. Sin efecto sísmico

En el esquema siguiente se analiza el mecanismo de falla, y se calcula la condición de equilibrio, representada por el término S^*, valor de la resistencia al deslizamiento en la cuña activa que permite el desplazamiento potencial del sistema.

1. "Stability of Earth and Rock-fill Dams" - U.S. Army Corps of Engineers EM 1110-2-1902, 1970.
2. "Treatise on Dams" - Design Supplement Nº 2 - U.S. Bureau of Reclamation.
3. "Earth and Earth-Rock Dams" Sherard y otros - Wiley, 1967.
4. "Stability Analysis for a Sloping Core Embankment" - H.B. Seed y H.A. Sultan - ASCE Journal of S.M. & Foundations Division - Julio 1967.
5. "Stability of Sloping Core Earth Dams" id.

de seguridad

SOLANO VEGA VISCHI
Ingeniero Civil - U. de Chile
Socio Director de Hidrosolve
Ingenieros Consultores

Este valor S^* puede ser mayor, menor o igual que el que realmente corresponde al material en el plano de falla, que se designa S.

El equilibrio de las fuerzas exige tantear para cada modelo de falla un coeficiente de seguridad F tal que:

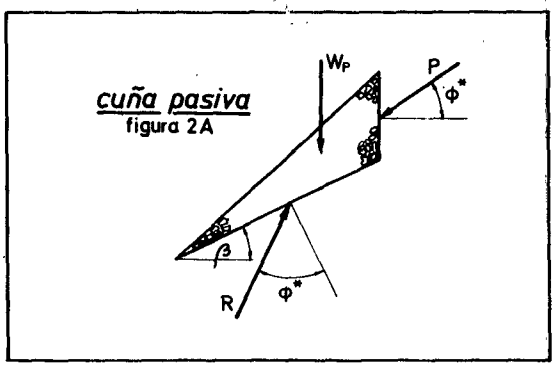
$$C^* = C/F \quad y \quad tg\,\phi^* = (tg\,\phi)/F$$

$$\therefore \quad \phi^* = arctg\,(tg\phi/F)$$

El término S se calculará de acuerdo a las condiciones reales del diseño y S^* es un valor teórico obtenido solamente por consideraciones de estática. Si el valor de tanteo de F es correcto, S^* tendrá el mismo valor de S. En lo que sigue, se hará referencia a figuras 1, 2 y 3 que describen el caso I.

Si bien es cierto que el plano de contacto del grueso de la coraza y el fino del núcleo es un plano que debe considerarse en un primer tanteo, no implica necesariamente que se produzca ahí el menor coeficiente de seguridad, y deberá, en consecuencia, ensayarse planos en cuña activa que estén fuera de ese contacto o incorporen un mayor volumen del núcleo. En la verificación del talud de aguas abajo, no existe a priori un plano preferente de deslizamiento, y se ensayarán diferentes alternativas hasta obtener el mínimo coeficiente de seguridad. Los valores finales obtenidos para ambos taludes indicarán lo adecuado o deficiente del diseño general de la sección transversal proyectada.

A.1 Equilibrio de la cuña pasiva (fig. 2.A)

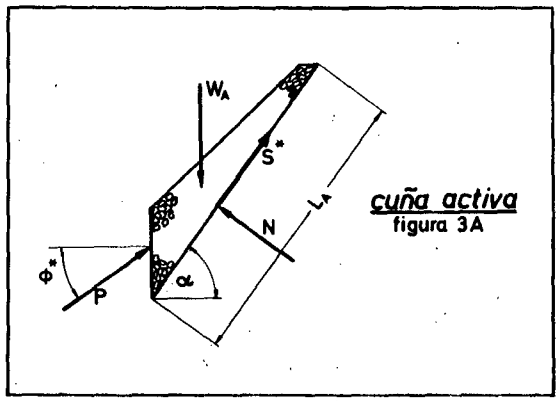


Se escribirán las ecuaciones de equilibrio para las fuerzas que actúan, obteniéndose el valor de P, en base a características físicas del material (tang. ϕ) y mecanismo de falla tanteado (β) y peso del elemento (W_p). Se acepta que el plano de separación entre cuñas es vertical, con un ángulo de fricción ϕ^*.

$$\Sigma V = 0) \quad W_p + P \operatorname{sen} \phi^* = R \cos(\phi^* - \beta)$$
$$\Sigma H = 0) \quad P \cos \phi^* = R \operatorname{sen}(\phi^* - \beta)$$
$$\therefore \quad P = \frac{W_p \operatorname{sen}(\phi^* - \beta)}{\cos(2\phi^* - \beta)} \qquad (1)$$

P es la resultante de los empujes pasivos que se generan en la cuña pasiva, como reacción a los empujes activos de la cuña activa.

A.2 Equilibrio de la cuña activa (fig. 3.A)



Las características del material del núcleo son ϕ_A y C_A, valores del ángulo de fricción y de cohesión para cada estado analizado (tranque vacío, con presión de poros debido a término de construcción, tranque lleno con presión de régimen, vaciamiento rápido, etc.).

$$\Sigma V = 0) \quad W_A = P \operatorname{sen} \phi^* + N \cos\alpha + S^* \operatorname{sen}\alpha$$
$$\Sigma H = 0) \quad P \cos \phi^* + S^* \cos\alpha = N \operatorname{sen}\alpha$$
$$\therefore \quad S^* = W_A \operatorname{sen}\alpha - p \cos(\phi^* - \alpha) \qquad (2)$$

en que en (2), P es la expresión dada en (1).

Calculo analítico de los coeficientes de seguridad en muros de escollera o grava

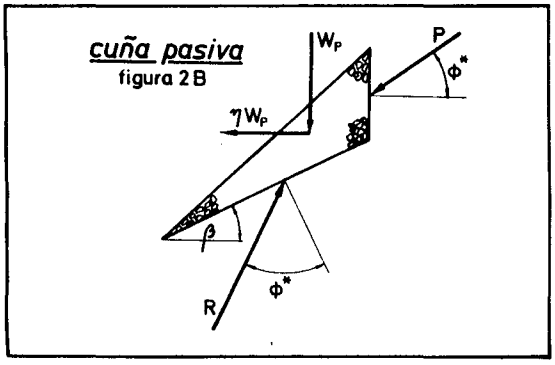
El valor de F es el adecuado en el proceso de tanteo si se comprueba que $S^* = S$.

El valor real del esfuerzo de corte en la cuña activa S vale:

$$S = W_A \cdot \cos\alpha \cdot \operatorname{tg} \phi_A^* + C_A^* \cdot L_A \qquad (3)$$

B. Con efecto sísmico (aceleración: η g)

B.1 Equilibrio de la cuña pasiva (fig. 2.B)

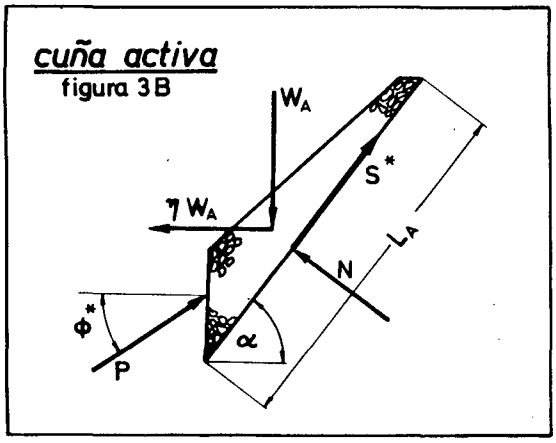


$$\Sigma V = 0) \quad W_P + P \operatorname{sen} \phi^* = R \cos(\phi^* - \beta)$$

$$\Sigma H = 0) \quad P \cos \phi^* + \eta W_P = R \operatorname{sen}(\phi^* - \beta)$$

$$\therefore P = \frac{W_P [\operatorname{sen}(\phi^* - \beta) - \eta \cos(\phi^* - \beta)]}{\cos(2\phi^* - \beta)} \qquad (1)$$

B.2 Equilibrio de la cuña activa (fig. 3.B)



$$\Sigma V = 0) \quad W_A = P \operatorname{sen} \phi^* + N \cos\alpha + S^* \cdot \operatorname{sen}\alpha$$

$$\Sigma H = 0) \quad P \cos \phi^* + S^* \cos\alpha = N \operatorname{sen}\alpha + \eta \cdot W_A$$

$$\therefore S^* = W_A [\operatorname{sen}\alpha + \eta \cdot \cos\alpha] - P \cos(\phi^* - \alpha) \qquad (2)$$

El valor de F tanteado es el correcto si se verifica $S^* = S$.

El valor real S del esfuerzo de corte, en la cuña activa es:

$$S = W_A (\cos\alpha - \eta \operatorname{sen}\alpha) \operatorname{tg} \phi_A^* + C_A^* \cdot L_A$$

II. MURO CON NUCLEO INCLINADO EN FUNDACION HOMOGENEA O ESTRATIFICADA CON MENOS RESISTENCIA AL ESFUERZO DE CORTE QUE EL MATERIAL DEL MURO

Se planteará el caso más general, en que a cierta profundidad de la fundación aparece un estrato particularmente débil. La descripción general de la sección transversal se muestra en figura 4. En el caso descrito, el plano de falla tratará de establecerse en el contacto de los materiales de coraza y núcleo, sin que eso signifique que no existan otros planos en que el coeficiente de seguridad sea menor. Las características físicas en el plano de falla en cuña activa son ϕ_A y C_A. Otro plano posible de falla tenderá a establecerse en el contacto con el estrato más débil de la fundación, con características ϕ_M, C_M.

Finalmente, para completar el modelo de colapso habrá en la fundación un plano de falla correspondiente a la ruptura por resistencia pasiva.

El ángulo Θ tendrá un valor de $[\,45^o - \phi/2\,]$ de acuerdo a la teoría clásica de ruptura en estado pasivo. Se dividirá el sistema en 2 cuñas, que se designan como activa y pasiva ((A) y (P), respectivamente) y un prisma central de transferencia de fuerzas.

Igual que en el caso más simple con 2 cuñas, se estudiará el equilibrio para el caso potencial que el mecanismo anterior se produzca, determinando qué resistencia al esfuerzo de corte debería haber en la cuña activa para que eso ocurriera, y poder verificar si el coeficiente de seguridad F tanteado es el correcto.

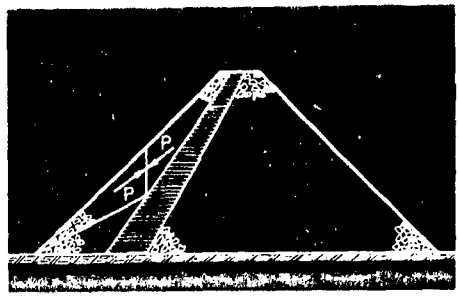
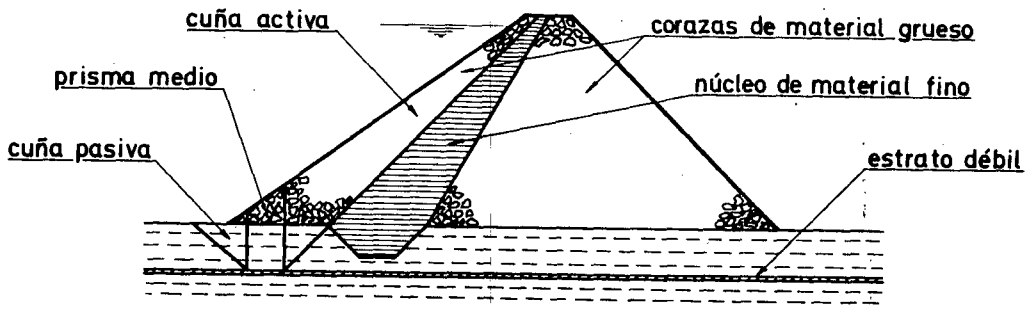


figura 4



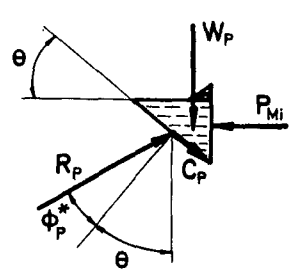
Se estudiará el equilibrio en cada uno de los tres elementos del mecanismo, comenzando por el último elemento, es decir, el pasivo. Este último elemento, puede o no contener parte del relleno del muro, según la conformación ensayada. Se supone el caso general que contiene algo de ese relleno.

Se analizará primero el mecanismo de equilibrio sin sismo y posteriormente con este efecto.

A. Sin efecto sísmico

A.1 Equilibrio de la cuña pasiva (fig. 5.A)

cuña pasiva
figura 5A



Se acepta que el empuje que transmite el prisma medio es horizontal, lo cual es conservativo. Si se considerara una inclinación con $\Theta = \Theta_p$ por ejemplo, el equilibrio de esta cuña exigiría valores de P_{Mi} mayores.

Igual que en el caso precedente, los valores con asterisco corresponden a los valores de cálculo afectados por el coeficiente de seguridad F.

Escribiendo las ecuaciones de equilibrio se tiene:

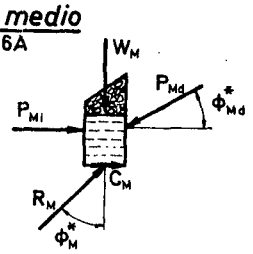
$$\Sigma V = 0) \; W_p + C_p \operatorname{sen}(45^o - \phi_p^*/2) = R_p \cos(45^o + \phi_p^*/2)$$

$$\Sigma H = 0) \; R_p \operatorname{sen}(45^o + \phi_p^*/2) + C_p \cos(45^o - \phi_p^*/2) = P_{Mi}$$

$$\frac{W_p \operatorname{sen}(45^o + \phi_p^*/2) + C_p \cos \phi_p^*}{\cos(45^o + \phi_p^*/2)} = P_{Mi} \qquad (1)$$

A.2 Equilibrio del prisma medio (fig. 6.A)

prisma medio
figura 6A



Calculo analítico de los coeficientes de seguridad en muros de escollera o grava

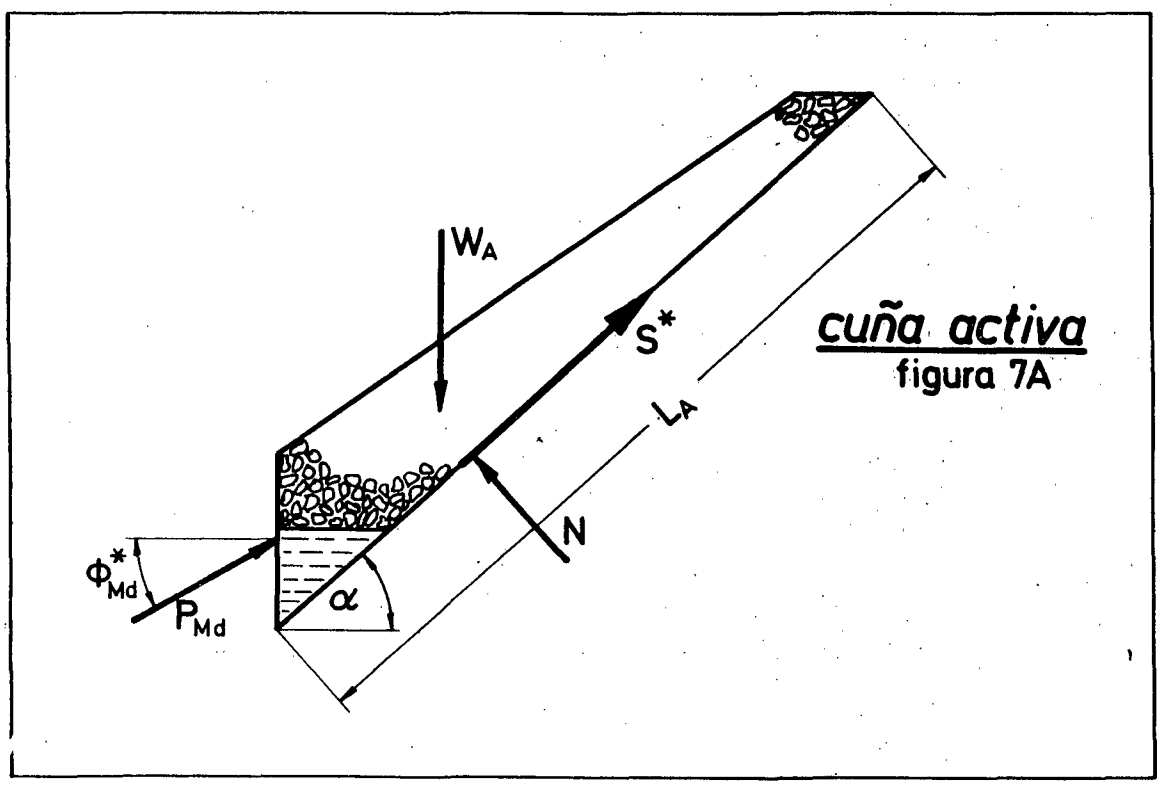
Escribiendo las ecuaciones de equilibrio:

$$\Sigma H = 0) \quad P_{Mi} + C_M + R_M \operatorname{sen} \phi^*_M = P_{Md} \cos \phi^*_{Md}$$

$$\Sigma V = 0) \quad W_M + P_{Md} \operatorname{sen} \phi^*_{Md} = R_M \cos \phi^*_M$$

$$P_{Md} = \frac{(C_M + P_{Mi}) \cos \phi^*_M + W_M \operatorname{sen} \phi^*_M}{\cos (\phi^*_M + \phi^*_{Md})} \qquad (2)$$

A.3 Equilibrio de la cuña activa (fig. 7.A)



Como se ha dicho, S^* sería la resistencia al esfuerzo de corte que al considerar un coeficiente de seguridad F, deja justamene el sistema en equilibrio.

$$S = W_A \cos\alpha \cdot \operatorname{tg} \phi^*_A + C^*_A \cdot L_A$$

$$\Sigma H = 0) \quad P_{Md} \cos \phi^*_{Md} + S^* \cos\alpha = N \operatorname{sen}\alpha$$

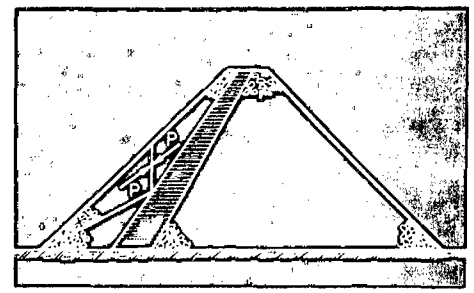
$$\Sigma V = 0) \quad W_A = P_{Md} \operatorname{sen} \phi^*_{Md} + N \cos\alpha + S^* \cdot \operatorname{sen}\alpha$$

$$S^* = W_A \operatorname{sen}\alpha - P_{Md} \cos (\alpha - \phi^*_{Md}) \qquad (3)$$

En expresión (3) hay que calcular P_{Md} de fórmula (2) lo que implica a su vez calcular P_{Mi} según fórmula (1).

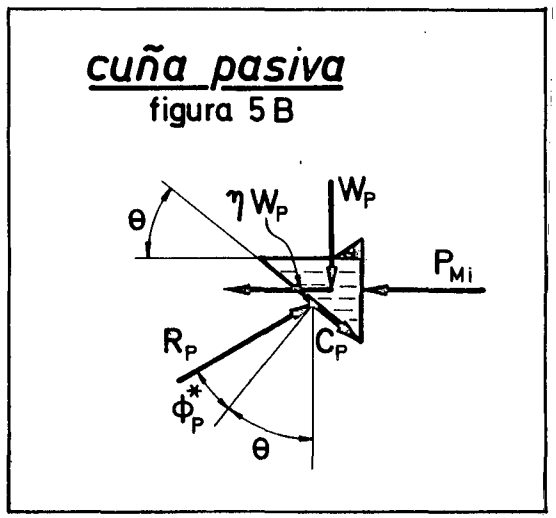
Si el F tanteado es el correcto se debe verificar que $S^* = S$.

En S, L_A es la longitud del plano de deslizamiento de la cuña activa. Si este plano cortara más de un tipo de material, deberá calcularse un ϕ_A representativo y un C_A ponderado.



B. Con efecto sísmico (aceleración: η g)

B.2 Equilibrio del prisma medio (fig. 5.B)

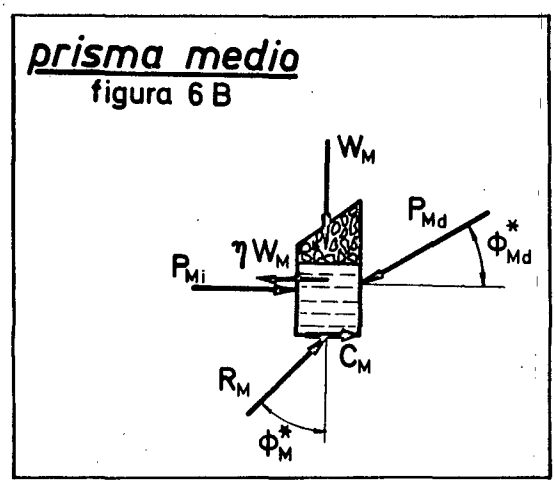


$$\Sigma V)\ W_p + C_p^* \operatorname{sen}(45^o - \phi_{p/2}^*) = R_p \cos(45^o + \phi_{p/2}^*)$$

$$\Sigma H)\ R_p \operatorname{sen}(45^o + \phi_{p/2}^*) + C_p^* \cos(45^o - \phi_{p/2}^*) = \eta \cdot W_p + P_{Mi}$$

$$P_{Mi} = \frac{W_p\,[\operatorname{sen}(45^o + \phi_{p/2}^*) - \eta \cos(45^o + \phi_{p/2}^*)] + C_p^* \cos \phi_p^*}{\cos(45^o + \phi_{p/2}^*)}$$

B.2 Equilibrio del prisma medio (fig. 6.B)

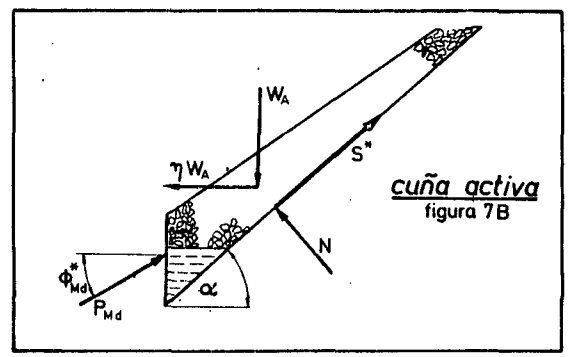


$$\Sigma V = O)\ W_M + P_{Md} \text{ en } \phi_{Md}^* = R_M \cos \phi_M^*$$

$$\Sigma H = O)\ P_{Mi} + R_M \operatorname{sen} \phi_M^* + C_M^* = \cdot W_M + P_{Md} \cos \phi_{Md}^*$$

$$P_{Md} = \frac{W_M\,(\operatorname{sen} \phi_M^* - \eta \cdot \cos \phi_M^*) + (P_{Mi} + C_M^*) \cos \phi_M^*}{\cos(\phi_{Md}^* + \phi_M^*)}$$

B.3 Equilibrio de la cuña activa (fig. 7.B)



$$V = O)\ P_{Md} \operatorname{sen} \phi_{Md}^* + S^* \operatorname{sen} \alpha + N \cos \alpha = W_A$$

$$H = O)\ P_{Md} \cos \phi_{Md}^* + S^* \cos \alpha = N \operatorname{sen} \alpha + \eta \cdot W_A$$

$$S^* = W_A\,(\operatorname{sen} \alpha + \eta \cos \alpha) - P_{Md} \cos(\alpha - \phi_{Md}^*) \quad (3)$$

El valor real de S, resistencia al esfuerzo de corte será:

$$S = W_A\,(\cos \alpha + \eta \operatorname{sen} \alpha)\ \operatorname{tg} \phi_A^* + C_A^* \cdot L_A$$

En la expresión de S, L_A es la longitud del plano de deslizamiento en la cuña activa. ϕ_A y C_A son los valores representativos del material en plano de falla, y si estos cortan diferentes materiales, deberá calcularse un valor ponderado.

En expresión (3) P_{Md} se obtiene de ecuación (2), lo que implica a su vez calcular ecuación (1).

Cuando los planos de deslizamiento cortan materiales finos, deberá obviamente tenerse en cuenta las presiones de poros correspondientes a los estados de carga analizados (fin de construcción, lleno, vaciamiento rápido, etc.). La excepción es la fuerza correspondiente a sismo, en que el coeficiente η se aplica sobre la carga real W.

DEPARTAMENTO DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS Y TECNOLOGICAS
SECCION MECANICA DE SUELOS

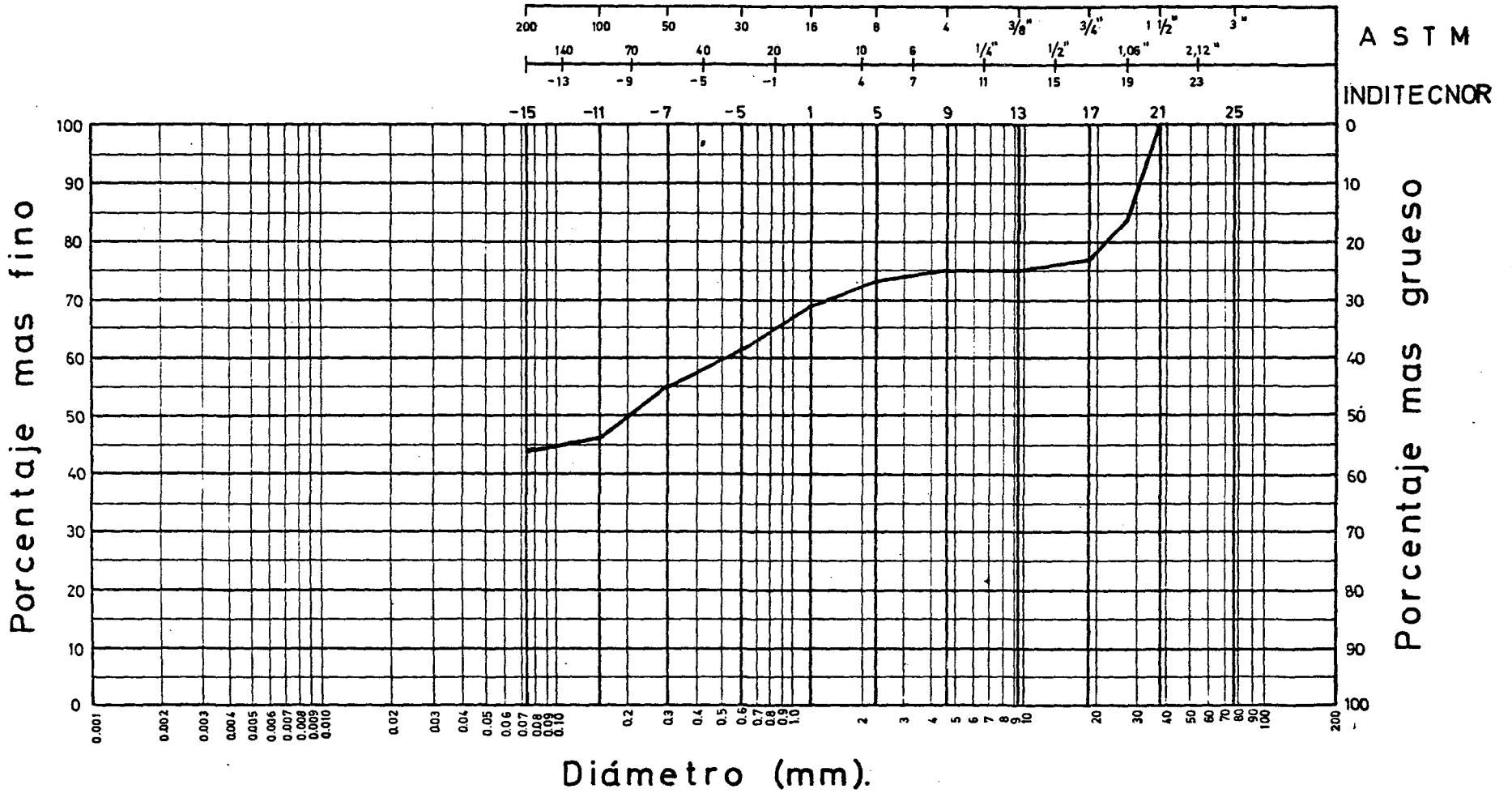
Proyecto Nª

OBRA EMBALSE LITU UBICACION SOLICITANTE HIDROSOLVE

Pozo/Sondaje Nª		19	20	21	22	25	23
Muestra Nª		1	2	3	4	5	6
Profundidad (m)							
Granulometría (% que pasa)	3"						
	2 1/2"						
	2"		100		100		
	1 1/2"	100	63		82		
	1"	84	41		57		
	3/4"	77	41		54		
	3/8"	75	40		52		100
	4	75	39		47	100	97
	8	73	37	100	44	98	93
	16	69	34	99	41	95	88
	30	62	31	97	39	91	82
	50	55	28	91	36	86	73
	100	47	25	82	33	79	65
	200	44	23	76	31	73	60
L.L.		28,2	32,4	32,7	26,9	33,6	27,8
L.P.		18,5	16,7	19,9	18,6	20,5	18,4
I.P.		9,7	15,7	12,8	8,3	13,1	9,4
U.S.C.S.							
w (%)							
Gs		2,60		2,55		2,58	2,57
γ (Kg/lt)							
γd (Kg/lt)							
qu nat. (Kg/cm2)							
ε (%)							
v (%)							
qu rem. (Kg/cm2)							
ε (%)							
w (%)							
Clasificación Standard		SC	GC	CL	GC	CL	CL
γmáx. (Kg/lt)							
γmín. (Kg/lt)							

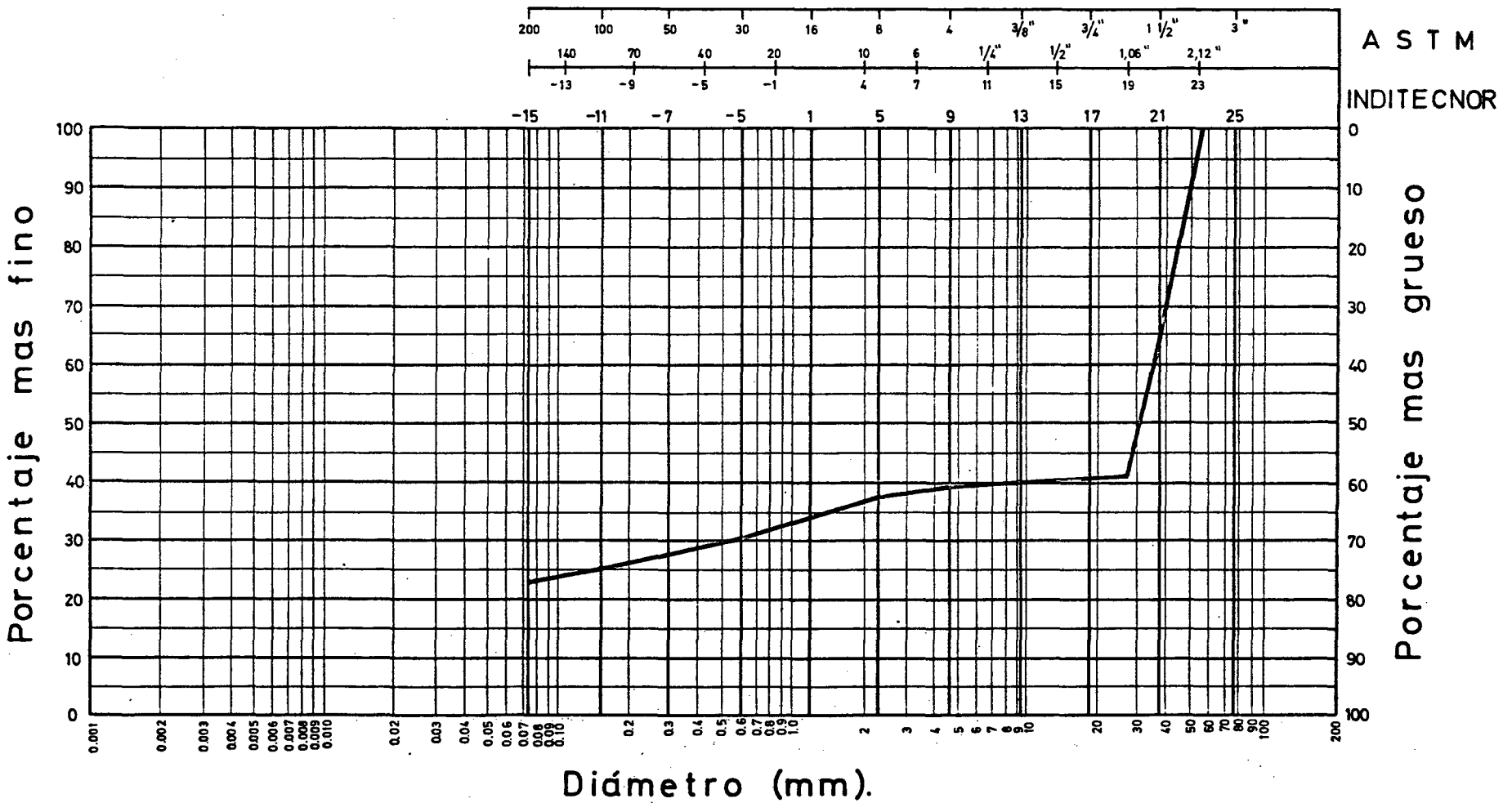
CURVA GRANULOMETRICA

Muestra 1 Pozo 19



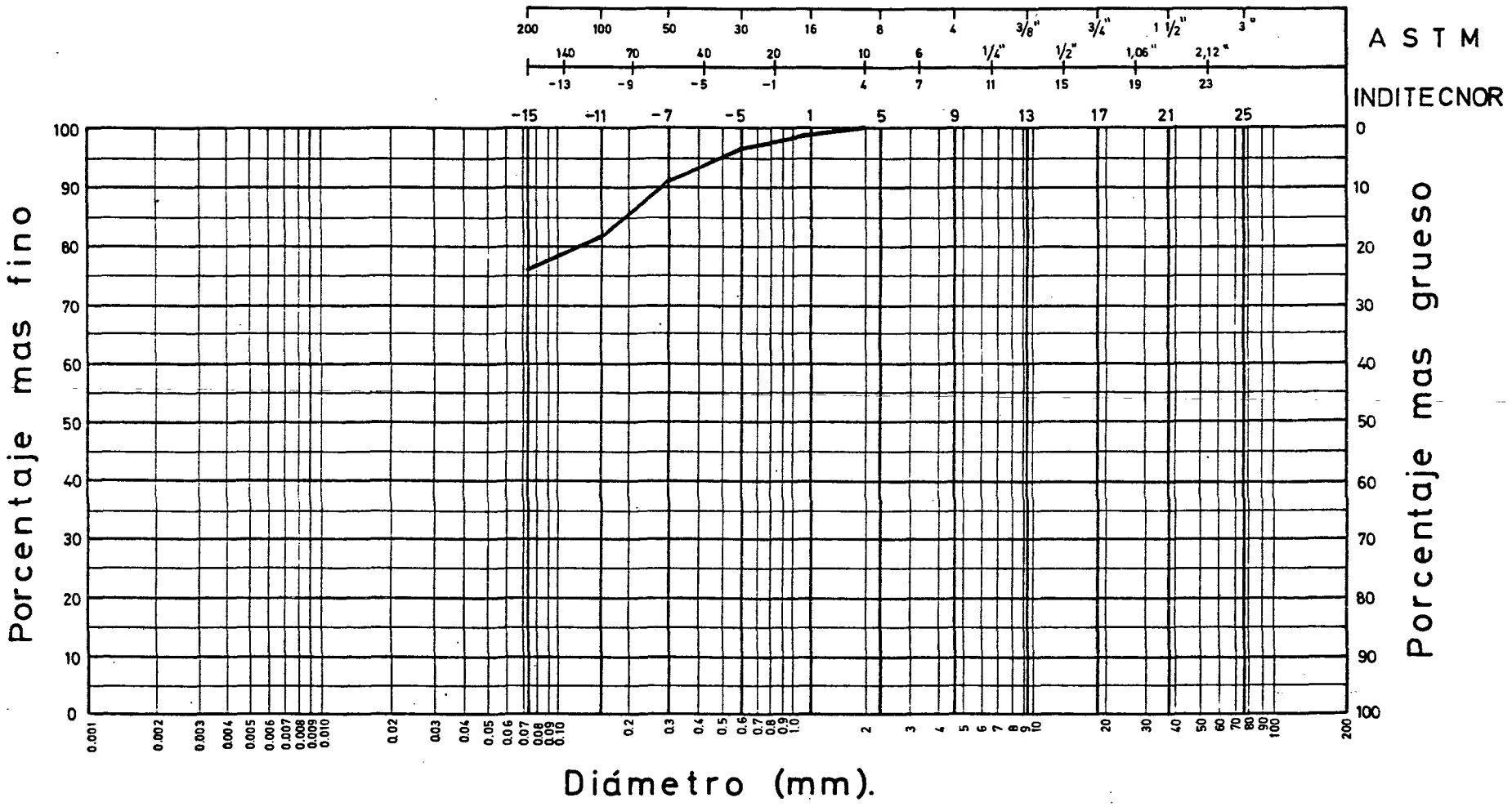
CURVA GRANULOMETRICA

Muestra 2 Pozo 20



CURVA GRANULOMETRICA

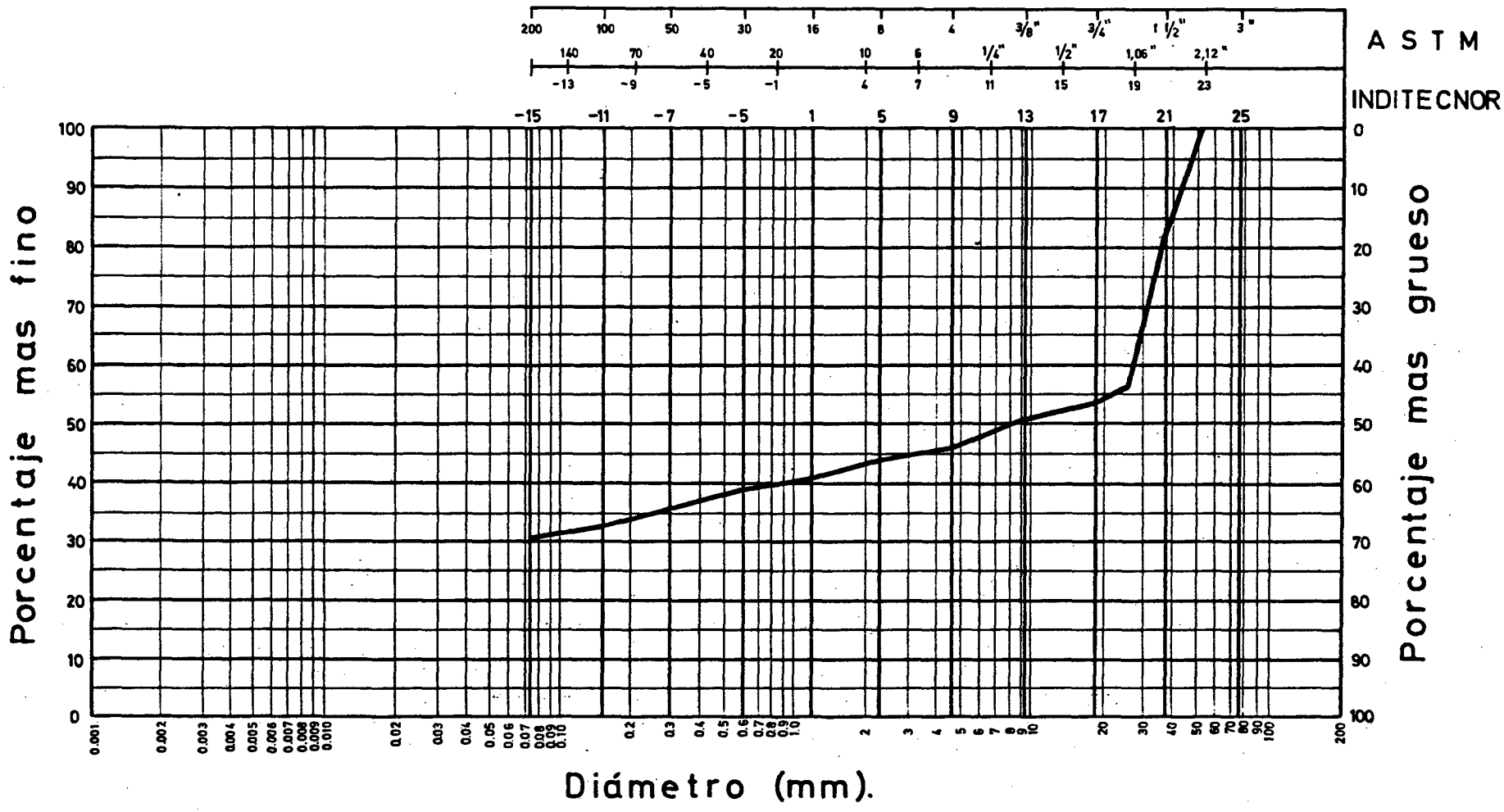
Muestra 3 Pozo 21



614

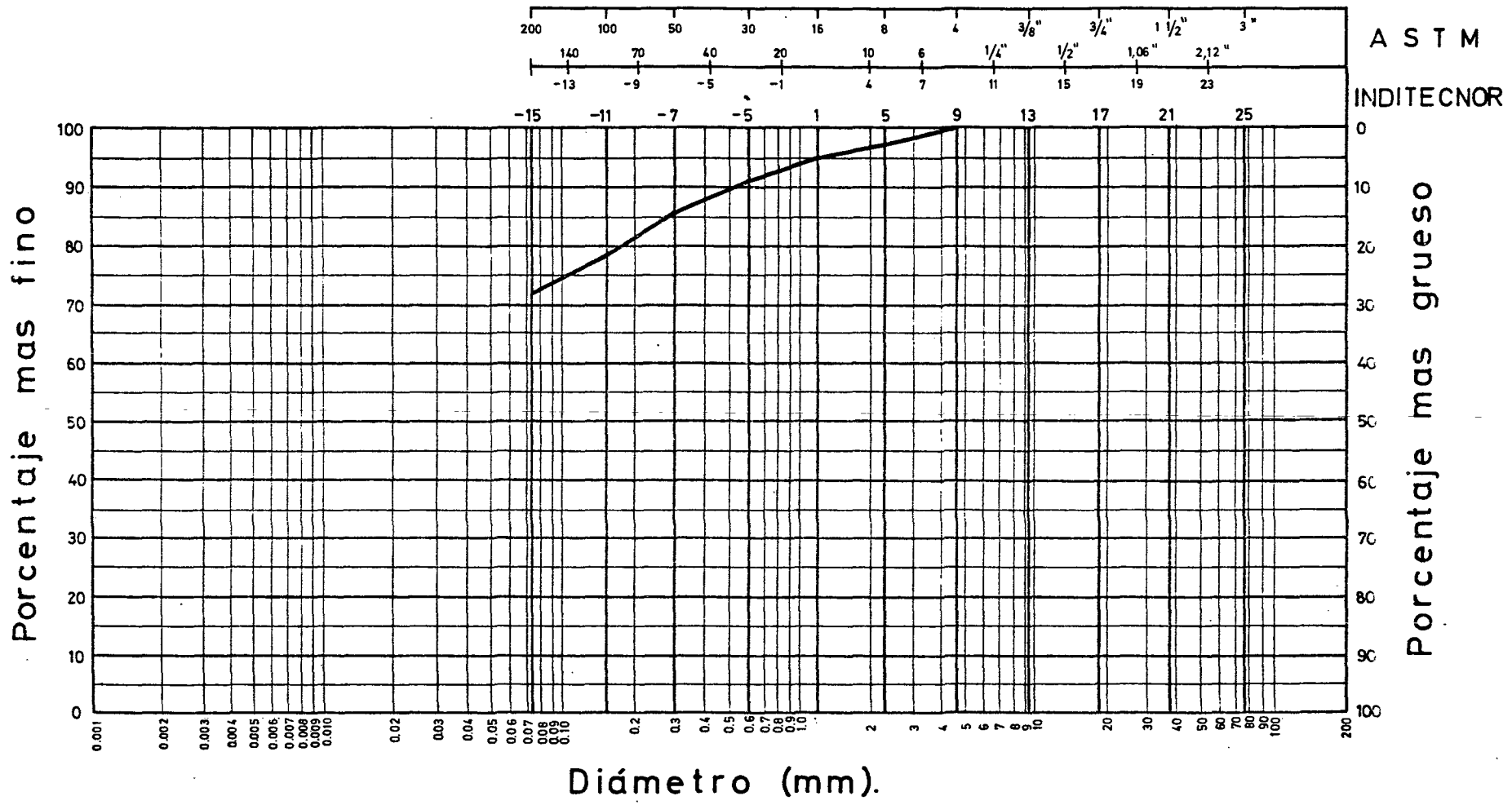
CURVA GRANULOMETRICA

Muestra 4 Pozo 22



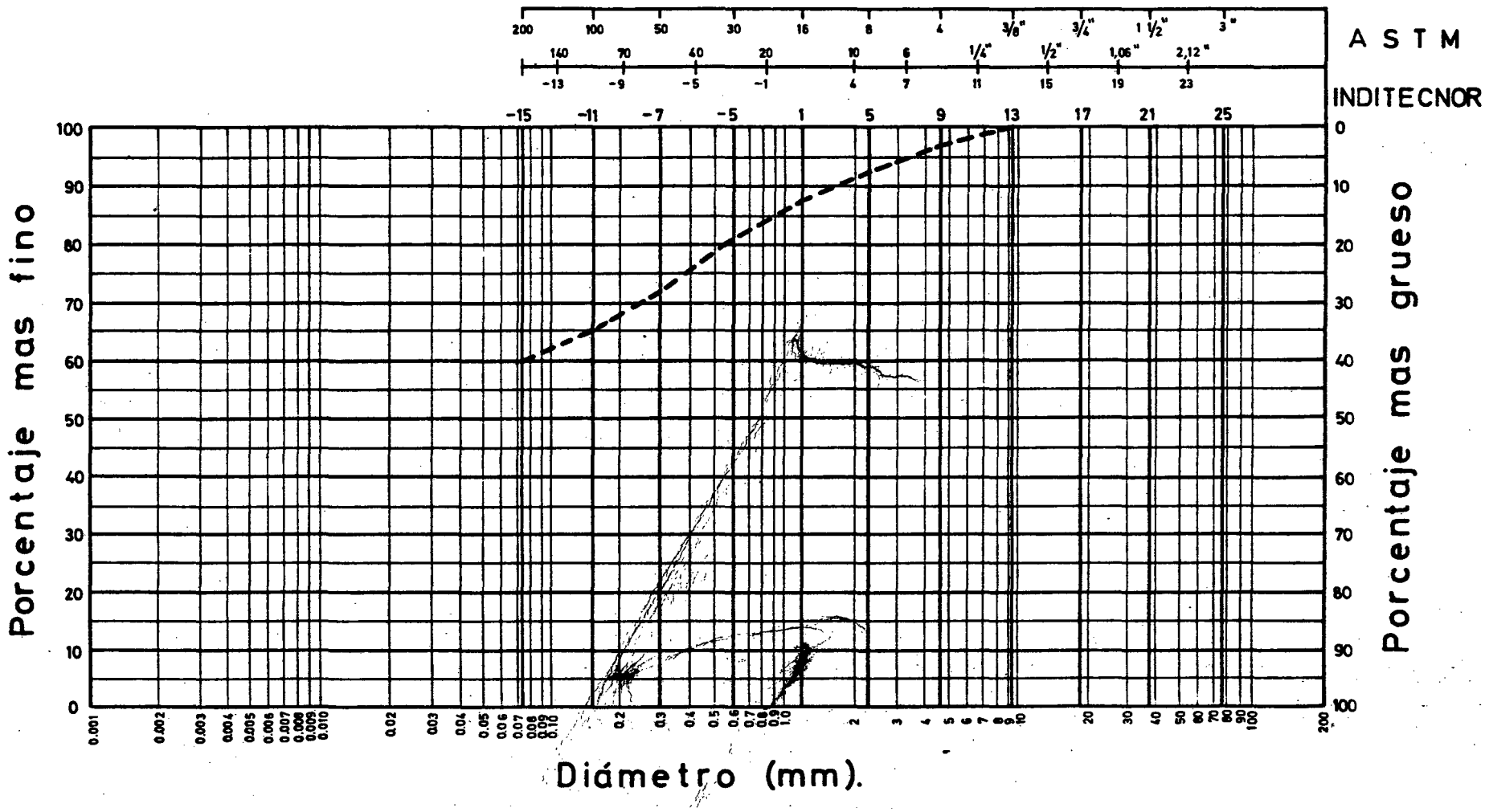
CURVA GRANULOMETRICA

Muestra 5 Pozo 25



CURVA GRANULOMETRICA

Muestra 6 Pozo 23



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
SECCION DE INGENIERIA GEOTECNICA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Nº _____

LIMITES DE ATTERBERG

Obra _____ Solicitante _____

Ubicación _____ Pozo 19 Sondaje _____ Cápsula N° _____

Muestra Nº 1 Profundidad (m) _____ Fecha 12-10-11

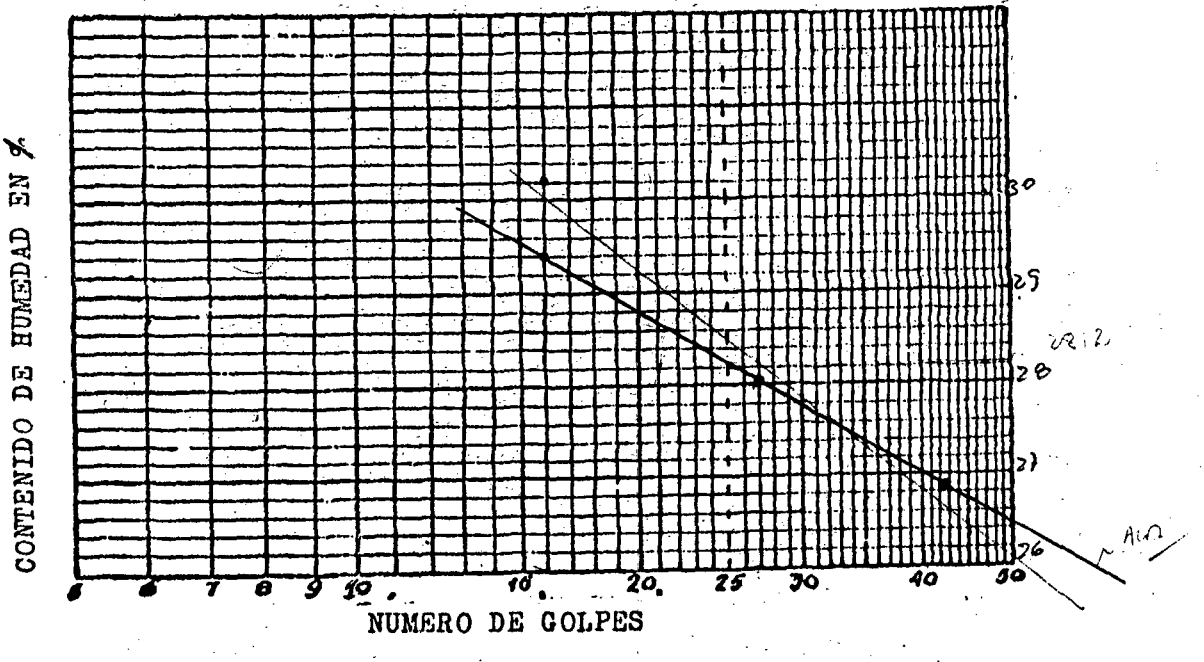
Operador Ouvf Calculó Ouvf Revisó AGL

Frasco N°		50	30	91		39	38	
peso en gramos	Fras.+suelo húmedo	24.630	26.320	27.694		22.220	23.146	A
	Fras.+ suelo seco	23.598	25.158	26.268		21.862	22.627	B
	Frasco	19.757	21.014	21.424		19.891	19.854	C
	Agua	1.032	1.162	1.426		0.358	0.519	A - B
	Suelo seco	3.841	4.144	4.844		1.971	2.773	B - C
Humedad en %		26.9	28.0	29.4		18.2	18.7	$\frac{A-B}{B-C}$ 100
Nº de golpes		42	27	16		L-P	L-P	

Límite líquido 28.2 %

Límite plástico 18.5 %

Indice de plasticidad 9,7 %



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
SECCION DE INGENIERIA GEOTECNICA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Nº _____

LIMITES DE ATTERBERG

Obra _____ Solicitante _____

Ubicación _____ Pozo 20 Sondaje _____ Cápsula N° _____

Muestra Nº 2 Profundidad (m) _____ Fecha 11-1-1[illegible]

Operador [illegible] Calculó [illegible] Revisó [illegible]

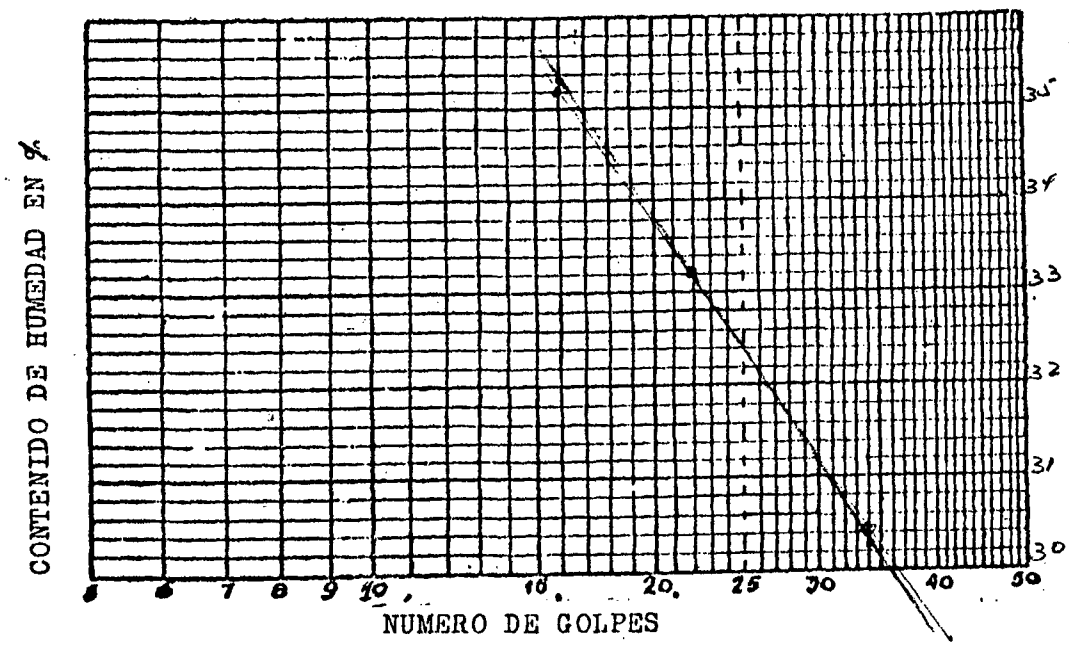
Frasco N°		55	63	56		45	57	
peso en gramos	Fras.+suelo húmedo	27.390	28.120	25.630		25.150	18.610	A
	Fras.+ suelo seco	26.080	26.360	24.300		24.770	18.194	B
	Frasco	21.757	21.057	20.527		22.504	15.675	C
	Agua	1.310	1.760	1.330		0.380	0.416	A - B
	Suelo seco	4.323	5.303	3.773		2.266	2.519	B - C
umedad en %		30.3	33.2	35.3		16.8	16.5	$\frac{A-B}{B-C}$ 100
° de golpes		34	22	16		L-P	L-P	

(C.L)

Límite líquido 32.4 %

Límite plástico 16,7 %

Indice de plasticidad 15,7 %



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
SECCION DE INGENIERIA GEOTECNICA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Nº _____

LIMITES DE ATTERBERG

Obra _____ Solicitante _____

Ubicación _____ Pozo 21 Sondaje _____ Cápsula N° _____

Muestra Nº 3 Profundidad (m) _____ Fecha 12-10-11

Operador Quezada Calculó Quezada Revisó A.R.

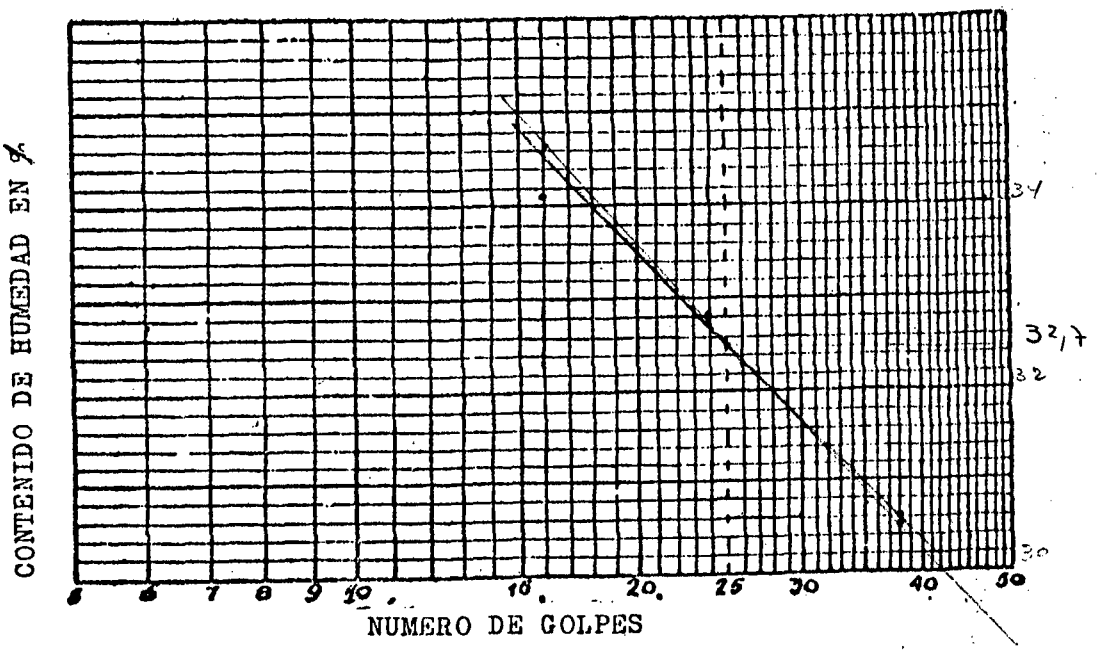
Frasco N°		34	42	48		13	27	
peso en gramos	Fras.+suelo húmedo	25.245	26.705	27.315		26.815	22.210	A
	Fras.+ suelo seco	24.000	25.140	25.622		26.462	21.875	B
	Frasco	19.930	20.367	20.652		24.678	20.200	C
	Agua	1.245	1.565	1.693		0.353	0.335	A - B
	Suelo seco	4.070	4.773	4.970		1.784	1.675	B - C
umedad en %		30.6	32.8	34.1		19.8	20,9	$\frac{A-B}{B-C}$ 100
° de golpes		38	24	16		L-P	L-P.	

(0.4)

Límite líquido 32.7 %

Límite plástico 19,9 %

Indice de plasticidad 12,8 %



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
SECCION DE INGENIERIA GEOTECNICA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Nº _____

LIMITES DE ATTERBERG

Obra _____ Solicitante _____

Ubicación _____ Pozo 22 Sondaje _____ Cápsula N° _____

Muestra Nº 4 Profundidad (m) _____ Fecha 13-10-71

Operador Omar Calculó Omar Revisó ALR

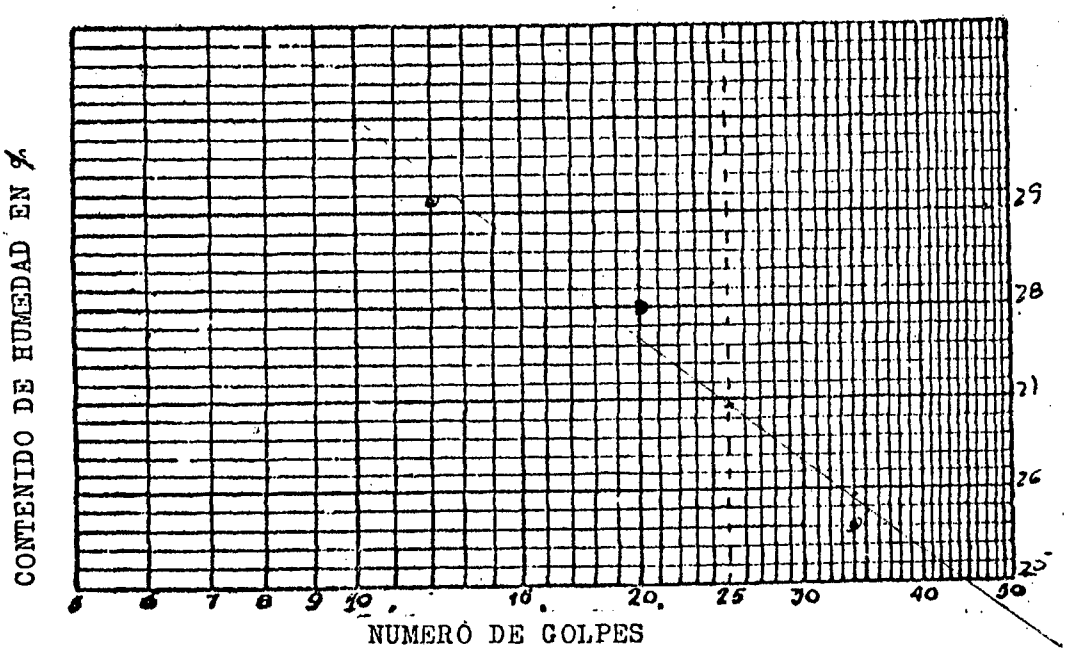
Frasco N°		85	36	10		87	41	
peso en gramos	Fras.+suelo húmedo	21.742	21.336	26.930		25.042	26.247	A
	Fras.+ suelo seco	19.960	26.250	25.356		24.492	25.770	B
	Frasco	15.349	22.377	19.941		21.569	23.190	C
	Agua	1.182	1.086	1.574		0.550	0.477	A - B
	Suelo seco	4.611	3.873	5.415		2.923	2.580	B - C
Humedad en %		25.6 ✓	28.0 ✓	29.1		18.8 ✓	18.5 ✓	$\frac{A-B}{B-C}$ 100
N° de golpes		34	20	12		L.P	L.P	

O-C

Límite líquido 26.9 ✓ %

Límite plástico 18.6 ✓ %

Indice de plasticidad 8.3 ✓ %



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
SECCION DE INGENIERIA GEOTECNICA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Nº _____

LIMITES DE ATTERBERG

Obra _____ Solicitante _____

Ubicación _____ Pozo 25 Sondaje _____ Cápsula N° _____

Muestra Nº 5 Profundidad (m) _____ Fecha 12-10-71

Operador Ovando Calculó Ovando Revisó Acuña

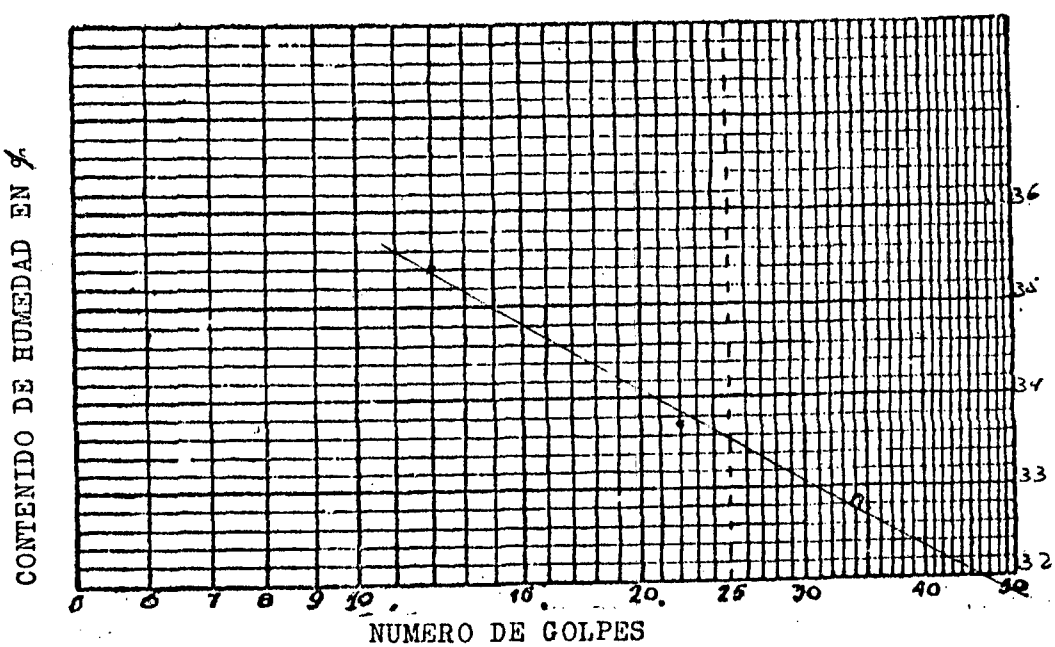
Frasco N°		23	11	68		24	59	
peso en gramos	Fras.+suelo húmedo	27.509	27.581	27.670		22.842	18.294	A
	Fras.+ suelo seco	26.035	25.930	25.840		22.540	17.930	B
	Frasco	21.552	21.023	20.761		21.029	16.177	C
	Agua	1.469	1.651	1.830		0.302	0.364	A - B
	Suelo seco	4.483	4.907	5.079		1.511	1.753	B - C
umedad en %		32.8	33.7	35.4		20.2	20.8	$\frac{A-B}{B-C}$ 100
° de golpes		34	22	12		L.P	L.P	

(O.L)

Límite líquido 33,6 %

Límite plástico 20.5 %

Indice de plasticidad 13,1 %



UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE
SECCION DE INGENIERIA GEOTECNICA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

Nº _____

LIMITES DE ATTERBERG

Obra _____ Solicitante _____

Ubicación _____ Pozo 23 Sondaje _____ Cápsula N° _____

Muestra Nº 6 Profundidad (m) _____ Fecha 11-1-71

Operador Orozco Calculó Orozco Revisó Ale

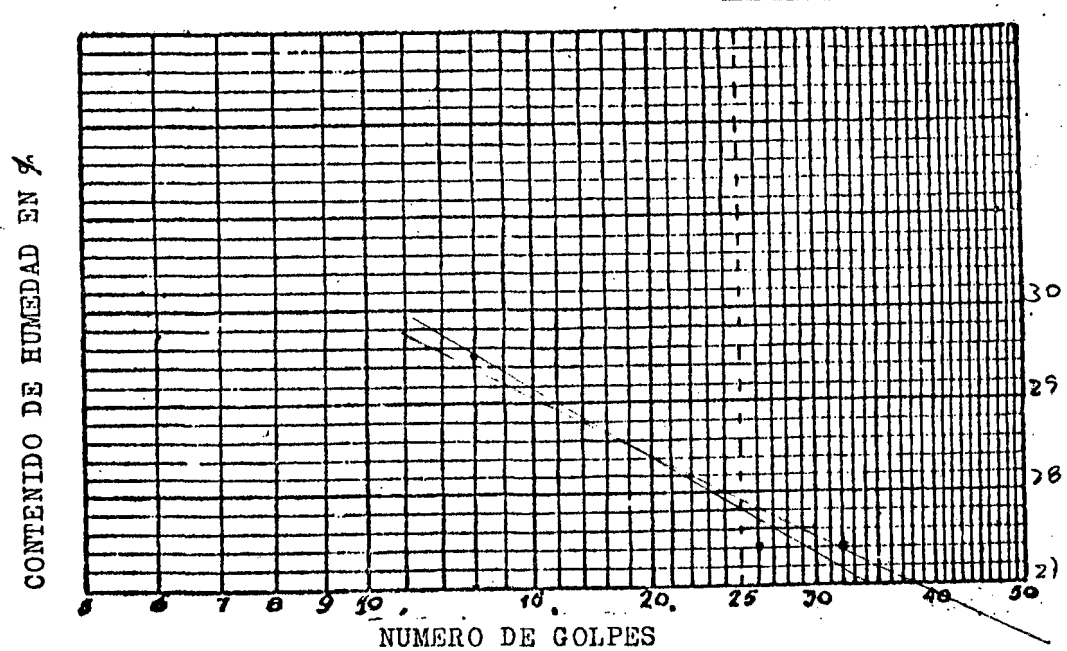
Frasco N°		73	17	76		28	49	
peso en gramos	Fras.+suelo húmedo	21.700	26.190	26.550		19.080	24.600	A
	Fras.+ suelo seco	20.360	24.390	24.985		18.655	24.085	B
	Frasco	15.460	20.189	19.672		16.250	21.330	C
	Agua	1.340	1.290	1.565		0.435	0.515	A - B
	Suelo seco	4.900	4.701	5.313		2.405	2.755	B - C
Humedad en %		27.4	27.4	29.5		18.1	18.7	$\frac{A-B}{B-C}$ 100
Nº de golpes		32	26	13		L-P	L-P	

O.C

Límite líquido 21.8 %

Límite plástico 18.4 %

Indice de plasticidad 3.4 %

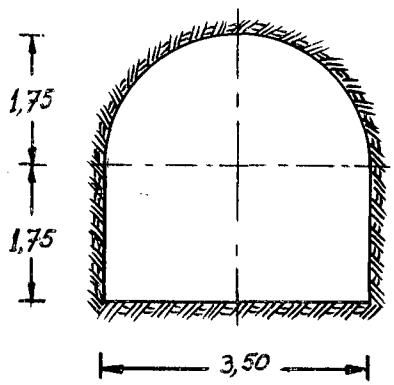


OBRAS COMPLEMENTARIAS DE EMBALSE LITU

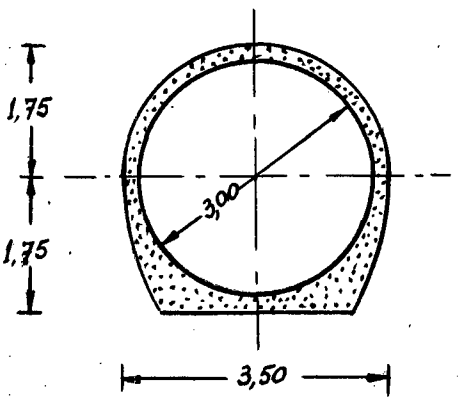
A. TUNEL DE DESVIACION.

De acuerdo a los estudios hidrológicos, el gasto por desviarse es Q = 40 m3/s. El tunel se implanta en ladera derecha. La sección será de medio punto parcial o totalmente revestida con shotcrete de acuerdo a necesidades estructurales de la roca. El sector que posteriormente formará parte de las obras de toma y que estará sometido a presión será de sección circular revestido con hormigón armado.

Sección Típica Túnel



Sección en Presión



Se supone que la mitad de la longitud de túnel en medio punto está revestido con shotcrete (n=0.028) y la otra mitad sin revestir. La sección circular revestida tiene una longitud de 135 m (n=0.014).

Las pérdidas de carga en túnel son:

a) Pérdida de fricción Jm x L

$$JmxL = L_1(Qn_1/A_1R_1^{2/3})^2+L_2(Qn_2/A_2R_2^{2/3})^2+L_3(Qn_3/A_3R_3^{2/3})^2$$

L_1 = 128 m	n_1 = 0.028	A_1 = 10.94 m2	R = 0.87 m
L_2 = 128 m	n_2 = 0.034	A_2 = 10.94 m2	R = 0.87 m
L_3 = 135 m	n_3 = 0.014	A_3 = 7.07 m2	R = 0.75 m

$Jm \times L = 2.14 + 3.15 + 1.64 = 6.93$ m

b) Pérdida en transición medio punto - circular - medio punto

$$\Lambda t = 0.5 \left(\frac{U_0^2}{2g} - \frac{U_1^2}{2g}\right) = 0.5\ (2.160-0.902) = 0.629 \text{ m}$$

c) Pérdida de entrada a túnel

$$\Lambda e = 0{,}5 \times \frac{U_1^2}{2g} = 0.451 \text{ m}$$

d) Pérdida en curvas

$$\Lambda c = 0.16 \times \frac{U_1^2}{2g} = 0.346 \text{ m}$$

e) Pérdida salida túnel

$$\Lambda s = 1.0 \times \frac{U^2}{2g} = 0.902 \text{ m}$$

$$Jm \times L + \Sigma \Lambda = 9.258 \text{ m}$$

El Bs^* a la salida túnel es

$128 + 3.50 + 0.902 = 132.402$

El Be^* a la entrada túnel es:

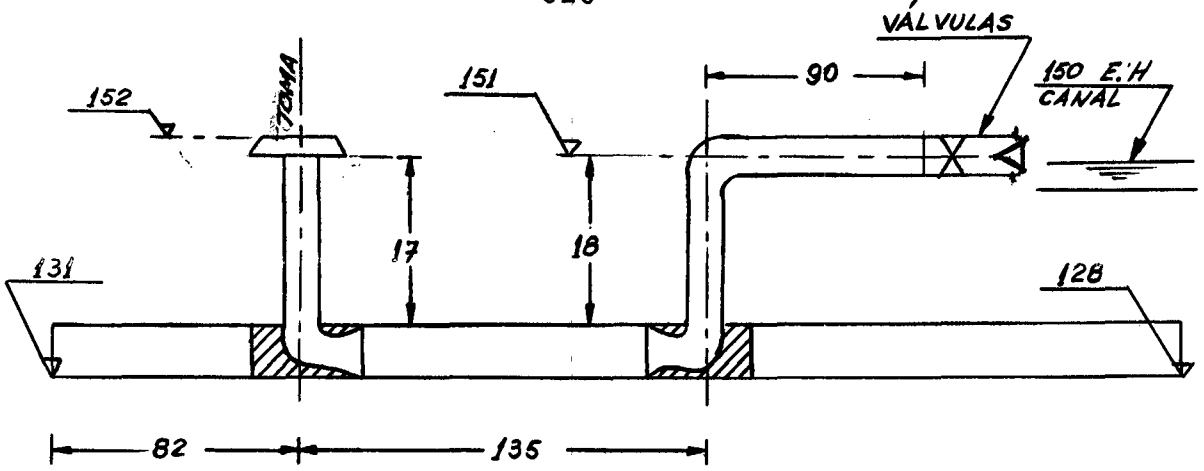
$Be^* = Bs^* + Jm \times L + \Lambda t + \Lambda c + \Lambda e = 140.758$

Se adopta revancha R en coffer-dam de 1.50 m, por lo tanto la cota coronamiento en coffer-dam es:

$C.D = Be^* + R = 142.258$, y como cota lecho río la entrada es 131, la altura máxima de coffer-dam es de 11,26 m

B. OBRAS DE TOMA.

Se dimensionan para Q = 13 m3/s. La cota E.H. en canal aguas abajo válvulas es 150.00.



Se adopta como diámetro de tubo y válvulas obras de toma D = 1.60 m, con una velocidad de escurrimiento de 6,5 m/s.

Pérdidas de carga en obras de toma:

a) Pérdidas de fricción

1. En sector ϕ = 1.60 L = 125 m

ε = 0.5 mm D/ε = 3.200 λ = 0.015 $U^2/2g$ = 2.16 m

$J_1L_1 = U^2/2g \times \frac{L}{D} = 2,53$ m

2. En sector túnel ϕ = 3.00 L = 135 m

D/ε = 6.000 λ = 0.0135 $U^2/2g$ = 0.17 m

$J_2L_2 = 0.0135 \times 0.17 \times \frac{135}{3} = 0.10$ m

$J_1L_1 + J_2L_2 = \underline{2.63 \text{ m}}$

b) Pérdidas de curvas

$\lambda c = 0.16 \times U^2/2g = 0.16 \times 2.16 = \underline{0.35 \text{ m}}$

c) Pérdidas de expansión y contracción en paso tubos

ϕ 1.60 - ϕ 3.00 - ϕ 1.60

$\lambda e+c = (0.3 + 0.2)\ (2.16-0.17) = = \underline{1.00 \text{ m}}$

d) Pérdidas en válvula de mariposa $\phi = 1.60$

$\Lambda m = 0.10 \times U^2/2g$ = 0.21 m

e) Pérdida en salida válvula Howell-Bonger

$\Lambda s = U^2/2g$ = 2.16 m

$J \times L + \Sigma \Lambda$ = 6.35 m

Cota de aguas mínimas en embalse para evacuar:

Q = 13 m3/s 152 + 7.26 = 158.35

Se acepta que con el lago entre cota mínima y vacío, el gasto por evacuar será la mitad del máximo, es decir Q = 6.5 m3/s

Cota de aguas mínimas para evacuar:

Q = 6,5 m3/s 152 + 6.35/4 = 153.59

El vertedero circular de entrada en obras de toma con cresta a cota 152, tiene un diámetro D = 3.50 m

$L = \pi D$ = 11.00 m m = 0.485

La carga h que da Q = 6.5 m3/s es: h = 0.42 m, o sea que no es la situación de carga de vertedero la limitante para dar el gasto

C. VERTEDERO LATERAL.

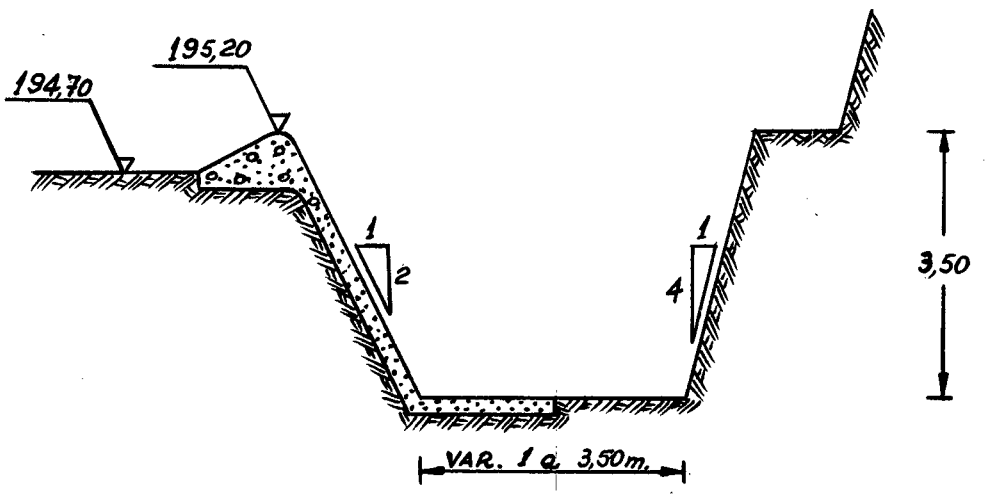
Del análisis de la onda de crecida se deduce que el embalse absorbe la avenida con un peralte de 0.30 m, y por lo tanto el embalse no requeriría de un vertedero. Se dispondrá de todos modos de un evacuador lateral con una longitud mínima de 30 m y una carga de 0.5 m.

El gasto que puede escurrir es $Q = 0.485 \times 30 \times 0.5 \times \sqrt{19.6 \times 0.5}$

Q = 22.8 m3/s

El vertedero se implantará en ladera izquierda para no interferir con las obras de entrega al lado derecho.

Sección Típica Transversal



En sector final antes del rápido cuyo ancho será 3.50 m se pone barrera para fijar crisis.

Q = 22.8 m3/s, b = 3.50, hc = 1.62, Bc = 2.43

Altura de barrera = 1.00 m

A P E N D I C E 3

AVENIDAS DE PROYECTO
EN QUEBRADAS COMPROMETIDAS CON CANALES

AVENIDAS DE PROYECTO EN QUEBRADAS COMPROMETIDAS CON CANALES

Para el cálculo de las Avenidas de Proyecto de las Quebradas que hay que drenar, en los puntos donde las cortan canales, se analizaron los métodos que se indican a continuación:

1. Descripción de los métodos

1.1. Método de Kirpich

El método de Kirpich ha sido adaptado a Chile por la Comisión Alemana Dorsch. Con las conclusiones obtenidas se confeccionaron gráficos para facilitar su uso.

Kirpich propone un método de cálculo de la intensidad de la lluvia, basandose en observaciones de terreno en relación con precipitaciones.

El método supone los siguientes pasos:

a) Elección de un período de retorno para el cuál la intensidad de la lluvia que se utilizará en el cálculo no sea sobrepasada.

b) Determinación de la intensidad de la lluvia de 10 minutos de duración para el período de retorno elegido. Para obtener este valor Kirpich define la siguiente relación:

$y = a + bx$ donde y = Intensidad de la lluvia de 10 minutos en milímetros.

x = Lluvia media anual en milimetros.

a y b = Parámetros que dependen del período de retorno.

Período de Retorno	a	b
2 años	0.9	0.0065
10 años	2.3	0.0098
25 años	3.4	0.0108

c) Determinación del tiempo de concentración de la cuenca de acuerdo con la ecuación

$$Tc = 0.0195 \frac{(L^3)}{(H)}^{0.385}$$

donde: Tc = tiempo de concentración en minutos.

L = distancia al punto más alejado de la cuenca.

H = desnivel entre el punto más alejado y el lugar donde se desea calcular la avenida.

d) - Cálculo de la intensidad de acuerdo con la intensidad horaria de la lluvia de 10 minutos de duración y con el tiempo de concentración. Para este cálculo se utiliza la lámina 1.1. anexa.

- Elección del coeficiente de escorrentia "K" de acuerdo con las características de la cuenca.
- Medición de la superficie de la cuenca "A".
- Cálculo del caudal de avenida de la cuenca con la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{1}{3.6} \; K \; i \; A$$

donde: Q = gasto avenida $m^3/seg.$
K = coeficiente de escorrentia.
i = intensidad de la lluvia en MM/hr.
A = área de la cuenca km^2.

El método de Kirpich es sólo aplicable a cuencas de una superficie menor o igual a 0.5 km^2.

1.2. Método de Reich

El método que se estudiará más adelante es una aplicación del método de Reich, hecho por la Comisión Alemana Dorsch para Chile. Para utilizarlo se confeccionaron algunos gráficos o abacos que aparecen en la lámina 1.2.

Para su aplicación se debe conocer o poder determinar los siguientes factores:

METODO DE KIRPICH

FIGURA 1.1

GRAFICO HIDROLOGICO 1

DETERMINACION DE CRECIDAS EN CUENCAS HASTA 0.5 Km^2

$$Q = \frac{1}{3.6} k \cdot i \cdot A$$

Q = gasto crecida $m^3/seg.$
k = coeficiente escorrentía
i = intensidad de lluvia mm/hr.
A = Area cuenca. Km^2

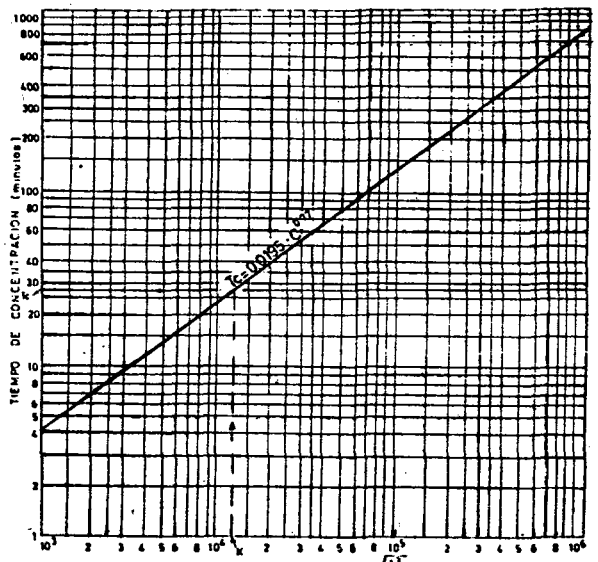
METODO: X → Y → i; L, H → Tc → i; i, K, A → Q

VALORES COEFICIENTE DE ESCORRENTIA K

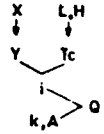
TIPO SUELO	ARENOSO			ARCILLOSO			ROCA
VEGETACION	Bosque	Prado	s/veg	Bosque	Prado	s/veg	
Terreno plano	0.10	0.15	0.20	0.25	0.35	0.50	0.60
ondulado	0.15	0.22	0.30	0.40	0.55	0.65	0.70
montañoso	0.25	0.30	0.40	0.60	0.77	0.83	0.85

NOTA:- Valor de lluvia media anual se obtiene de Mapa Indice Isoyetas Promedio Anual publicado por IREN, o valores dados por el Metereológico.

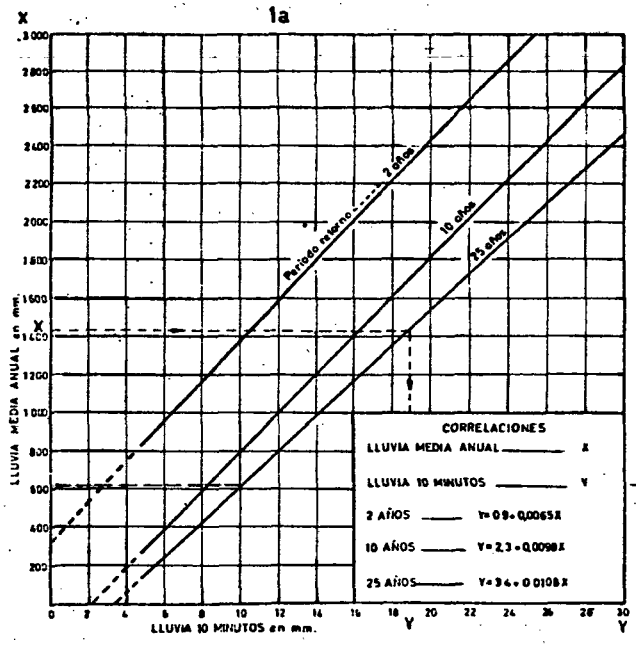
1b



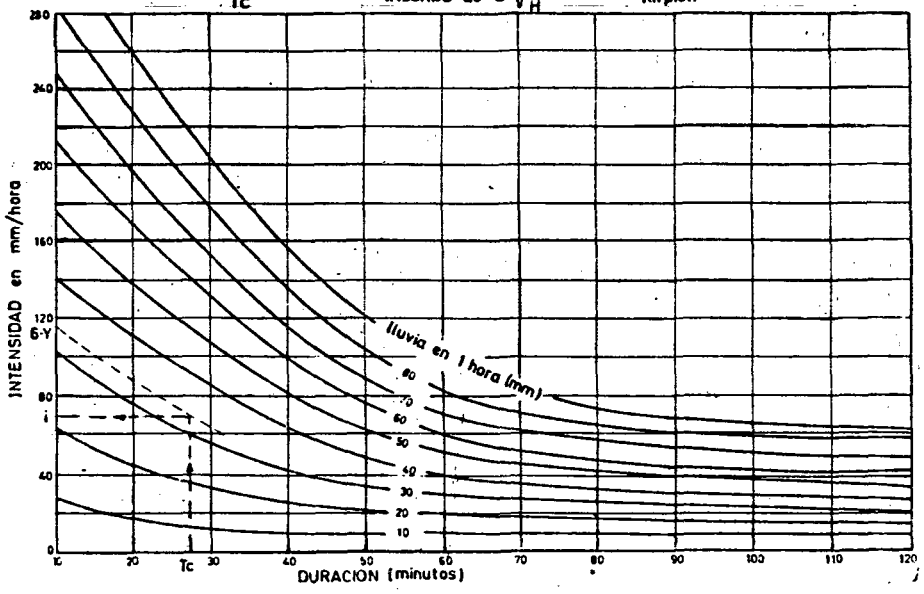
METODO



1a



1c



a) Elección del período de retorno de acuerdo con la vida útil y el riesgo de falla aceptable.

b) Determinar a partir de la lluvia media anual la lluvia de 30 minutos de duración mediante la siguiente relación:

$y = a + bx$ donde: y = Lluvia 30 minutos (mm).
x = Lluvia media anual (mm).
a y b = Parámetros que dependen del período de retorno considerado.

Período de Retorno	a	b
2 años	5.3	0.0032
5 años	5.0	0.0122
25 años	7.2	0.0147
100 años	7.6	0.0196

c) Mediante el abaco 1.2.a) determinar el factor "B" conociendo la longitud de la hoya hasta el punto más alejado "L" y el desnivel entre ese punto y el lugar donde se desea conocer el caudal "H".

d) Determinar la característica "S" como producto de los factores f1 y f2 que representan las características de vegetación y fisiográficas de la cuenca.

e) Determinar el gasto unitario de la cuenca mediante los gráficos 1.2.b) Hay diferentes gráficos para distintos valores del factor de tiempo "B". Las variables de cada gráfico son en absisas, la lluvia de 30 minutos de duración, en ordenadas el gasto unitario y una familia de curvas que corresponde a diferentes valores de "S".

f) Cálculo del caudal de avenida de la siguiente forma:

$Q = q \times A$ donde: Q = Gasto de crecida M^3/S.
q = Gasto unitario m3/S/km2.
A = Area hoya km2.

METODO DE REICH

FIGURA 1.2

GRAFICO HIDROLOGICO 2

DETERMINACION DE CRECIDAS EN CUENCAS DE 0.5 A 15 Km^2

METODO.

L, H — B — Y — q
X — Y
f_1 f_2 — S

$Q = q \cdot A$

L : longitud máx. en cuenca
H: diferencia máx. en cotas cuenca
f_1 : factor de infiltración del suelo
f_2 : factor de cubierta del suelo
q : gasto unitario $m^3/seg/Km^2$
A : Area cuenca en Km^2
Q : Gasto crecida m^3/seg

FACTOR DE INFILTRACION DEL SUELO f_1

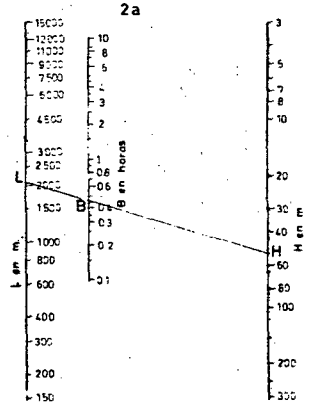
ALTA	0.50 - 1.00
MEDIA	0.10 - 0.50
BAJA	0.01 - 0.10

FACTOR DE CUBIERTA DEL SUELO f_2

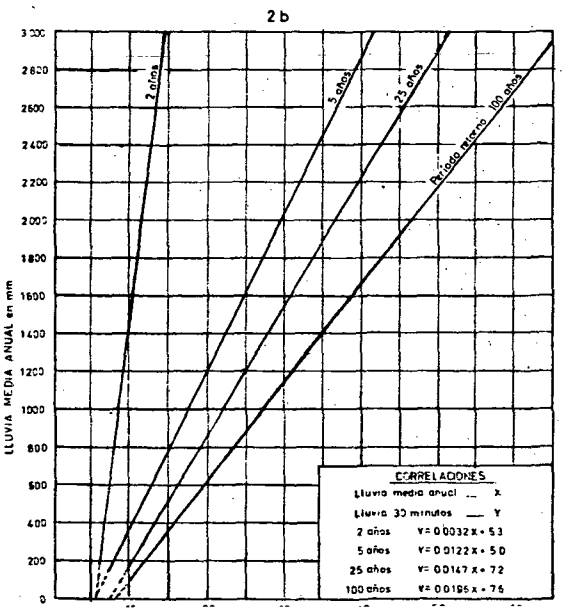
PERENNE, BOSQUES Y PRADOS	buena	3.0 - 7.5
	media	2.0 - 3.0
	mala	1.2 - 1.4
PRADOS Y CULTIVOS EN CRECIMIENTO	buena	2.5 - 3.0
	media	1.6 - 2.0
	mala	1.1 - 1.3
CULTIVOS CON SIMETRIA	buena	1.3 - 1.5
	media	1.1 - 1.3
	mala	1.0 - 1.1

NOTA: Valor de lluvia media anual se obtiene de Mapa Indice Isoyetas Promedio Anual publicado por IREN, o valores dados por el Metereológico.

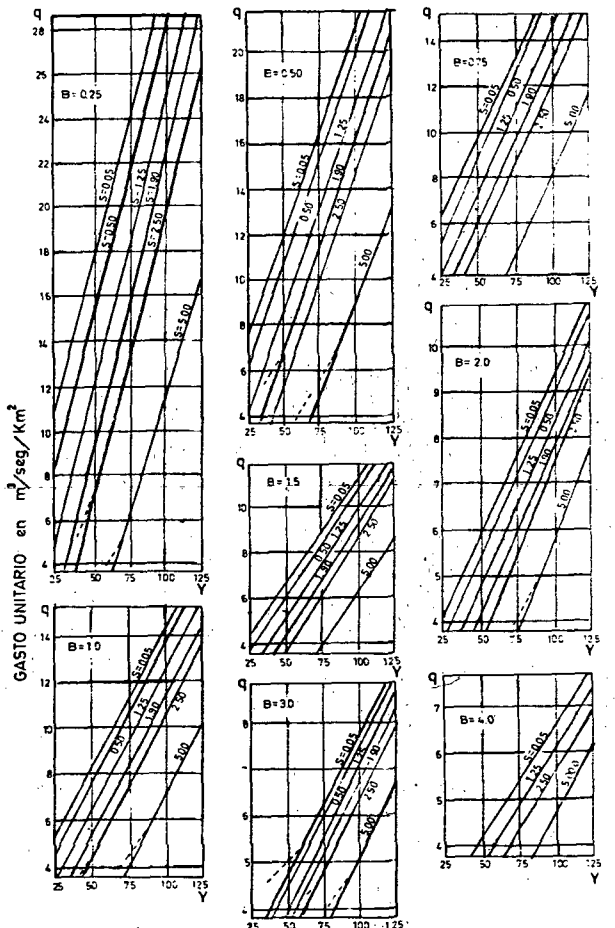
2a



2b



2c. DIAGRAMAS PARA DETERMINAR GASTO UNITARIO



El método de Reich se utiliza para hoyas de superficie entre 0.5 km2 a 15 km2.

1.3. Método de Quintana

El método de Quintana da una interpretación a la fórmula del método racional. La fórmula base es la siguiente:

$$Q = \frac{b \times A \times I\theta}{3.6} \quad (m^3/seg)$$

Para su aplicación es necesario conocer o determinar los siguientes factores:

a) Superficie de la Hoya "A" en km^2.

b) La intensidad media máxima del período de retardo o concentración "Iθ" se calcula con la siguiente fórmula:

$$I\theta = I_{24}\sqrt{\frac{24}{\theta}}$$

donde: I_{24} = Intensidad media máxima horaria en 24 horas.

θ = Retardo en horas.

Para el cálculo del retardo se aplica la siguiente expresión:

$$\theta = \frac{L}{V}$$

donde: L = Distancia al punto más alejado en Km.
V = Velocidad del escurrimiento que varía entre 3 y 5 Km/hr.

c) El coeficiente "b" que representa el rendimiento de la hoya.

$$b = \frac{60}{60 + C\sqrt[3]{\theta}}$$

donde: "C" es un coeficiente que representa el terreno de la hoya.

Terreno	C
Impermeable	0.5
Montañoso con escasa veg.	5.0
Lomajes	20.0
Planos	50.0
Planos arenosos	250.0

Este método se aplica a cuencas con una superficie entre 0.5 Km^2 y 15 Km^2.

1.4. Método de Mockus

El manual para diseño de presas pequeñas (pag. 80 y siguientes) del Bureau of Reclamation, recomienda el método de Mockus para cálculen las avenidas producidas por lluvias. Mockus demuestra que:

$$Qp = \frac{K \times A \times Pn}{Tp}$$

donde: Qp = descarga máxima en $pie^3/seg.$

A = superficie en $millas^2$.

Tp = tiempo en horas desde el comienzo del chubasco hasta el máximo de la avenida producida por él.

Pn = Precipitación total neta en pulgadas.

Debe determinarse los siguientes factores:

a) La superficie que se obtiene por medición en planos.

b) Cálculo del tiempo Tp.

$$Tp = \frac{D}{2} + 0.6\ Tc$$

donde: D = período de la precipitación neta en horas.

Tc = tiempo de concentración:

$$Tc = \frac{(11.9\ L^3)^{0.385}}{(H)} \quad (Hrs)$$

donde: L = Longitud del curso de agua en millas.

H = diferencia de elevación en pies.

c) Coeficiente "K" para cuencas no aforadas se aconseja un valor de K = 484.

d) Precipitación total neta "Pn". Para el cálculo de "Pn" se aplicará el metodo original de Reich, que se basa en los mismos principios que el de Mockus, ya que, para este caso es menos engorroso.

$$Pn = 0.1315 - 0.5792\ S + 0.1902\ Tc + 0.4261\ Pt.$$

donde "S" se calcula de la misma forma indicada en el método de Reich (1.2)

Tc = tiempo de concentración en horas.

Pt = precipitación en pulgadas de la lluvia de duración "D".

Para el cálculo de "Pt" debido a que no se disponía de un pluviograma de la zona, se aplicó la siguiente expresión:

$$Id = I_{24}\sqrt{\frac{24}{D}}$$

Id = intensidad de la lluvia de duración "D".

I_{24} = intensidad media horaria para la lluvia máxima de 24 horas.

D = Duración de la lluvia

$$Pt = Id \times D \quad \text{(pulgadas)}$$

2. Aplicación de los métodos de cálculo descritos:

2.1. Método de Kirpisch

a) Cálculo de la intensidad de la lluvia de 10 minutos de duración.

Se eligió un período de retorno de 25 años. De la estadística de 35 años de precipitaciones en la estación de Talca se obtuvo la lluvia media anual X = 617.2 MM.

Luego : Y = 3.4 + 0.0108 x 617.2

Y = 10 MM Intens. lluvia 10 min. duración.

b) Cálculo del tiempo de concentración utilizando la fórmula descrita en el punto 1.1. para el tiempo de concentración, se llegó a los siguientes valores para cuencas menores de 0.5 Km^2.

$$4.87 \text{ min} \leqslant Tc \leqslant 9.28 \text{ min.}$$

c) Para el cálculo de la intensidad se utiliza el gráfico 1.1. que tiene como límite inferior en absisas un tiempo de concentración de 10 minutos, por lo que las cuencas para las cuales se desea conocer su caudal de avenida quedan fuera del gráfico. Por esta razón este método no se puede utilizar en este caso.

2.2. Método de Reich

a) Cálculo de la lluvia de 30 minutos de duración.

Se eligió un período de retorno de 25 años. De la estadística de 35 años de precipitaciones en la estación de Talca se obtuvo la lluvia media anual X = 617.2 mm.

Luego $Y = 7.2 + 0.0147 \times 617.2$ mm.

$Y = 16.3$ mm. duración lluvia 30 mm.

b) Cálculo del factor "B" mediante el abaco 1.2.a. se llegó a los siguientes valores para las cuencas entre 0.5 Km^2 y 15 Km^2.

$0.18 \text{ horas} \leqslant B \leqslant 0.50 \text{ horas}$

c) Cálculo de "S" que representa las características de la hoya.

Factor de infiltración : mediana = 0.3

Factor de cubierta del suelo: 1.8

Luego: $S = 0.3 \times 1.8$

$S = 0.54$

d) Para el cálculo del caudal unitario de avenida, se utilizan los gráficos 1.2.b. Estos gráficos, tienen en absisas la lluvia de 30 minutos de duración en milímetros, con un límite inferior de 25 milímetros, superior al valor de la lluvia de 30 minutos calculada al comienzo del presente punto.

Por la razón indicada anteriormente, este método para el cálculo de avenidas, no es aplicable en este caso.

2.3. Método de Arturo Quintana

a) Cálculo de la intensidad media máxima del período de retardo según la expresión indicada en el punto 1.3.

$$I\theta = I_{24}\sqrt{24/\theta}$$

La intensidad media máxima horaria en 24 horas "I_{24}" se obtuvo del informe de hidrología del presente estudio de factibilidad.

$$I_{24} = 4.4 \text{ milímetros/hora}$$

Cálculo del tiempo de retardo

$$\theta = \frac{L}{V}$$

Para una velocidad de escurrimiento de 5 km/hr. se consiguieron los siguientes valores para θ.

$$0.32 \text{ horas} \leq \theta \leq 0.88 \text{ horas}$$

Luego el intervalo de $I\theta$ fue el siguiente:

$$23.0 \text{ mm} \leq I\theta \leq 38.1 \text{ mm.}$$

b) Cálculo del coeficiente "b" según la fórmula indicada en el punto 1.3.

Se obtuvieron los siguientes valores tomando para "C" el valor 5.0.

$$0.926 \leq b \leq 0.946$$

c) Cálculo del caudal de avenida por unidad de área.

Se obtuvo el siguiente intervalo

$$5.92 m^3/seg/Km^2 \quad q \quad 10.0 \ m^3/seg/Km^2$$

Este método presenta el inconveniente de incorporar en el cálculo de la avenida factores difíciles de precisar, como ser:

- La velocidad del escurrimiento, que debe ser apreciada sin mayores antecedentes.
- El coeficiente C varía de 0.5 a 250 con sólo cinco categorías de muy pobre descripción.
- Otro inconveniente es que, en la expresión para el cálculo de I_θ no existe un límite superior, siendo $I_\theta = 00$

  Para $\theta = 0.0$

2.4. Método de Victor Mockus

a) Cálculo del tiempo de concentración:

El valor de Tc para las distintas cuencas varió entre los siguientes valores:

0.081 horas $\leqslant$ Tc $\leqslant$ 0.556 horas

b) El tiempo desde el comienzo del chubasco hasta el máximo de la avenida producida por él, se calculó para una lluvia de dos horas de duración, obteniéndose el siguiente intervalo:

1,049 horas $\leqslant$ Tp $\leqslant$ 1,334 horas

c) Cálculo del factor "S": se obtiene de la misma manera que en el método de Reich (2.2.)

Luego : S = 0.54

d) Cálculo de la precipitación en pulgadas de la lluvia de duración D = 2 horas. Para este efecto se utilizará el valor de la intensidad media horaria para la lluvia máxima de 24 horas, obtenido del informe hidrológico del presente estudio de factibilidad.

I_{24} = 4.4 milímetros/hora

D = 2 horas

Luego I_D = 15.24 milímetros/hora

P_t = 15.24 mm/hr x 2 hr.

P_t = 30.48 milímetros

P_t = 1.2 pulgadas

e) Cálculo de la precipitación total neta

Pn = 0.1315 - 0.5792 S + 0.1902 Tc + 0.4261 Pt

Pn = 0.33 + 0.1902 Tc

Luego Pn variará entre los siguientes valores

0.345 pulg $\leqslant$ Pn $\leqslant$ 0.436 pulg.

f) Cálculo del caudal unitario de avenida

$$qp = \frac{484 \times Pn}{Tp}$$

Luego 158.19 pie^3/seg/milla^2 $\leq qp \leq 159.18$ pie^3/seg/milla^2

1.73 m^3/seg/Km^2 $\leq qp \leq 1.744$ m^3/seg/Km^2

Este metodo no presenta problemas en su aplicación a este caso.

3. Conclusiones

- Los métodos de Reich y Kirpisch no pueden ser usados en este caso, pues las características de las hoyas hidrográficas por considerar y el monto de sus precipitaciones, caen fuera del campo de aplicación de los gráficos representativos.
- El método de Quintana da valores exagerados para el rango de hoyas analizado.
- El método de Mockus no tiene estos inconvenientes, si bien adolece de la desventaja de ser adaptado a EE.UU., dá valores de caudales razonables.

Por estas razones se aplicará el método de Mockus para calcular las avenidas de diseño.

4. Cálculo de las avenidas

Para determinar el caudal de avenidas para cada hoya se calculó el caudal unitario para diversos valores de Tc dentro del rango al cual pertenecen las cuencas consideradas.

CALCULO DE LAS ALCANTARILLAS

1.1. Alcantarillas Circulares de Tubo Corrugado

Para el cálculo de las alcantarillas de tubos corrugados, se supondrá una relación entre la altura de agua y diámetro de la tubería, igual, a 0.84.

Al elegir la razón hn/D igual a 0.84 se tiene un margen de seguridad ante posibles variaciones de sección o cambios en la rugosidad de la tubería.

Razón altura de agua diámetro tubería:

- Para caudal de diseño $\frac{hn}{D} = 0.84$
- Para caudal máximo $\frac{hn}{D} = 0.94$

Coeficiente de rugosidad de Manning:

- r = 0.025

Pendiente del Tubo:

- Según las normas de la Dirección de Vialidad, la pendiente debe ser entre 0,5% y 5%.
- Se calculará el caudal para distintas pendientes.

Caudal : $Q = \frac{\sqrt{i}}{r} \Omega \, Rh^{2/3}$

D (M)	hn/D	hn (M)	Ω (M)	Rh (M)	CAUDALES PARA DISTINTAS PENDIENTES M3/S.						
					0,5%	1%	1,5%	2%	3%	4%	5%
0.80	0.84	0.672	0.45	0.240	0.49	0.70	0.85	0.98	1.20	1.39	*1.55
	0.94	0.752	0.49	0.232	0.52	0.74	0.91	1.05	1.28	1.48	*1.65
1.00	0.84	0.84	0.704	0.304	0.90	1.27	1.56	1.80	2.21	2.55	*2.85
	0.94	0.94	0.766	0.290	0.95	1.34	1.64	1.90	2.33	2.68	*3.00
1.525	0.84	1.281	1.638	0.463	2.77	3.92	4.80	5.55	*6.79	7.84	8.77
	0.94	1.434	1.782	0.441	2.92	4.13	5.06	5.84	*7.15	8.26	9.23
1.85	0.84	1.554	2.41	0.562	4.64	6.56	8.04	*9.28	11.37	13.13	14.68
	0.94	1.739	2.62	0.536	4.89	6.92	8.47	*9.78	11.97	13.83	15.46

* NOTA: Caudales correspondientes a la velocidad límite de 4 m/seg.

1.2. Alcantarillas de Cajón

En el cálculo de las alcantarillas de cajón en hormigón armado, se tomará una altura normal igual a 0.9 H con el fin de dejar el 10% de la altura de la alcantarilla como revancha, para prevenir caudales mayores que el de diseño, o cambios en la rugosidad.

Razón altura de agua y altura de la alcantarilla

$$\frac{hn}{H} = 0.9$$

Coeficiente de rugosidad de Manning

$r = 0.015$

Pendientes:

Al igual que en el punto 1.1., se calcularán caudales para diferentes pendientes en la alcantarilla.

Caudal : $Q = \frac{\sqrt{i}}{r} \Omega \, Rh^{2/3}$

H (M)	L (M)	hn (M)	Ω (M^2)	Rh (M)	CAUDALES PARA DIFERENTES PENDIENTES M^3/S						
					0,5%	1%	1.5%	2%	3%	4%	5%
1.0	1.5	0.90	1.35	0.409	3.51	4.96 *	6.07 *	7.01	8.59	9.92	11.09
1.0	2.0	0.90	1.80	0.474	5.16	7.29 *	8.93	10.31	12.63	14.58	16.31
1.5	2.0	1.35	2.70	0.574	8.80	12.44	15.23	17.59	21.54	24.88	27.81
1.5	3.0	1.35	4.05	0.711	15.20	21.50	26.33*	30.40 *	37.24	43.00	48.07
2.0	4.0	1.80	7.20	0.947	32.74	46.30	56.71	65.48	80.20	92.60	103.53

* Nota: comienza regimen de torrente.