

COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

INFORME FINAL

MARZO 2015

WATS – Montegrande
Dirección. Isidora Goyenechea 3120
Las Condes, Santiago de Chile, Chile

INTERCONTROL LEVANTE
Dirección. Alejandro Vial 7801 – D- 34
La Cisterna, Santiago de Chile, Chile

Celular: +56 9 57245199
e-mail: grupowats@grupowats.com / correo@intercontrol.cl

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD PARA EL PROYECTO "CONSTRUCCIÓN EMBALSES ESTACIONALES DEL SECANO, PROVINCIA DE ÑUBLE"

INFORME FINAL

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN 21
2. OBJETO Y ALCANCE 23
   2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO 24
   2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 24
3. REVISIÓN DE ANTECEDENTES 27
   3.1. ANTECEDENTES DISPONIBLES 27
   3.2. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO 30
      3.2.1. METODOLOGÍA DE TRABAJO 30
      3.2.2. DIAGNÓSTICO DE DERECHOS DE AGUA. ANÁLISIS LEGAL. 31
      3.2.3. ANTECEDENTES PARTICULARES 32
      3.2.4. REVISIÓN DE REGISTROS DE PROPIEDAD DE AGUAS 33
      3.2.5. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS DE EJERCICIO CONSUNTIVO Y NO CONSUNTIVO INFORMADOS POR LA DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. 39
      3.2.6. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS EN PROCESO DE REGULARIZACIÓN EN VIRTUD DEL ARTÍCULO SEGUNDO TRANSITORIO DEL CÓDIGO DE AGUAS 43
      3.2.7. ORGANIZACIONES DE USUARIOS CONSTITUIDAS EN LOS CAUCES NATURALES, EN DONDE SE UBICARÁN LAS ÁREAS DE RIEGO, BENEFICIADAS POR LOS EMBALSES RÁNQUIL, CHANGARAL Y QUILMO 45
      3.2.8. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS, DE EJERCICIO CONSUNTINO O NO CONSUNTIVO, EN TRAMITACIÓN ANTE LA DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS. ... 46
      3.2.9. CONCLUSIONES DERIVADAS DEL ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LA NORMATIVA LEGAL 48
      3.2.10. SITUACIÓN DERECHOS DE APROVECHAMIENTO A FAVOR DEL FISCO 48
   3.3. INFRAESTRUCTURA DE RIEGO EXISTENTE 48
      3.3.1. ESTUDIO DE SÍNTESIS DE CATASTRO DE USUARIOS DE AGUA E INFRAESTRUCTURAS DE APROVECHAMIENTO. OCTUBRE 1991 48
      3.3.2. LEVANTAMIENTO DE BOCATOMAS EN CAUCES NATURALES. II ETAPA. INFORME FINAL. NOVIEMBRE DE 2000. 51

3.3.3. CATASTRO DE INICIATIVAS DE EMBALSES Y CANALES. TOMO IV. ANEXO C. FICHAS TÉCNICAS. MAYO DE 2011. AQUATERRA. INGENIEROS LTDA. 52
3.3.4. DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCURA DE RIEGO EXISTENTE 53
3.4. ANTECEDENTES HIDROLÓGICOS 57
3.4.1. GENERALIDADES 57
3.4.2. PLUVIOMETRÍA 60
3.4.3. FLUVIOMETRÍA 65
3.4.4. DIAGNÓSTICO DE ANTECEDENTES CONSULTADOS 69
3.5. OBRAS HIDRÁULICAS PROYECTADAS 69
3.5.1. INTRODUCCIÓN 69
3.5.2. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DISPONIBLES. 70
3.5.3. DIAGNÓSTICO DE LOS ANTECEDENTES CONSULTADOS. 79
3.6. ANTECEDENTES AGRONÓMICOS Y AGRICULTURA DE LA ZONA 87
3.6.1. INTRODUCCIÓN 87
3.6.2. ESTUDIOS PARA LA COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO (CNR) 87
3.6.3. ESTUDIOS PARA LA DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS (DOH) 99
3.6.4. ESTUDIOS PARA LA DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS (DGA) 100
3.6.5. CENTRO DE INFORMACIÓN DE RECURSOS NATURALES (CIREN-CORFO) 103
3.6.6. INSTITUTO GEOGRÁFICO MILITAR (IGM). 104
3.6.7. SISTEMA DE CONSULTA ESTADÍSTICO TERRITORIAL (ICET) 104
3.6.8. SISTEMA INTEGRADO DE INFORMACIÓN TERRITORIAL (SIIT) 104
3.6.9. INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICAS CHILE (INE) 104
3.6.10. OFICINA DE ESTUDIOS Y POLÍTICAS AGRARIAS (ODEPA) 104
3.6.11. AGROINDUSTRIAS Y FERIAS 105
3.6.12. NORMATIVA DE REFERENCIA 105
3.6.13. ENCUESTAS BASE AGRONÓMICA 106
3.6.14. ESTUDIO DE CASOS 106
3.6.15. CONSIDERACIONES GENERALES DE REFERENCIA 106
3.6.16. ANTECEDENTES CLIMATOLÓGICOS Y SUELOS DE LA ZONA 106
3.7. ANTECEDENTES TOPOGRÁFICOS Y CARTOGRÁFICOS 117
3.8. ANTECEDENTES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS 117
3.8.1. INTRODUCCIÓN 117
3.8.2. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DISPONIBLES. 117
3.8.3. DIAGNOSTICO DE LOS ANTECEDENTES CONSULTADOS 124
3.9. ANTECEDENTES HIDROGEOLÓGICOS 126

3.10. ANTECEDENTES HIDROGENERACIÓN 127
3.10.1. INTRODUCCIÓN 127
3.10.2. REFERENCIAS 127
3.10.3. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DISPONIBLES. 127
3.10.4. DIAGNÓSTICO DE LOS ANTECEDENTES DISPONIBLES 128
4. DEFINICIÓN Y VALORACIÓN PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS DE EMBALSE 129
4.1. DEFINICIÓN PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS 129
4.1.1. CRITERIOS 129
4.1.2. CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS CANALES 130
4.1.3. ALTERNATIVAS 133
4.2. VALORACIÓN PRELIMINAR DE LAS PRESAS 161
4.2.1. INTRODUCCIÓN 161
4.2.2. RATIOS VOLUMEN AGUA EMBALSADA vs VOLUMEN MURO 166
4.2.3. RATIOS VOLUMEN AGUA EMBALSADA vs ÁREA INUNDADA 167
4.2.4. RATIOS COSTOS DIRECTOS EJECUCIÓN ALTERNATIVAS vs SUPERFICIE REGABLE 169
4.2.5. COMPARATIVA DEMANDA vs OFERTA HÍDRICA 171
4.2.6. INTRODUCCIÓN 171
4.2.7. COMPARACIÓN HOMOGÉNEA DE COSTOS DE EMBALSE 186
5. ESTUDIOS DE TERRENO 189
5.1. CAMPAÑA GEOTECNICA 189
5.2. GEOMENSURA 189
5.2.1. INTRODUCCIÓN 189
5.3. RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA 190
5.3.1. INTRODUCCIÓN 190
5.3.2. OBJETIVO GENERAL 190
5.3.3. OBJETIVO ESPECÍFICO 190
5.3.4. VUELO AEROFOTOGRAMÉTRICO 191
5.4. RESULTADOS DEL LEVANTAMIENTO 192
5.5. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO. ESCALA: 1:500 193
5.5.1. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO DE TERRENO 194
6. ESTUDIOS BÁSICOS 194
6.1. ESTUDIO GEOLÓGICO 194
6.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO 197
6.2.1. SITIO DE EMBALSE 197
6.2.2. CANALES MATRICES 199

6.2.3. EMPRÉSTITOS 201
6.2.4. PROGRAMA DE PROSPECCIONES PROPUESTAS 201
6.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO 202
6.3.1. PLUVIOMETRÍA Y FLUVIOMETRÍA 202
6.3.2. CAUDALES ECOLÓGICOS 203
6.3.3. DATOS FLUVIOMÉTRICOS 203
6.3.4. PLUVIOMETRÍA 207
6.3.5. ISOYETAS 209
6.4. ESTUDIO DE CRECIDAS 210
6.4.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA 211
6.4.2. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS 212
6.4.3. DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE CRECIDAS 215
6.5. DERECHOS DE AGUAS 226
6.6. BALANCE OFERTA-DEMANDA 229
6.7. ESTUDIO SEDIMENTOLÓGICO 230
6.7.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO 231
6.7.2. ESTIMACIÓN DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS A PARTIR DE LA FÓRMULA DE PÉRDIDA DE SUELO DEL USLE 236
6.8. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO 237
7. CARACTERIZACIÓN AGROPECUARIA 238
7.1. TRABAJOS EN TERRENO 239
7.1. SUELOS 240
7.2. CLIMA 242
7.3. CALIDAD DEL AGUA DE RIEGO 242
7.4. ESTRATIFICACIÓN Y SECTORIZACIÓN DE LA PROPIEDAD 243
7.5. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL 245
7.6. SITUACIÓN SIN PROYECTO O ACTUAL OPTIMIZADA 249
7.7. SITUACIÓN CON PROYECTO O FUTURA 251
7.7.1. INDICADORES ADICIONALES 255
8. ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL, PAC Y TALLERES LEGALES 262
8.1. ANÁLISIS AMBIENTAL 262
8.2. TALLERES LEGALES 270
8.3. PARTICIPACIÓN CIUDADANA 272
9. ESCENARIOS 274
9.1. DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS. 275
9.2. OTRAS DEMANDAS CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS 276
9.2.1. CAUDAL ECOLÓGICO. 276

9.2.2. DEMANDA URBANA. 277
9.2.3. HIDROGENERACIÓN. 277
9.2.4. SUPERFICIES CON DERECHOS DE RIEGO DE QUILMO QUE SE UBICAN EN ZONA DE INUNDACIÓN DEL EMBALSE. 277
9.3. ESCENARIOS SIMULADOS 278
9.3.1. SUPERFICIES REGABLES. 279
9.3.2. HIDROGENERACIÓN 280
9.3.3. EXPLOTACIÓN DEL EMBALSE 281
10. MODELO DE SIMULACIÓN 284
10.1. DESCRIPCIÓN GENERAL 284
10.2. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO UTILIZADO SIMGES 284
10.3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO 285
10.3.1. ESQUEMA DEL MODELO 285
10.3.2. APORTACIONES 286
10.3.3. EMBALSE 286
10.3.4. CAUDAL ECOLÓGICO 288
10.3.5. DEMANDA AGRÍCOLA 288
10.3.6. DEMANDA URBANA 288
10.3.7. CENTRAL HIDROELÉCTRICA 289
10.3.8. REGLAS DE GESTIÓN 289
10.4. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN 290
10.5. RESUMEN DE RESULTADOS 301
10.6. CONCLUSIONES 302
10.7. OPERACIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN 302
10.7.1. NORMAS DE OPERACIÓN PARA EL RIEGO 302
10.7.2. NORMAS DE OPERACIÓN DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA 303
10.7.3. NORMAS DE OPERACIÓN DEL ABASTECIMIENTO URBANO 304
10.7.4. CONCLUSIONES 304
11. DISEÑOS PRELIMINARES 304
11.1. EMBALSE 304
11.1.1. ALCANCE y SOLUCIONES 304
11.1.2. OBRAS DE DESVÍO 305
11.1.3. MURO DE PRESA 308
11.1.4. ESTABILIDAD ESTÁTICA, PSEUDO-ESTÁTICA Y DINÁMICA 313
11.1.5. EVACUADOR DE CRECIDAS 313
11.1.6. OBRAS DE CAPTACIÓN Y ENTREGA 315

11.1.7. IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS FUNDACIONES 316
11.1.8. AUSCULTACIÓN 316
11.2. CANALES 319
11.2.1. CANALES MATRICES 319
11.2.2. CANALES DERIVADOS 320
11.2.3. SECTORIZACIÓN GEOTÉCNICA 321
11.2.4. REVESTIMIENTO DE CANALES 322
11.2.5. CRITERIOS DE DISEÑO 323
11.3. SISTEMA DE AFORO REMOTO DE CAUDALES 327
11.3.1. UBICACIÓN DE LOS AFORADORES 329
11.3.2. SISTEMA DE CONEXIÓN REMOTO 329
11.4. ESTUDIO DE LA RED RURAL VIARIA 330
11.4.1. INTRODUCCIÓN 330
11.4.2. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS EXISTENTES 330
11.4.3. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS PROYECTADOS 330
11.5. HIDROGENERACIÓN 334
11.5.1. POTENCIAL DE HIDROGENERACIÓN 334
11.5.2. COSTOS 338
11.5.3. EVALUACIÓN ECONÓMICA 341
11.6. OBRAS DE EMBALSE DE CONTROL 343
11.6.1. GENERALIDADES 343
11.6.2. OBJETIVOS 343
11.6.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LUGARES HABITADOS 343
11.6.4. EFECTO LAMINADOR DEL EMBALSE 344
11.6.5. ESTUDIO DE INUNDACIÓN 345
11.6.6. CONCLUSIONES 349
12. ESTUDIO DE TENENCIA DE TIERRA 349
13. EVALUACIÓN ECONÓMICA 352
13.1. METODOLOGIA 352
13.1.1. MÉTODO DE LA PRODUCTIVIDAD MARGINAL. MÉTODO DEL PRESUPUESTO. 352
13.1.2. VALIDACIONES DE LA EVALUACIÓN 353
13.2. NORMAS DE EVALUACION. 353
13.3. COSTOS 354
13.3.1. COSTOS OBRAS DE EMBALSE. 354
13.3.2. COSTOS OBRAS DE RED DE RIEGO. 359

13.3.3. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO. 363
13.3.4. EXPROPIACIONES. 366
13.3.5. COSTOS AMBIENTALES. 368
13.3.6. RESUMEN DE COSTOS POR ESCENARIO Y SUPERFICIE DE RIEGO 369
13.4. BENEFICIOS 370
13.4.1. BENEFICIOS DERIVADOS DEL RIEGO 371
13.4.2. BENEFICIO ASOCIADO AL VALOR INCREMENTAL DE LA TIERRA. 373
13.4.3. BENEFICIO ASOCIADO A LAS TRANSACCIONES DE LOS DERECHOS DE AGUAS. 373
13.4.4. BENEFICIO ASOCIADO A LA GENERACIÓN HIDROELÉCTRICA 374
13.5. RENTABILIDAD DEL PROYECTO. 376
13.6. RESUMEN DE RESULTADOS 387
13.7. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD. 389
13.7.1. INTRODUCCIÓN 389
13.7.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PRIMER ORDEN 389
13.7.3. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE SEGUNDO ORDEN 391
13.8. ANÁLISIS DE RIESGO. 391
13.8.1. INTRODUCCIÓN. 391
13.8.2. CONDICIONES DE ANÁLISIS. 392
13.8.3. RESULTADOS. 394
13.9. RECOMENDACIÓN SOBRE EL TAMAÑO DEL PROYECTO. 397
13.10. RECOMENDACIÓN SOBRE EL MOMENTO ÓPTIMO DE INVERSIÓN 398
13.11. RECOMENDACIÓN DEL PROYECTO 398
14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 400
14.1. CONCLUSIONES 400
14.2. RECOMENDACIONES 401

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3-1. Principales características de la Infraestructura de Riego de la Cuenca. 49
Tabla 3-2. Resumen con algunas características de las Bocatomas Catastradas en el Río Ñuble y sus Afluentes 52
Tabla 3-3. Resumen con algunas características de las Bocatomas Catastradas en el Río Chillán y sus Afluentes 52
Tabla 3-4. Canales de la zona de riego del Embalse Changaral 53
Tabla 3-5. Canales de la zona de riego del Embalse Quilmo 54
Tabla 3-6. Canales de la zona de riego del Embalse Ránquil 55
Tabla 3-7. Estaciones pluviométricas consideradas en la zona de estudio. 61

Tabla 3-8. Estaciones pluviométricas asociadas a cada embalse. 62
Tabla 3-9. Estaciones fluviométricas consideradas en la zona de estudio. 66
Tabla 3-10. Estaciones fluviométricas asociadas a cada embalse. 67
Tabla 3-11. Estación fluviométrica Changaral Camino a Portezuelo. Tabla Variación estacional – Probabilidad de excedencia. 67
Tabla 3-12. Estación fluviométrica Quilmo Camino a Yungay. Tabla Variación estacional. 68
Tabla 3-13. Caudales de diseño. Presa río Changaral. 73
Tabla 3-14. Caudales de diseño. Presa estero Quilmo. 76
Tabla 3-15. Caudales de diseño. Presa estero Ránquil. 78
Tabla 3-16. Parámetros del muro del embalse Changaral. 80
Tabla 3-17. Sección tipo preliminar para la presa de Quilmo. 82
Tabla 3-18. Parámetros del muro del embalse Quilmo. 82
Tabla 3-19. Sección tipo preliminar para el muro del embalse de Ránquil. 84
Tabla 3-20. Parámetros del muro del embalse Ránquil. 85
Tabla 3-21. Caracterización de la superficie regable del Proyecto Itata 90
Tabla 3-22. Recursos Hídricos Río Itata 90
Tabla 3-23. Resultado del análisis de factibilidad de construcción de embalses Río Itata 91
Tabla 3-24. Rubros productivos actuales y futuros en el Proyecto de embalse Changaral. 93
Tabla 3-25. Rubros productivos actuales y futuros en el Proyecto de embalse Quilmo 95
Tabla 3-26. Rubros productivos actuales y futuros en el Proyecto de embalse Ránquil 96
Tabla 3-27. Inversiones PROM por iniciativa y por región-zona sur 99
Tabla 3-28. Listado nacional de iniciativas PROM priorizadas Año 2008-2018 (millones de $) 99
Tabla 3-29. Tasas de Riego Mensuales para las Áreas de Planificación del Rio Itata (mm/mes). 101
Tabla 3-30. Tasas de Riego Mensuales para las Áreas de Planificación del Rio Itata (mm/mes). 101
Tabla 3-31. División de las superficies regionales en cuencas y subcuencas 102
Tabla 4-32. Velocidades Máximas Permisibles de Canales 132
Tabla 4-33. Longitud de canales matrices y derivados proyectados 133
Tabla 4-34. Parámetros del muro del embalse Changaral. 135
Tabla 4-35. Parámetros del muro del embalse Quilmo. 143
Tabla 4-36. Superficies potencialmente regables en la zona del Embalse Changaral 159
Tabla 4-37. Superficies potencialmente regables en la zona del Embalse Quilmo 160
Tabla 4-38. Superficies potencialmente regables en la zona del Embalse Ránquil 160
Tabla 4-39. Tipología de muros de embalse propuestos 162
Tabla 4-40. Datos alternativas propuestas embalse Changaral 162
Tabla 4-41. Datos alternativas propuestas embalse Quilmo 162
Tabla 4-42. Datos alternativas propuestas embalse Ránquil 163
Tabla 4-43. Volúmenes de rellenos embalse Changaral 163
Tabla 4-44. Volúmenes de rellenos embalse Quilmo 163
Tabla 4-45. Volúmenes de rellenos embalse Ránquil 164

Tabla 4-46. Costo privado de cada alternativa de embalse Changaral 164
Tabla 4-47. Costo social de cada alternativa de embalse Changaral 164
Tabla 4-48. Costo privado de cada alternativa de embalse Quilmo 165
Tabla 4-49. Costo social de cada alternativa de embalse Quilmo 165
Tabla 4-50. Costo privado de cada alternativa de embalse Ránquil 165
Tabla 4-51. Costo social de cada alternativa de embalse Ránquil 165
Tabla 4-52. Volúmenes embalsados – Volúmenes rellenos muro embalse Changaral 166
Tabla 4-53. Volúmenes embalsados – Volúmenes rellenos muro embalse Quilmo 166
Tabla 4-54. Volúmenes embalsados – Volúmenes rellenos muro embalse Ránquil 167
Tabla 4-55. Costos privados alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Changaral 169
Tabla 4-56. Costos sociales alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Changaral 169
Tabla 4-57. Costos privados alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Quilmo 169
Tabla 4-58. Costos sociales alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Quilmo 170
Tabla 4-59. Costos privados alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Ránquil 170
Tabla 4-60. Costos sociales alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Ránquil 170
Tabla 4-61. Comparativa de costos de embalse fijada una superficie de riego de 592,54 ha 187
Tabla 4-62. Comparativa de costes fijado un volumen útil de 5,6 Hm3 188
Tabla 5-63. Diferencias de Cotas. 193
Tabla 6-64. Características de los canales matrices 200
Tabla 6-65. Características principales de los yacimientos de empréstitos 201
Tabla 6-66. Caudales máximos: 204
Tabla 6-67. Porcentaje de influencia de cada estación en la cuenca 206
Tabla 6-68. Fórmulas caudales estación Quilmo Camino a Yungay 206
Tabla 6-69. Porcentaje de influencia de cada estación en la cuenca: 209
Tabla 6-70. Precipitación máxima diaria para periodo de retorno 10 años 209
Tabla 6-71. Precipitación en 1 día. 213
Tabla 6-72. Precipitación en 2 días. 213
Tabla 6-73. Precipitación en 3 días. 213
Tabla 6-74. Resumen de los resultados para cada estación analizada. 214
Tabla 6-75. Resumen de los valores de caudal para los distintos periodos de retorno analizados. 216
Tabla 6-76. Cálculos de caudales instantáneos máximos. Método DGA-AC. 217
Tabla 6-77. Caudales ajuste logarítmico. Método DGA-AC. 218
Tabla 6-78. Cálculos de caudales instantáneos máximos. Método Racional. 218
Tabla 6-79. Caudales ajuste logarítmico. Método Racional. 219
Tabla 6-80. Cálculos de caudales instantáneos máximos. Método Verni y King Modificado. 219
Tabla 6-81. Caudales ajuste logarítmico. Método Racional. 220
Tabla 6-82. Resumen caudales métodos indirectos. 220
Tabla 6-83. Precipitación efectiva para los periodos de retorno de cálculo. 223

Tabla 6-84. Caudales pico 224
Tabla 6-85. Valores de la PMP en las estaciones consideradas, que afectan a la cuenca del embalse Quilmo 225
Tabla 6-86. Precipitación máxima probable en la cuenca ponderando con cada estación. 226
Tabla 6-87. Listado de derechos de agua existentes en el estero Quilmo en el área de estudio, obtenidos del Conservador de Bienes Raíces y del SAG. 227
Tabla 6-88. Disponibilidad de recursos en la zona de emplazamiento de las obras (m3/s) 229
Tabla 6-89. Tabla de frecuencia de caudales. Probabilidad de excedencia 233
Tabla 6-90. Tabla de caudales de cálculo 234
Tabla 7-91. Suelos presentes y características agrologicas del área de estudio. 241
Tabla 7-92. Distribución Predial por Estratos de Tamaño 245
Tabla 7-93. Distribución de la Superficie y Número de Predios por Sector 246
Tabla 7-94. Resumen de superficies por predio promedio, expandido y ajustado. Total Sector Riego 247
Tabla 7-95. Uso actual cultivos por superficies 248
Tabla 7-96. Demanda Bruta Total 248
Tabla 7-97. Comparación márgenes brutos Situación Actual y Situación Actual Optimizada. Total Área. 250
Tabla 7-98. Uso futuro de la tierra y comparativa entre Situación Actual y Futura. 252
Tabla 7-99. Demandas de riego totales (m3) 253
Tabla 7-100. Comparación márgenes brutos Situación Actual y Situación Con Proyecto. Predio promedio Expandido Ajustado. Total Área. 254
Tabla 7-101. Mano de Obra Temporal. SAO. 256
Tabla 7-102. Mano de Obra Temporal. SCP. 256
Tabla 7-103. Mano de Obra Permanente. SAO. 257
Tabla 7-104. Mano de Obra Permanente. SCP. 257
Tabla 7-105. Mano de Obra. Comparativa. 258
Tabla 7-106: Generación exportaciones ($US) 260
Tabla 7-107: Generación Impuestos 261
Tabla 8-108: Resumen Permisos Ambientales Sectoriales 265
Tabla 8-109: Resumen de costos por etapas 270
Tabla 8-110. Programación de las actividades 272
Tabla 8-111. Fechas de reuniones de PAC 273
Tabla 9-112. Demandas de riego. 276
Tabla 9-113. Escenarios simulados. 283
Tabla 9-114. Superficies regables consideradas en los escenarios simulados. 283
Tabla 10-115. Función objetivo para cada elemento del sistema 290
Tabla 10-116. Resumen de resultado escenarios simulados 301
Tabla 11-117. Características de la estructura de desvío. 306
Tabla 11-118. Características del evacuador de crecidas 314

Tabla 11-119. Sectorización geotécnica. 321
Tabla 11-120. Velocidades Máximas Permisibles de Canales 323
Tabla 11-121. Coeficiente de Fricción 325
Tabla 11-122. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen izquierda 328
Tabla 11-123. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha 328
Tabla 11-124. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha 328
Tabla 11-125. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha 329
Tabla 11-126. Tabla resumen de cálculos de hidrogeneración 336
Tabla 11-127. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (USD). 340
Tabla 11-128. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (pesos). 340
Tabla 11-129. Resumen de resultados de la evaluación económica. 342
Tabla 11-130. Resumen laminación del embalse 345
Tabla 13-131. Costos directos privados y cubicación de presa cota coronación 100,50 msnm 355
Tabla 13-132. Costos directos privados y cubicación de presa cota coronación 101,50 msnm 356
Tabla 13-133. Costos directos privados y cubicación de presa cota coronación 104,00 msnm 357
Tabla 13-134. Costos directos privados para todas las alturas de muro estudiadas 358
Tabla 13-135. Costos directos sociales para todas las alturas de muro estudiadas 359
Tabla 13-136. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 1 360
Tabla 13-137. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 2 361
Tabla 13-138. Costos directos privados por escenarios 361
Tabla 13-139. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 1 362
Tabla 13-140. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 2 363
Tabla 13-141. Costos directos sociales por escenarios 363
Tabla 13-142. Costos privados de operación y mantenimiento de las presas ($) 364
Tabla 13-143. Costos sociales de operación y mantenimiento de las presas ($) 364
Tabla 13-144. Costos privados operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego 365
Tabla 13-145. Costos sociales operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego 365
Tabla 13-146. Costos privados anuales de mantenimiento de la red de canales ($). 365
Tabla 13-147. Costos sociales anuales de mantenimiento de la red de canales ($). 365
Tabla 13-148. Listado de valor promedio del terreno. 366
Tabla 13-149. Listado de superficies de expropiación. 368
Tabla 13-150. Coste de expropiación por escenario 368
Tabla 13-151. Costos Medidas Ambientales y Sociales ($) 369
Tabla 13-152. Costos totales privados alternativas de muro 369
Tabla 13-153. Costos totales sociales alternativas de muro 370
Tabla 13-154. Beneficios asociados al riego (Pesos). 372
Tabla 13-155. Precio del terreno considerado en expropiaciones. 373

Tabla 13-156. Precio del terreno incluyendo la variación del uso.5 373
Tabla 13-157. Beneficios asociados a las transacciones de derechos de aprovechamiento de aguas 374
Tabla 13-158. Resumen de resultados de la evaluación económica. 376
Tabla 13-159. Resultados de la evaluación económica. Escenario 1. Precios privados 377
Tabla 13-160. Resultados de la evaluación económica. Escenario 2. Precios privados 378
Tabla 13-161. Resultados de la evaluación económica. Escenario 3. Precios privados 379
Tabla 13-162. Resultados de la evaluación económica. Escenario 4. Precios privados 380
Tabla 13-163. Resultados de la evaluación económica. Escenario 5. Precios privados 381
Tabla 13-164. Resultados de la evaluación económica. Escenario 1. Precios sociales 382
Tabla 13-165. Resultados de la evaluación económica. Escenario 2. Precios sociales 383
Tabla 13-166. Resultados de la evaluación económica. Escenario 3. Precios sociales 384
Tabla 13-167. Resultados de la evaluación económica. Escenario 4. Precios sociales 385
Tabla 13-168. Resultados de la evaluación económica. Escenario 5. Precios sociales 386
Tabla 13-169. Resultados de la evaluación económica. Resumen. Precios privados 387
Tabla 13-170. Resultados de la evaluación económica. Resumen. Precios sociales 387
Tabla 13-171. Niveles de integración tecnológica 390
Tabla 13-172. Análisis de incidencia de las variables en la rentabilidad del proyecto. Precios sociales 390
Tabla 13-173. Análisis de incidencia de las variables combinadas en la rentabilidad del proyecto. Precios sociales 391
Tabla 13-174: Resultados análisis de riesgo variable costo inversión 394
Tabla 13-175: Resultados de % de VAN positivo- negativo del análisis de riesgo variable costo inversión 395
Tabla 13-176: Resultados análisis de riesgo variable precio venta producto 395
Tabla 13-177: Resultados de % de VAN positivo- negativo del análisis de riesgo variable precio venta producto 395
Tabla 13-178: Resultados análisis de riesgo combinación variables costo - precio venta 396
Tabla 13-179: Resultados de % de VAN positivo- negativo del análisis de riesgo variable precio y coste 397

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2-1. Plano situación nacional y regional del Estudio 23
Figura 2-2. Mapa de ubicación general del estudio. 24
Figura 3-3. Área de riego del Embalse Ránquil. 32
Figura 3-4. Área de riego del Embalse Changaral. 32
Figura 3-5. Área de riego del Embalse Quilmo. 33
Figura 3-6. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Quilmo. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento. .. 50

Figura 3-7. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Changaral. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento. ..51
Figura 3-8. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Ránquil. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento. ..51
Figura 3-9. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Quilmo. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento. ..54
Figura 3-10. Esquema unifilar del Estero Quilmo. Fuente: Catastro de usuarios de la cuenca Ñuble VIII Región, de 1987. Plano 38-43-44. ..55
Figura 3-11. Esquema unifilar del Estero Ránquil. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento. ..56
Figura 3-12. Ubicación general de los embalses Changaral, Quilmo y Ránquil. ..57
Figura 3-13. Ubicación del embalse Changaral en relación con el cauce sobre el que se ubica. ...58
Figura 3-14. Ubicación del embalse Quilmo en relación con el cauce sobre el que se ubica. ..59
Figura 3-15. Ubicación del embalse Ránquil en relación con el cauce sobre el que se ubica. ..59
Figura 3-16. Ubicación de estaciones pluviométricas. ..60
Figura 3-17. Isoyetas Proyecto Itata. ..63
Figura 3-18. Isoyetas Balance Hídrico de Chile. ..64
Figura 3-19. Ubicación de estaciones fluviométricas. ..65
Figura 3-20. Estación fluviométrica Changaral Camino a Portezuelo. Curvas de variación estacional ..68
Figura 3-21. Estación pluviométrica Quilmo Camino a Yungay. Curvas de variación estacional. ...68
Figura 3-22. Muro del embalse Changaral Alto. Diseño preliminar. Perfil Transversal Esquemático. ..71
Figura 3-23. Presa Changaral Bajo. Diseño preliminar. Perfil Transversal Esquemático. ..72
Figura 3-24. Zona de riego del embalse Changaral. ..74
Figura 3-25. Muro embalse Quilmo. Diseño preliminar. Perfil Transversal Esquemático. ..75
Figura 3-26. Sección tipo preliminar para la presa de Changaral. ..79
Figura 3-27. Cuencas y subcuencas de la VIII Región ..102
Figura 3-28. Macro zonas agroclimáticas región del Bío Bío.1. ..107
Figura 3-29. Mapa de isotermas de la región del Bío Bío ..108
Figura 3-30.Mapa de isoyetas de la región del Bío Bío. ..109
Figura 3-31. Climograma de Ránquil ..110
Figura 3-32. Diagrama de temperatura de Ránquil ..110
Figura 3-33. Tabla climática de Ránquil ..111
Figura 3-34. Climograma de Chillán Viejo ..111
Figura 3-35. Diagrama de temperaturas de Chillán Viejo ..112
Figura 3-36. Tabla climática de Chillán Viejo ..112
Figura 3-37. Climograma de San Nicolás ..113
Figura 3-38. Diagrama de temperaturas de San Nicolás ..113
Figura 3-39. Tabla climática de San Nicolás ..114

Figura 3-40. Mapa geomorfólogico para la caracterización de suelos. 116
Figura 3-41. Corte transversal embalse Changaral Alto. 119
Figura 3-42. Diseño preliminar presa Changaral Alto. 120
Figura 3-43. Corte transversal Embalse Quilmo. 122
Figura 3-44. Diseño preliminar presa Changaral Alto. 123
Figura 4-45. Sección transversal de los canales diseñados. 131
Figura 4-46. Sección tipo preliminar para la presa de Changaral. 135
Figura 4-47. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada. 138
Figura 4-48. Sección tipo para presa de tierras con núcleo asfáltico. 138
Figura 4-49. Sección tipo preliminar para la presa de Quilmo. 143
Figura 4-50. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada. 146
Figura 4-51-Sección tipo para presa de tierras con núcleo asfáltico. 147
Figura 4-52. Sección tipo preliminar para la presa de Ránquil. 152
Figura 4-53. Parámetros del muro del embalse Ránquil. 152
Figura 4-54. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada. 155
Figura 4-55. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada con núcleo inclinado aguas arriba. 156
Figura 4-56.Curvas Volumen almacenado – Superficie inundada Embalse Estero Changaral. 167
Figura 4-57. Curvas Volumen almacenado – Superficie inundada Embalse Estero Quilmo 168
Figura 4-58. Curvas Volumen almacenado – Superficie inundada Embalse Estero Ránquil 168
Figura 4-59. Embalse Quilmo. Probabilidad de excedencia caudales medios anuales. 172
Figura 4-60. Embalse Changaral. Probabilidad de excedencia caudales medios anuales. 172
Figura 4-61. Embalse Ránquil. Probabilidad de excedencia caudales medios anuales. 173
Figura 4-62. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 120.00 msnm. Año promedio 174
Figura 4-63. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 122.00 msnm 175
Figura 4-64. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 120.00 msnm. Año seco. 176
Figura 4-65. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 122.00 msnm. Año seco. 177
Figura 4-66. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 90.00 msnm. Año promedio. 178
Figura 4-67. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 92.50 msnm. Año promedio 179
Figura 4-68. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 90.00 msnm. Año seco. 180
Figura 4-69. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 92.50 msnm. Año seco. 181
Figura 4-70. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 65.00 msnm. Año promedio. 182

Figura 4-71. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 67.50 msnm. Año promedio 183
Figura 4-72. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 65.00 msnm. Año seco. 184
Figura 4-73. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 67.50 msnm. Año seco. 185
Figura 5-74. Resumen trabajos de geotecnia 189
Figura 5-75. Líneas de Vuelo Escala 1:20.000. 191
Figura 5-76. Líneas de Vuelo Escala 1:8.000. 192
Figura 5-77. Zona levantamiento topográfico. 193
Figura 6-78. Sección tipo de los canales matrices. 200
Figura 6-79. Estaciones pluviométricas consideradas y polígonos de Thiessen. 208
Figura 6-80. Isoyetas T = 10 excluyendo estación Chillancito. 210
Figura 6-81. Datos históricos obteniendo valores de frecuencia mediante el método de Weibul. . 215
Figura 6-82. Hidrogramas 224
Figura 6-83. Curva oferta - demanda 230
Figura 6-84. Curva granulométrica material lecho cauce. 231
Figura 6-85. Curva de frecuencia de caudales. Probabilidad de excedencia 233
Figura 6-86. Planta de tramo de cauce calculado. 234
Figura 7-87. Mapa de Sectorización de la Red de Riego del Estero Quilmo y ubicación del futuro Embalse 239
Figura 7-88. Mapa de ubicación de puntos de muestreo de agua. Estero Quilmo. 243
Figura 10-89. Esquema del modelo de simulación. Escenario 1. 285
Figura 10-90. Ventana de entrada Volúmenes del embalse 287
Figura 10-91. Ventana de entrada Curvas de Embalse 287
Figura 10-92. Esquema de volúmenes de embalse 289
Figura 10-93. Volumen acumulado en el embalse Quilmo 291
Figura 10-94. Distribución del caudal ecológico durante la simulación 291
Figura 10-95. Central hidroeléctrica. Distribución del caudal turbinado y altura potencial 292
Figura 10-96. Déficit suministro demanda agrícola, urbana y caudal ecológico 292
Figura 11-97. Sección tipo. 311
Figura 11-98. Esquema utilizado para el cálculo hidráulico. 314
Figura 11-99. Curva de desagüe del vertedero: abcisas caudal vertido en m3/seg; ordenadas cota de embalse en m. 315
Figura 2-2. Canal de la Margen Izquierda 319
Figura 2-3. Canal de la Margen Derecha 320
Figura 2-4. Canales derivados 1 y 2. 321
Figura 11-103. Ejemplo de canal de tierra con revestimiento de PEAD 322
Figura 11-104. Tramo 1. CMD y CMI. 326
Figura 11-105. Tramo 2. CMI. 326

Figura 11-106. Tramo 2. Derivados del CMI. 327
Figura 11-107. Instalación de un aforador Parshall en canal de riego 329
Figura 11-108. Sección tipo camino proyectado. 331
Figura 11-109. Planta de camino proyectado nuevo 331
Figura 11-110. Planta de camino proyectado repuesto. 332
Figura 11-111. Planta de camino proyectado en la zona de inundación 333
Figura 11-112. Planta de camino proyectado en la zona de acceso al muro de presa 333
Figura 11-113. Sección tipo camino proyectado 334
Figura 11-114. Gráfica rango de funcionamiento de tipología de turbinas 337
Figura 11-115. Área de estudio 339
Figura 11-116. Ubicación de viviendas 344
Figura 11-117. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-59-Q. 347
Figura 11-118. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa. 347
Figura 11-119. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-601. 348
Figura 11-120. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa. 349
Figura 13-121. Relación costo directo privado – cota coronación muro. 358
Figura 13-122. Sección de canal tramo 1. 366
Figura 13-123. Sección de canal tramo 2. 367
Figura 13-124. Sección canal derivado. 367
Figura 13-125. Sección camino zona de riego. 367
Figura 13-126. Curva VAN-Superficie. Precios privados 388
Figura 13-127. Curva VAN-Superficie. Precios sociales 388
Figura 13-128. Distribución aleatoria triangular escogida. 393
Figura 13-129. Curva de VAN (precios sociales) frente a Superficie Máxima Regable 398

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 7-1. Realización de Encuestas 240
Fotografía 7-2. Cultivos herbáceos en zona futura de riego 240
Fotografía 8-3. Taller legal Nº 1. 271
Fotografía 8-4. Taller legal Nº 2. 271

LISTADO DE ANEXOS

ANEXO A REVISIÓN DE ANTECEDENTES Y ANÁLISIS CONCEPTUAL ALTERNATIVAS EMBALSES

ANEXO B ESTUDIOS DE TERRENO

Anexo B.1 Trabajos Topográficos

Anexo B.2 Sondajes, Calicatas y Perfiles Sísmicos

ANEXO C ESTUDIOS AGROECONÓMICOS

ANEXO D ESTUDIOS BÁSICOS

Anexo D.1 Geología

Anexo D.2 Geotecnia

Anexo D.3 Hidrología, Sedimentos y Derechos de Agua.

Anexo D.4 Estudio Riesgo Sísmico

ANEXO E ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL, PAC Y TALLERES LEGALES

Anexo E.1 Estudio de Análisis Ambiental

Anexo E.2 Participación Ciudadana

Anexo E.3 Informe Taller legal

ANEXO F ESCENARIOS Y MODELO DE SIMULACIÓN

Anexo F.1 Escenarios y Modelo de Simulación

ANEXO G DISEÑOS PRELIMINARES

Anexo G.1 Muro y Obras Anexas

Anexo G.2 Diseños de Canales

Anexo G.3 Análisis estático y dinámico de los muros de presa

Anexo G.4 Sistema de Aforo de caudales

Anexo G.5 Informe Hidrogeneración

Anexo G.6 Obras de embalse de control

Anexo G.7. Predimensionamiento Estructural de las Obras de Paso de los Canales sobre las Quebradas

Anexo G.8. Red Rural Viaria

Anexo G.9 Plan de Control de Calidad

ANEXO H ESTUDIO DE TENENCIA DE TIERRA

ANEXO I EVALUACIÓN ECONÓMICA

ANEXO J PLANOS

Especialidad	Nombre del profesional	Especialidad
REVISIÓN TÉCNICA	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Pascual Abad Moreno	Ingeniero Civil
	Enrique Cifres Jiménez	Ingeniero Civil
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
EVALUACIÓN Y PLANIFICACIÓN PROYECTOS	Manuel Cánovas Carreño	Ingeniero Civil
MECÁNICA DE SUELO	Francisco Izquierdo Silvestre	Ingeniero Civil
	Isabel Rodriguez Gayo	Ingeniero Civil
ESTRUCTURAS	Juan Francisco Moyá Soriano	Ingeniero Civil
	Jose Vicente Candel Hernandis	Ingeniero Civil
HIDROLOGÍA	Vicente Bertolín Peiró	Ingeniero Civil
	Félix Bandrés Domínguez	Ingeniero Civil
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
RECOPILACIÓN ANTECEDENTES	Eduardo González Meliá	Ingeniero Civil
	Amparo Moreno Durá	Ingeniero Civil
AGRONOMÍA	Juan López Collado	Ingeniero Agrónomo
	Joaquín Sánchez Mancha	Ingeniero Agrónomo
	Francisco Hernandis Almodóvar	Ingeniero Agrónomo
GEOMENSURA	Javier Barragán Martos	Ingeniero Geomensor
GEOLOGÍA	Jesús Martínez Ortega	Geólogo
MEDIO AMBIENTE	Ignacio Orts Soler	Licenciado Ciencias Ambientales
ADMINISTRACIÓN	Gonzalo Tapia Casanova	Jefe de administración
	Patricia López Colomer	Auxiliar administración
DIBUJANTES	María Ramírez Toro	Dibujantes
	Jesús Caballer Sánchez	Dibujantes
	Sonia Padilla Genovés	Dibujantes

1. INTRODUCCIÓN

La Comisión Nacional de Riego, en adelante la CNR, ha puesto en marcha la elaboración del estudio de prefactibilidad del proyecto “Construcción embalses estaciones del secano, provincia de Ñuble”, cuya implementación permitirá beneficiar de forma preliminar a tres zonas situadas en las comunas de San Nicolás, San Carlos, Chillán Viejo y Ránquil.

El proyecto, propuesto por la Comisión Nacional de Riego, corresponde a la regulación de tres esteros con un embalse estacional en cada caso, para incorporar nuevo riego seguro, en tres valles con riego de muy baja seguridad de abastecimiento en que predominan las praderas y los cultivos de secano. La situación de las tres zonas de interés en las que se pretende desarrollar el estudio son:

- Estero Changaral: comuna de San Nicolás y comuna de San Carlos.
- Estero Quilmo: comuna de Chillán Viejo.
- Estero Ránquil: comuna de Ránquil.

La agricultura en el área del proyecto es, en la actualidad, mayoritariamente de secano. El riego es de escasa relevancia y de muy baja seguridad, por cuanto los caudales disponibles son abundantes sólo en invierno y parte de la primavera para decaer, fuertemente, en los meses estivales, los de máxima demanda. Ello ha impedido el desarrollo de la agricultura manteniéndose, más bien, como de subsistencia. La escasa área regada se concentra en cultivos anuales como el trigo y pastos naturales, únicos capaces de aprovechar la abundancia estacional de agua en primavera, y algunas chacras.

La implementación del proyecto permitiría no sólo incrementar el área regada por el mayor caudal de agua, sino que además, con la regulación de los tres cauces se puede ajustar, mediante la explotación de cada embalse, las curvas de oferta con la demanda de agua de los cultivos de alta rentabilidad, como los frutales.

La superficie de riego seguro que se podría conseguir con la implementación del proyecto en cada uno de los tres sectores de interés, se estimó de forma preliminar, en base a los antecedentes existentes a nivel de perfil y las distintas visitas a campo, en:

- Superficie de riego en sector Changaral: 3.232 hectáreas.
- Superficie de riego en sector Quilmo: 2.206 hectáreas.
- Superficie de riego en sector Ránquil: 1.305 hectáreas.

Siendo el total de superficie potencial que se podría beneficiar del proyecto de 6.743 hectáreas, según los datos a nivel de perfil.

En cualquier caso, la distribución del agua debe ser proporcional a los derechos de agua que se otorguen y, por ende, todos los predios, de cualquier tamaño, recibirán una dotación de agua regulada, de acuerdo a sus suelos regables y a las acciones suscritas.

Al inicio del estudio, se analizaron una serie de cuestiones técnico-económicas para determinar la posibilidad de descartar algún embalse durante el desarrollo de los trabajos.

Los aspectos que se analizaron para analizar la viabilidad inicial de cada embalse fueron entre otros los siguientes:

- Geología-geotecnia del terreno en la zona de ubicación de los muros.
- Disponibilidad de los recursos de agua.
- Capacidad de almacenamiento.
- Características agropecuarias de las zonas.
- Medioambiente.
- Aspectos legales.
- Derechos de agua.
- Participación de la comunidad.
- Económicos.

Todas las cuestiones indicadas junto con otras, sirvieron para justificar la viabilidad de cada embalse una vez terminada la fase 2 del estudio.

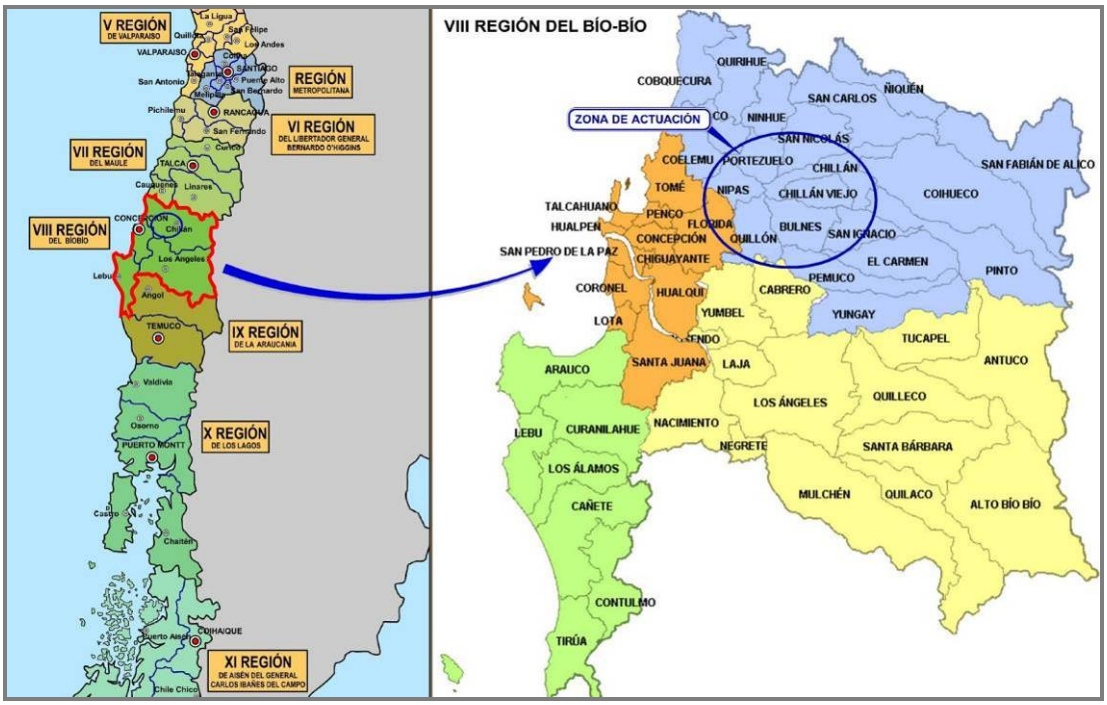
Como resultados de todo el análisis que se realizó, se estableció que el embalse que presenta mejores ratios técnico-económicos de los tres y por lo tanto de mejores condiciones para continuar con su estudio de prefactibilidad finalizada la etapa 2, fue el correspondiente al localizado en el estero **Quilmo**.

Los otros dos embalses analizados, Changaral y Ránquil, presentaron una serie de **desventajas**, entre las que destaca su **rentabilidad económica**, así como otros aspectos técnicos, que cuestionan e inhabilitaron su continuidad en el estudio de prefactibilidad.

2. OBJETO Y ALCANCE

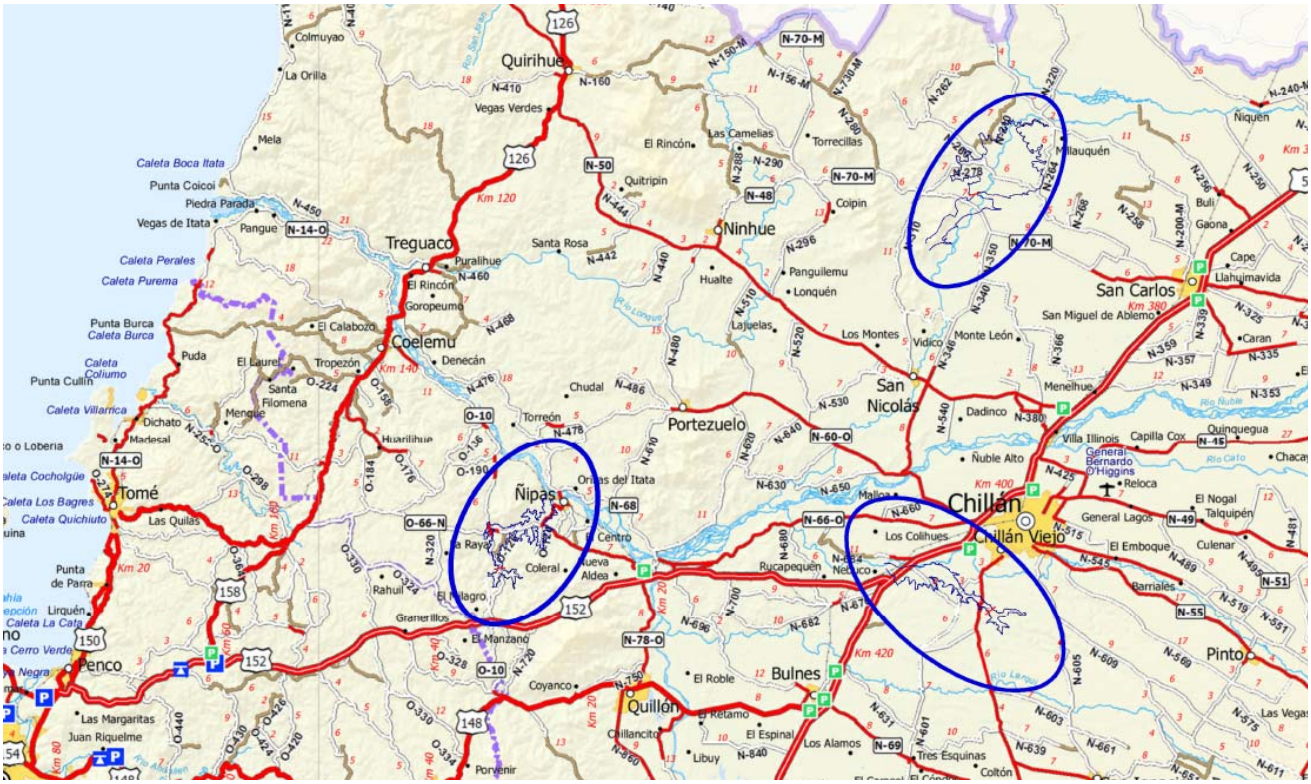
El área objeto del análisis se localiza en Chile, en la VIII Región del Bío Bío.

Figura 2-1. Plano situación nacional y regional del Estudio



Dentro de la VIII Región, se ubica en la provincia de Ñuble, en las comunas de Chillán Viejo, San Nicolás, San Carlos, y Ránquil-Ñipas.

Figura 2-2. Mapa de ubicación general del estudio.



2.1. OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

El objetivo de los trabajos de consultoría es la elaboración de un estudio de prefactibilidad en el cual se desarrollen los diseños a nivel de Prefactibilidad de los embalses de regulación estacional propuestos los cuales son: Changaral, Quilmo y Ránquil, y que posibilite:

- La puesta en riego de suelos en condición de secano.

- Mejoramiento de seguridad en terrenos actualmente regados, y junto con esto la incorporación de cultivos rentables, en el secano interior y costero de la provincia de Ñuble, VIII Región, garantizando una seguridad del 85 % la disponibilidad del agua para el riego de una superficie potencial de 6.743 hectáreas según datos a nivel de perfil.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos específicos necesarios que se deben conseguir en el estudio de prefactibilidad son los siguientes:

1. Estudiar todos los aspectos técnicos, económicos, legales y ambientales a nivel de prefactibilidad de los embalses Changaral, Quilmo y Ránquil, en la provincia de Ñuble.

2. Analizar los recursos hídricos del sector y estudiar la situación legal de los derechos de aprovechamiento de aguas, así como aquellos recursos eventuales que pudieran ser embalsados.

3. Definir las demandas hídricas actuales y futuras del proyecto a nivel de prefactibilidad, de tal forma que se pueda dimensionar las obras necesarias de la forma más óptima posible.

4. Diseñar a nivel de prefactibilidad los tres embalses propuestos y sus obras anexas.

5. Desarrollar la evaluación económica y técnica de los tres proyectos de embalse y sus obras anexas.

6. Proposición de obras y evaluación técnica y económica simplificada, de la red de canales.

7. Evaluar el potencial de hidrogeneración asociado a los proyectos de embalses.

8. Prestar asesoría legal y técnica a los futuros usuarios que correspondan a cada sitio, generando instancias de reuniones en talleres legales en donde se explique los pasos a seguir para la conformación como organizaciones de regantes.

9. Generar un compromiso entre la Comisión Nacional de Riego, el CONSULTOR y los asistentes a los talleres legales, en el que se estipule que los futuros beneficiarios de los proyectos han recibido la información necesaria para conformar una organización de regantes y estipular que el consultor dará asesoría legal a los futuros usuarios durante el desarrollo del estudio. Dicho compromiso deberá generarse en las etapas previas del estudio.

10. Analizar en profundidad a nivel de prefactibilidad técnica, económica, legal y ambiental las tres alternativas propuestas de construcción de embalse de riego, analizándolo además como regulador de crecidas y, estudiando la posibilidad de usarlo como embalse de hidrogeneración, lo cual se deberá hacer acorde a los estudios técnico-económicos del presente estudio, incluyendo la red de distribución necesaria para ello.

11. Determinar en función de los estudios agropecuarios y agroeconómicos, las demandas hídricas de los proyectos a nivel de prefactibilidad, para dimensionar los embalses y la red de canales de la forma más óptima posible, condicionando su operación para variados escenarios de simulación.

12. Determinar el tamaño y emplazamiento óptimo para los embalses, además del momento óptimo de la inversión.

13. Evaluar y prediseñar un sistema un sistema de red remota para medición de caudales en canales de conducción y distribución de las aguas.

14. Evaluar eventuales interferencias que los proyectos podrían tener con instalaciones existentes (caminos, sectores de cultivos, propiedad privada, entre otros) y cuantificar los costos asociados.

15. Analizar la situación agropecuaria actual y proyectarla, en función de la mayor seguridad de riego que las alternativas de proyecto generaría, planteando un mejoramiento en las tecnologías y cultivos actuales, así como elaborar un programa de asistencia técnica y de transferencia tecnológica para la zona del proyecto.

16. Desarrollar un programa de participación ciudadana.

17. Realizar un estudio de análisis ambiental del proyecto (EAA), precisando los impactos ambientales, las medidas de mitigación y sus costos, tanto para el embalse como para su red de distribución y las obras de hidrogeneración.

18. Determinar los beneficios y costos para cada escenario de proyecto.

19. Preparar un programa de inversión donde se consideren los costos de construcción y operación del embalse y obras anexas, y de la red de canales asociada, además estimar los costos de implementar los planes de transferencia tecnológica y asistencia técnica, para ser expuestos a la comunidad.

20. Evaluación económica del proyecto mediante el método de la productividad marginal o método del presupuesto, cuyos resultados deberá ser comprobados a través del desarrollo de los siguientes métodos: Método del valor incremental de la tierra y Método del valor de mercado de las transacciones de derechos de aprovechamiento de aguas.

21. En caso de que existan antecedentes técnicos y/o económicos fundamentados en base a información levantada y trabajos preliminares ejecutados de los tres embalses propuestos en el objetivo general, el consultor podrá proponer un descarte de sitios si es que alguno de ellos no contara con la viabilidad técnica y económica para poder desarrollarse. Dicho descarte, si es que lo hubiese, será presentado en forma detallada y argumentada claramente a la CNR, que se reserva el derecho de aceptar el descarte.

3. REVISIÓN DE ANTECEDENTES

En este aparatado se presentan todos los antecedentes utilizados, con actualizaciones de la estadística disponibles, con objeto realizar todas las evaluaciones efectuadas.

En la elaboración del presente estudio se tuvo en cuenta el Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego elaborado por la CNR Versión 14 de Abril de 2011, en concreto en los contenidos del "Capítulo 3. Ciclo de Vida de un Proyecto. 3.1 Etapa de Prefactibilidad".

3.1. ANTECEDENTES DISPONIBLES

Los documentos técnicos disponibles que se han revisados han sido tanto los propuestos en las bases de la licitación como otros que se ha considerado necesario analizar.

Los documentos propuestos por la CNR fueron los siguientes:

- Estudio Catastro de Obras PROM y Plan de Inversiones al 2018; CNR - 2009.
- Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Changaral; DOH - 2001.
- Estudio de Perfil Sistema de Riego Ránquil; DOH - 2001
- Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Quilmo; DOH - 2001.
- Estudio Integral de riego Proyecto Itaca; EDIC - 1994
- Riego para el Secano Interior - Provincia de Ñuble. Embalse Changaral; Fernando Herrera R-2001
- Estudio de Factibilidad y Diseño del Mejoramiento del Canal Bío Bío Sur; AC Ingenieros - 1998.
- Proyecto Itata, estudio hidrológico y situación actual agropecuaria; PROITATA, Asoc. de Profesionales -1992.

Otras publicaciones y estudios relevantes que han sido revisados son:

- Censos Población y Vivienda 2012.
- Censos Agrícolas y Precuarios 2007.
- Rol Extracto Agrícola, Cartografía de Suelos. SII; CIREN – CORFO.
- Estudio de suelos del CIREN – CORFO.
- Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Changaral. CNR 2011. PROCIVIL ING. LTDA
- Estudio de Perfil Sistema de Riego Ránquil. CNR 2011. PROCIVIL ING. LTDA
- Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Quilmo. CNR 2011. PROCIVIL ING. LTDA.
- Diagnóstico y caracterización de los problemas de drenaje en Chile. Julio-2008. GCF Ingenieros Consultores LTDA.
- Diagnóstico de recursos hídricos en secano interior y costero VI a VIII Región. 2003. AC Ingenieros Consultores Ltda.

- Diagnóstico y caracterización de usuarios de agua y su demanda. 2008. Qualitas Agroconsultores Ltda
- Catastro de iniciativas de embalses y canales. Informe Final. TOMO IV. Anexo C: Fichas técnicas. 2011. Aquaterra Ingenieros Limitada.
- Análisis Uso Actual y Futuro de los Recursos Hídricos de Chile. Volumen III. Regiones VIII-XII. Anexos 1 y 2. 1.996. IPLA Ltda.
- Estimaciones de Demanda de Agua y Proyecciones Futuras.Zona II. Regiones V A XII y Región Metropolitana
- Análisis y tendencias de precios futuros. Catastro de. Agroindustrias. Catastros vitivinícolas y frutícolas.
- Estudio de Síntesis de Catastros de Usuarios de agua e Infraestructuras de Aprovechamiento. Octubre 1991.
- Levantamiento de bocatomas en cauces naturales. II Etapa. Informe Final. Noviembre 2000.
- Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009 Perfil. Julio 2.009.
- Estudio Integral de Riego. Proyecto Itata. Volúmenes IV y V. 6.0. Obras matrices para el riego. 6.1 Estudio de identificación y reconocimiento de posibilidades. 6.2 anteproyecto de las obras. CNR-1994. Proyecto Itata. Agosto 1.994.
- Información de los distritos agroclimáticos del Sistema de Información Integral de Riego. (ESIIR)
- Atlas Agroclimático de Chile. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Agrarias y Forestales. Lab. De Agroclimatología. Santiago. 1993. Santibañez F. y Uribe, J.M.,
- Mapa Agroclimático de Chile. 1989. Instituto de Investigaciones Agropecuarias
- Climatología Regional. 2001. Dirección Meteorológica de Chile
- Estaciones dentro de la cuenca hidrográfica o próximas. Datos climáticos mensuales: Río Quilmo en camino a Yungay (CA), desde 1957 a 1983.
- Cartografía interactiva de los climas de Chile. Datos estación meteorológica de Chillán. Temperaturas y precipitaciones normalizadas y extremas. Pontificia Universidad Católica de Chile.
- http://www7.uc.cl/sw_educ/geografia/cartografiainteractiva/Continental/Paginas/UntitledFrameset-1.htm
- Diagnostico y Clasificación de los cursos y cuerpos de agua para la cuenca del río Itata. 2004. CADE-IDEPE
- Requisitos de calidad del agua para diferentes usos. NCh. 1.333. 1978. Instituto Nacional de Normalización (INN).
- Norma Chilena Oficial. NCh133.Of78. Modificada en 1987. Requisitos de calidad del agua para diferentes usos. 1987.
- Guía para el Establecimiento de las Normas Secundarias de Calidad Ambiental para Aguas Superficiales Continentales y Marinas. (CONAMA)

- Centro de información de recursos hídricos de la DGA, SEA, publicaciones científicas y referencias.
- Estaciones DGA de calidad del agua para el río. RIO Río Quilmo en camino a Yungay (CA), desde 1962 a 1972.
- SINIA: http://sinca.mma.gob.cl/index.php/region?id=VIII
- Estudios agrológicos del Centro de Información de Recursos Naturales (CIREN). De la región que corresponda. http://www.ciren.cl/web/
- Descripción de la vegetación mediante la cartografía de ocupación de tierras. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Agrarias y Forestales. Santiago, Chile. 120 p. Carta de Ocupación de Tierras (COT). 1982. Etienne, M y C Prado.
- Libro Rojo de la Flora Terrestre de Chile de Iván Benoit. 1989.
- La Vegetación Natural de Chile. Clasificación y Distribución Geográfica de Rodolfo Gajardo. 1994.
- Sinopsis Bioclimática y Vegetacional de Chile de Federico Luebert, y Patricio. Pliscoff. 2006.
- Metodologías para la caracterización de la calidad ambiental. Comisión Nacional del Medio Ambiente. 1996. CONAMA.
- Diagnóstico y clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objetivo de calidad cuenca del Río Itata. Realizado por Cade-Idepe. 2004. DGA.
- Obras nuevas y actualizaciones del complejo forestal industrial Itata. SEA, CONAMA. 2004. Jaime Illanes y Asociados.
- Catastro biológico sector río Ñuble, sector confluencia. SEA. CONAMA. 2005. Carolina Moya- Gustavo Chiang
- Estrategia Nacional de la Biodiversidad, Estrategias Regionales de Biodiversidad, Sistemas de Áreas Protegidas SNASPES y otras áreas protegidas.
- Infraestructura de datos geoespaciales. VISOR. IDE.
- Instrumentos de planificación territorial vigentes a nivel regional, intercomunal y local. Observatorio urbano. Ministerio de Vivienda y Urbanismo.
- Usos del suelo. Infraestructuras. Áreas protegidas. Infraestructura de datos geoespaciales. IDE.
- Zona de Interés Turístico (ZOIT) y Centro de Interés Turístico (CEIT).
- Áreas Turísticas Prioritarias definidas en las estrategias regionales
- Zonas de Desarrollo Turístico, Planes de Desarrollo Turístico u otros instrumentos indicativos sectoriales o municipales, contenidos en PLADECOS.
- Servicio Nacional de Turismo, SERNATUR (Atractivo turístico, rutas turísticas, sendero de Chile, entre otros que pudiesen ser identificados).
- CASEN 2009
- PLADECOs regionales de las comunas.
- Datos de población (total, densidad, distribución por sexos, por comunas, por edades, nivel de instrucción, nivel de pobreza, Índice de Desarrollo Humano, Población Económicamente Activa, Ramas de la Actividad Económica, etc.

- Asentamientos humanos. Infraestructura de datos geoespaciales. IDE

3.2. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO

El objetivo de los trabajos fue determinar la existencia de derechos de aprovechamientos de aguas, de carácter consuntivos y no consuntivos en los cauces naturales, ubicados en las áreas de riego que se beneficiaran con la construcción de los eventuales embalse. En particular, respecto del "Embalse Changaral", los cauces naturales Río Changaral y Estero Verquico, del "Embalse Ránquil", los cauces naturales Estero Ránquil y Estero Pirihuín; y del "Embalse Quilmo", el cauce natural Estero Quilmo y Estero Lluanco.

Adicionalmente, se requiere conocer sobre la existencia de Organizaciones de Usuarios existentes en los cauces naturales ya referidos; sobre solicitudes de regularización, en virtud del artículo 2° Transitorio del Código de Aguas; y sobre solicitudes en trámite de constitución de nuevos derechos de aprovechamiento de aguas, tanto de ejercicio consuntivo o no consuntivo, ubicados en el área de riego referida.

Para esto se revisaron todas las inscripciones de derechos constituidos, en los Conservadores de Bienes Raíces competentes de cada una de las futuras zonas de riego señaladas. En efecto, los Conservadores de Bienes Raíces competentes en estos casos, son respectivamente, los Conservadores de Bienes Raíces de Chillan, de Coelemu y de San Carlos, para los Embalses Quilmo, Ránquil y Changaral.

Se efectuó además, un análisis y revisión de los antecedentes aportados por la Dirección General de Aguas, en relación al Catastro Público de Aguas del mismo Servicio, respecto a la existencia de derechos de aprovechamientos de aguas consuntivos y no consuntivos en los cauces naturales, ubicados en las áreas de riego que se beneficiaran con la construcción de los eventuales embalses; existencia de Organizaciones de Usuarios; solicitudes de regularización, en virtud del artículo 2° Transitorio del Código de Aguas; y solicitudes en trámite de constitución de nuevos derechos de aprovechamiento de aguas, tanto de ejercicio consuntivo o no consuntivo; en la áreas ya referidas.

Finalmente, se proponen las conclusiones derivadas del estudio en cuestión, que serán útiles para determinar los pasos a seguir frente a la factibilidad o no construcción de los embalses señalados.

3.2.1. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Análisis exhaustivo de las inscripciones de dominio de los derechos de aprovechamiento aguas constituidos en la zona de riego, de cada uno de los futuros embalses, en los Conservadores de Bienes Raíces respectivos. Asimismo, se efectuó una solicitud de entrega de antecedentes a la Dirección General de Aguas, tanto Nacional, Regional como Provincial, a fin de que se informe por dicho Servicio sobre los derechos de aprovechamiento de aguas, consuntivos o no consuntivos, que se encuentren constituidos; existencia de organizaciones de usuarios; y solicitudes en trámite de constitución o de regularización (artículo 2° Transitorio del Código de Aguas), en los siguientes cauces naturales:

a) Esteros Ránquil, La Lorena, San Nicolás, Pirihuín, con respecto al **Embalse Ránquil**;
b) Esteros Changaral, Dollinco, Millauquen y Río Changaral, con respecto al **Embalse Changara**l; y
c) Esteros Quilmo, Lluanco, El Rodeo y Coihue, con respecto al **Embalse Quilmo**.

Es pertinente hacer presente, dos circunstancias. La primera de ellas, que la información requerida a la Dirección General de Aguas, se solicitó, en otras vías, en virtud de lo dispuesto en la Ley sobre acceso a la información pública N° 20.285. Asimismo, y en segundo lugar, se debe indicar que la determinación de los cauces naturales, referidos en el párrafo precedente, se hizo en conformidad a las cartas Instituto Geográfico Militar, n° 100, 101, 89, 98, 90, 99, 110; individualizadas respectivamente como "Chillán", "Coihueco", "San Nicolás", "Ñipas", "San Carlos", "Bulnes", "San Miguel".

3.2.2. DIAGNÓSTICO DE DERECHOS DE AGUA. ANÁLISIS LEGAL.

En relación con lo anterior, en este capítulo existe:

- Un primer acápite que desarrolla los *"Antecedentes Preliminares",* éste describirá las Áreas de Riego que se beneficiaran con la eventual construcción de los Embalses Changaral, Quilmo y Ránquil.
- Luego; un acápite "Revisión de Registros de Propiedad de Aguas" que detallará, que derechos de aprovechamiento de aguas se encuentran constituidos en cada zona de riego para cada Embalse en estudio.
- Un acápite que trata sobre derechos de aprovechamiento de aguas, consuntivos y no consuntivos, constituidos en la zona de riego, que se beneficiará con los Embalses, informados por la Dirección General de Aguas.
- Posteriormente; un acápite sobre derechos de aprovechamiento de aguas en proceso de regularización en la zona de riego, que se beneficiará con los Embalses, informados por la Dirección General de Aguas.
- Un acápite "Organizaciones de usuarios" donde se detalla cuales son las organizaciones de usuarios sobre los cauces naturales referidos en el Capítulo III de este Informe.
- Un acápite sobre derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos y no consuntivos, en trámite de constitución ante la Dirección General de Aguas en la zona de riego, que se beneficiará con los Embalses, informados por dicho Servicio.
- Finalmente, un acápite denominado *"Conclusiones derivadas del análisis y estudio de la normativa legal",* el cual se referirá a las conclusiones derivadas del presente estudio.

Toda la información recibida de los distintos organismos consultados se adjunta en el Anexo A.1.9. Antecedentes Legales.

3.2.3. ANTECEDENTES PARTICULARES

Las áreas de riego que se beneficiarán con la construcción de los Embalses, se han definido de forma preliminar, siendo estas las siguientes:

Figura 3-3. Área de riego del Embalse Ránquil.

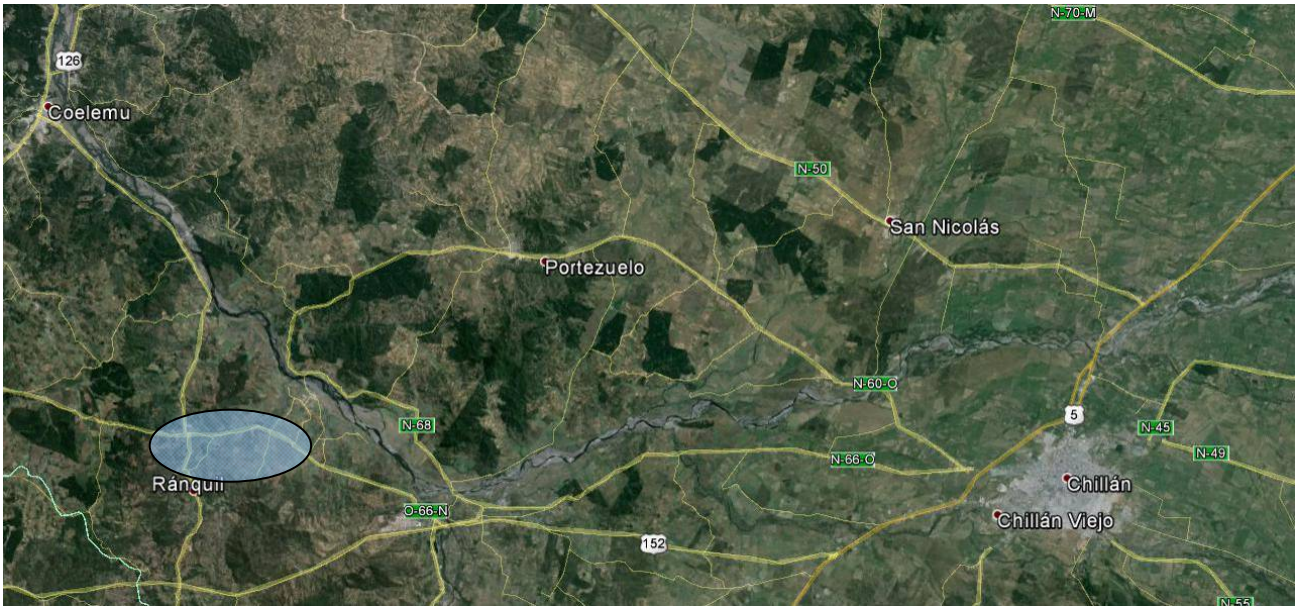
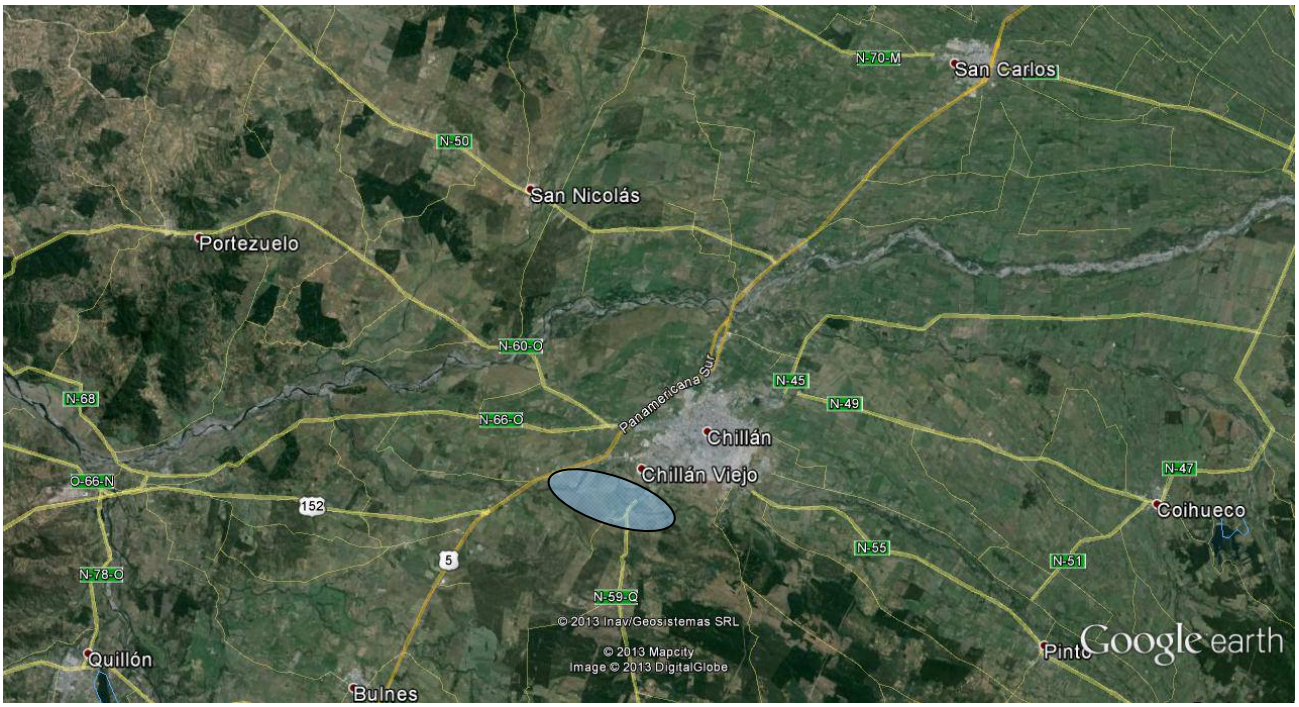


Figura 3-4. Área de riego del Embalse Changaral.



Figura 3-5. Área de riego del Embalse Quilmo.



3.2.4. REVISIÓN DE REGISTROS DE PROPIEDAD DE AGUAS

Con respecto a este acápite, es menester señalar que se revisaron todas las inscripciones de dominio en el Registro de Propiedad de Aguas en los Conservadores de Bienes Raíces competentes, en orden a determinar los derechos de aprovechamiento de aguas que se encuentran constituidos en la zona de riego, lo que se expone a continuación.

3.2.4.1. Embalse Ránquil.

Habiéndose revisado todos los Registros de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Coelemu, esto es entre los años 1993 a 2013, y en vistas a ser únicamente este Conservador de Bienes Raíces el competente para la inscripción de derechos de aprovechamiento de aguas sobre los Esteros Ránquil y Pirihuín, lo que a continuación se detalla son los derechos de aprovechamiento de aguas inscritos en la zona de riego del Embalse Ránquil.

3.2.4.1.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos:

Habiéndose revisado todos los Registros de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Coelemu, no se encontró ningún derecho de aprovechamiento de aguas de carácter no consuntivo, constituido sobre los Esteros Ránquil y Pirihuín.

3.2.4.1.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

a) **Sergio Abraham Monsalve**, según la inscripción de Fojas 17 vuelta, Número 18 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Coelemu correspondiente al año 2005, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo, por un caudal de 0,25 litros por segundo, que se extraen en el Estero Ránquil, por elevación mecánica desde el punto ubicado de las coordenadas UTM: Norte: 5.941.046 metros y Este: 715.541 metros, Datum Provisorio Sudamericano de 1956.

b) **Javier Antonio Espinoza**, según la inscripción de foja 22 número 22, del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Coelemu correspondiente al año 2005, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivos, permanentes y continuos, por un caudal de 0,2 litros por segundo, que se extraen en el Estero Ránquil, por elevación mecánica, desde el punto ubicado en las coordenadas UTM: Norte: 5.941.507 metros y Este: 715.303 metros. Datum Provisorio Sudamericano de 1956.

c) **Zoila del Carmen Toro Cartes**, según la Inscripción de foja 23, número 23 del Registro de Propiedad del Conservador de Bienes Raíces de Coelemu correspondiente al año 2005, es dueña de un derechos de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivos, permanentes y continuos por un caudal de 0,2 litros por segundo, que se extraen en el Estero Ránquil, por elevación mecánica, desde el punto ubicado en las coordenadas UTM: Norte: 5.941.253 metros y Este: 715.279. Datum Provisiorio Sudamericano de 1956.

3.2.4.2. Embalse Changaral.

Habiéndose revisado los Registros de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos, esto es entre los años 1993 a 2013, en vistas a ser únicamente este Conservador el competente para la inscripción de derechos del Río Changaral y del Estero Verquico, los que a continuación se detalla son los derechos de aprovechamiento de aguas inscritos en la zona de riego del Embalse Changaral.

3.2.4.2.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos:

Si bien no hay derechos de aprovechamiento de aguas de carácter no consuntivos expresamente constituidos en el Río Changaral o en el Estero Verquico, es importante señalar que existen derechos de aprovechamiento de aguas de dicho carácter, en cuyas inscripciones de dominio no se encuentra informado desde que cauce natural se extraen las aguas, y sólo aparecen las coordenadas correspondientes de captación y de restitución de las mismas.

a) **CGE Generación S.A.** según la inscripción de Fojas 229, Número 224, del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2010, ésta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, no consuntivo, permanente y continuo, y que tiene como punto de captación según coordenadas UTM: Norte: 5.941.530 metros y Este: 285.900 metros, y de restitución, según

coordenadas UTM: Norte: 5.948.940 metros y Este: 273.370 metros. Datum Provisorio Sudamericano 1956.

3.2.4.2.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

a) **Sociedad Agrícola Criadero Longaví Limitada**, según la inscripción de Fojas 261, Número 248 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2013, esta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, que riega el Fundo Caripoco, Comuna de San Nicolás, equivalente a un caudal de 69 litros por segundo o 5 regadores del Changaral.

b) **Sociedad Agrícola Newin Limitada**, según la inscripción de Fojas 577, Número 526 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos, correspondiente al año 2010, esta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, equivalente a 0,04 metros cúbicos, que corresponden a una décima parte del derecho total del vendedor, y a un 40% de la parte del derecho original, captado desde la ribera derecha del Río Changaral a 100 metros aguas arriba del Estero Carbonero.

c) **Irene Saavedra Carrasco y Alberto Vásquez Vallejos**, según la inscripción de Fojas 11, Número 10 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos, correspondiente al año 2009, estos son dueños de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo, correspondiente a 8 regadores del Estero Verquico.

d) **Magdalena Saavedra Carrasco, Adriana Saavedra Carrasco, Juan Muñoz**, según la inscripción de Fojas 546, Número 519 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos, correspondiente al año 2008, estos son dueños de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo, correspondiente al 72% de un merced de 8 regadores de aguas provenientes del Estero Verquico.

e) **Alberto Vásquez Vallejos**, según la inscripción de Fojas 570, Número 543 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2008, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo, correspondiente al 22% de una merced de 8 regadores de aguas provenientes del Estero Verquico.

f) **Carmen Blanca del Pilar Juneman Mardones, Bernardo Manuel Juneman Mardones, Alejandro José Juneman Mardores, Sergio Enrique Juneman Mardones y Elena del Carmen Juneman Mardones**, según la inscripción de Fojas 119, Número 117, del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2007, estos son dueños de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente, continuo, equivalente a 3,5 regadores del Río Changaral.

g) **Mario Bustos Troncoso,** según la inscripción de Fojas 139, Número 137 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos, correspondiente al año 2007, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente, continuo equivalente a 4 litros por segundo, del Río Changaral.

h) **José Osvaldo Sepúlveda Gutiérrez**, según la inscripción de Fojas 109, Número 100 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos, correspondiente al año 2006, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo equivalente a un tercio del 40% de 30 regadores del Estero Verquico, tercio equivalente a 13.33% de 30 regadores de aguas.

i) **Sociedad Agrícola Corran San Nicolás Limitada**, según la inscripción de Fojas 343, Número 317 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2005, esta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo equivalente a 1 y medio regante del Río Changaral.

j) **Juana Mireya Saavedra Riquelme, Norma Georgina Saavedra Riquelme, Miriam Ramona Saavedra Riquelme, Alicia Inidia Saavedra Riquelme, Olga Elena Saavedra Riquelme**, según la inscripción de Fojas 9, Número 9, del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2003, estas son dueñas de un derecho de aprovechamiento de aguas, equivalente a 5 regantes de una merced de 20 regantes extraída de un canal denominado los Saucos y del Estero Verquico.

k) **Ramón Hernán Daza Hurtado,** según la inscripción de Fojas 85, Número 74 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de San Carlos correspondiente al año 2001, es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo, de 0,4 metros Cúbicos por segundo, del Río Changaral, repartido en 0,1 metros cúbicos por segundo y 0,3 metros cúbicos por segundo.

3.2.4.3. Embalse Quilmo.

Habiéndose revisado todos los Registros de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillan, esto es entre los años 1975 a 2013, y en vistas a ser únicamente este Conservador, el competente, para la inscripción de derechos de aprovechamiento de aguas sobre el Estero El Quilmo, los que a continuación se detalla son los derechos de aprovechamiento de aguas inscritos en la zona de riego del Embalse Quilmo.

3.2.4.3.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Si bien no hay registro de derechos de aprovechamiento de carácter no consuntivos expresamente constituidos en el Estero Quilmo, es importante señalar que existen derechos, en cuyas inscripciones no se encuentran informado el cauce natural desde dónde se extraen las aguas, y solo aparecen las coordenadas correspondientes de captación y de restitución.

a) **Asesoría e Inversiones Pirámides Limitada**. Según la inscripción de Fojas 125, Número 135 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán

correspondiente al 2012, ésta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, no consuntivo, entre las siguientes coordenadas UTM para la captación: Norte: 5.923.175 metros y Este: 272.875 metros. y las coordenadas UTM de restitución: Norte: 5.923.255 metros y Este: 275.625 metros. Datum Provisorio Sudamericano de 1956.

b) **RP Global Chile Energías Renovables**. Según la inscripción de Fojas 156, Número 192, del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 2011, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales no consuntivo entre las siguientes coordenadas UTM para la captación: Norte: 5.898.100 metros y Este: 290.290 metros. y las coordenadas UTM de restitución: Norte: 5.895.300 metros y Este: 275.625 metros. Datum Provisorio Sudamericano de 1956.

3.2.4.3.2. Derechos de aprovechamiento de aguas Consuntivos.

a) **Agrícola Las Lajuelas y Cia**., según la inscripción de Fojas 6 vuelta, Número 7 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán, correspondiente al año 2013, esta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, por un caudal de 60 litros por segundo, que se extrae desde el Estero Quilmo, mediante la Bocatoma ubicada en las siguientes coordenadas UTM: Norte: 5.940.935 metros y Este: 755.034 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956.

b) **Agrícola Las Lajuelas y Cia**, según la inscripción de Fojas 7, Número 8 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán, correspondiente al año 2013, ésta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, por un caudal de 145 litros por segundo, que se extrae desde el Estero Quilmo, mediante la Bocatoma ubicada en las siguientes coordenadas UTM: Norte: 5.939.736 metros y Este: 752.745 metros, el que fue adquirido por compra a Julio Sánchez Merino.

c) **Manuel Poblete y Marta Solange Poblete**, según la inscripción de Fojas 146, Número 163, del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán, correspondiente al año 2013, son dueños de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, por un caudal de 90 litros por segundo, por un caudal de 90 litros por segundo, que se extraen desde el Estero Quilmo. El que fue adquirido por herencia de parte de doña Marta Poblete Fuentealba.

d) **Humberto Contreras Alcarruz,** según la inscripción de Fojas 117, Número 167 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán, correspondiente al año 1998, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo de un caudal de 75 litros por segundo del Estero Quilmo, del que le corresponde por parte de herencia, 15 litros por segundo, las aguas se captan en forma gravitacional desde la bocatoma Canal Venegas. Lo adquirió por herencia de parte de sus padres Elena del Carmen Alcarruz y Manuel Jesús Contreras Alarcon.

e) **Humberto Contreras Alcarruz**, según la inscripción de Fojas 113, Número 134 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1995, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo de un caudal de 75 litros por segundo del Estero Quilmo, del que le corresponden 10 litros por segundo, la aguas se captan en forma gravitacional desde la bocatoma Canal Venegas.

f) **Graciela de la Nieves Gutierrez Fuentealba**, según la inscripción de Fojas 43 vuelta, Número 104 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1989, es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo de un caudal de 10 litros por segundo del Estero Quilmo, captados por la Bocatoma del Canal Venegas, ubicada en el ribera izquierda del Estero Quilmo.

g) **Leonardo Remigio Olivares Navarrete**, según la Inscripción de Fojas 83, Número 189 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1989, es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, de un caudal de 10 litros por segundo del Estero Quilmo, captados por la Bocatoma del Canal Venegas, ubicada en la ribera izquierda del Estero Quilmo.

h) **Joseph Conrad Steward**, según la inscripción de Fojas 39, Número 54 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1985, es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, de un caudal de 45 litros por segundo, del Estero Quilmo, para el riego del predio Fundo Quilmo de una superficie de 18 hectáreas, y los siguientes roles 2212-33 y 3359-67.

i) **Sociedad Agrícola Nebuco Limitada**, según la inscripción de Fojas 81 vuelta, Número 132 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1981, esta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo, equivalente a 1/3 de las aguas del Canal Pérez, cuyas aguas se extraen del Estero Quilmo.

j) **Sociedad Agrícola Nebuco Limitada**, según la inscripción de Fojas 85, Número 135 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1981, ésta es dueña de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales consuntivo, permanente y continuo, equivalente a 2/3 de las aguas del Canal Pérez, cuyas aguas se extraen del Estero Quilmo.

k) **Miguel Prado Ferrada**, según la inscripción de Fojas 8 vuelta, Número 14 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán correspondiente al año 1979, éste es dueño de 28 regadores del Estero Quilmo, de un caudal de 90 litros por segundo. Lo adquirió por merced por parte de la intendencia de Ñuble.

l) **Leónidas Armando Flores**, según la inscripción de Fojas 65, Número 115 del Registro de Propiedad de Aguas del Conservador de Bienes Raíces de Chillán, correspondiente al año 1979, éste es dueño de un derecho de aprovechamiento de aguas superficiales, consuntivo, permanente y continuo de 25 regadores del Estero Quilmo. Lo adquirió por herencia de Isabel Sandoval Villouta y Lidia Sandoval Villouta.

3.2.5. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS DE EJERCICIO CONSUNTIVO Y NO CONSUNTIVO INFORMADOS POR LA DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS.

Con respecto a este acápite, es menester señalar que se revisó toda la información disponible en el Registro Público de Derechos de Aprovechamientos de Aguas del Catastro Público de Aguas proporcionada por parte de la Dirección General de Aguas, con fecha 28 de octubre de 2013, en virtud de la solicitud de información N° 48169 por vía de la Oficina de Informaciones y Reclamos del Servicio señalado, y en virtud de estos antecedentes es posible indicar que los derechos de aprovechamiento de aguas que a continuación se indican son los únicos que se encuentran inscritos en el Registro indicado según la información oficial.

3.2.5.1. Embalse Ránquil

3.2.5.1.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos inscritos en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas en la zona de riego correspondiente al Embalse Ránquil.

3.2.5.1.2. Derecho de aprovechamiento de aguas consuntivos

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos, los que a continuación se indican son los derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos que se encuentran inscritos en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas en la zona de riego del Embalse Ránquil:

a) **Zoila Toro Sánchez**, según la información entregada por la Dirección General de Aguas, tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo, de un caudal de 0,2 litros por segundo, que se extrae del Estero Ránquil, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-1963, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 7 de marzo de 2005, y su bocatoma se encuentra en las coordenadas UTM Norte: 5.941.253 metros; y Este: 715.279 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

b) **Javier Antonio Espinoza Lagos,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo, de un caudal de 0,2 litros por segundo, que se extrae del Estero Ránquil, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-1961, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 7 de marzo de 2005, y su bocatoma se encuentra en las coordenadas UTM Norte: 5.941.507 metros; y Este: 715.303 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

c) **Sergio Abraham Quiroga Monsalves,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo, de un caudal de 1 litro por segundo, que se extrae del Estero Ránquil, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-1959, la solicitud fue ingresada a tramitación el día 7 de marzo de 2005, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.941.046 metros; y Este: 715.541 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

d) **Juán Catalino Peñailillo Soto,** según la información otorgada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo de un caudal de 0,1 litros por segundo que se extrae del Estero Ránquil, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas, el que fue concedido en el expediente NR-0801-1949, la solicitud fue ingresada a tramitación el día 7 de marzo de 2005, cuya bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.945.726 metros; y Este: 711.788 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

e) **Luis Bernardo Figueroa Puentes y Otros,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo, y de ejercicio permanente y continuo de un caudal de 0,2 litros por segundo que se extrae del Estero Ránquil, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-1943, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 7 de marzo de 2005, cuya bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.945.958 metros; y Este: 712.255 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

f) **Mario Agustín Fuentealba Cotal,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo, y de ejercicio permanente y continuo de un caudal de no indicado en la información enviada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, que se extrae del Estero Ránquil, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-1943, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 14 de abril de 1999, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.845.900 metros; y Este: 624.250 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

3.2.5.2. Embalse Changaral.

3.2.5.2.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos inscritos en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas en la zona de riego correspondiente al Embalse Changaral.

3.2.5.2.2. Derechos de aprovechamiento de aguas

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos, los que a continuación se indican son los derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos que se encuentran inscritos en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas en la zona de riego del Embalse Changaral.

a) **Verónica Riffo Carvallo,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas, tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo, de un caudal de no indicado en la información enviada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, que se extrae del Río Changaral, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-2283, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 16 de marzo de 2006, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.954.501 metros; y Este: 748.454 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

b) **Mario Julio Bustos Troncoso,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo, de un caudal 4 litros por segundo, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-2273, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 16 de marzo de 2006, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.950.604 metros; y Este: 743.080 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

c) **Sociedad Viña Zamora Ltda.,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas, tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo, de un caudal de no indicado en la información enviada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, que se extrae del Río Changaral, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente NR-0801-2221, la solicitud fue ingresada a tramitación el día 20 de febrero de 2006, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.946.635 metros; y Este: 737.758 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

d) **Edelmira Del Carmen Hurtado San Martin,** según la información entregada por la Dirección General de Aguas tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo, y de

ejercicio permanente y continuo de un caudal de no indicado en la información enviada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, que se extraen desde el Río Changaral, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente ND-0801-498, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 19 de septiembre de 1991, y su bocatoma no se encuentra indicada en la información proporcionada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos.

3.2.5.3. Embalse Quilmo

3.2.5.3.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivo inscritos en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas en la zona de riego correspondiente al Embalse Quilmo.

3.2.5.3.2. Derechos de aprovechamiento de aguas

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos, lo que a continuación se indican son los derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos que se encuentran inscritos en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas en la zona de riego del Embalse Changaral.

a) **Manuel Contreras Alarcon y Otros**, según la información entregada por la Dirección General de Aguas, tienen un derecho de aprovechamiento de aguas ejercicio permanente y continuo de un caudal de no indicado en la información enviada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, que se extraen desde el Estero Quilmo, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente ND-0801-2986, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 11 de agosto de 1980, y su bocatoma se no se encuentra indicada en la información proporcionada el Servicio referido.

b) **Lauriza Contreras Alarcon**, según la información entregada por la Dirección General de Aguas, tiene un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo y de ejercicio permanente y continuo de un caudal de 25 litros por segundo, que se extraen desde el Estero Quilmo, inscrito en el Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Catastro Público de Aguas. Fue concedido en el expediente ND-0801-2776, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 4 de septiembre de 1980, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.928.365 metros; y Este: 234.108 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

3.2.6. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS EN PROCESO DE REGULARIZACIÓN EN VIRTUD DEL ARTÍCULO SEGUNDO TRANSITORIO DEL CÓDIGO DE AGUAS.

Con respecto a este acápite, es menester señalar que se reviso toda la información proporcionada por parte de la Dirección General de Aguas, con fecha 28 de octubre de 2013, en virtud de la solicitud N° 48169 por vía de la Oficina de Informaciones y Reclamos del Servicio señalado, y en virtud de estos antecedentes es posible indicar que estas son las únicas solicitudes de regularización en base al artículo segundo transitorio del Código de Aguas que se encuentran oficialmente inscritos en trámite ante el Servicio referido.

3.2.6.1. Embalse Ránquil.

3.2.6.1.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existe ningún derecho de aprovechamiento de aguas no consuntivo en proceso de regularización en virtud del artículo segundo transitorio del Código de Aguas, ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Ránquil.

3.2.6.1.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir los siguientes derechos de aprovechamiento de aguas se encuentran en proceso de regularización en base al artículo segundo transitorio del Código de Aguas, ante el Servicio señalado, en la zona de riego del Embalse Ránquil.

a) **Jaime Santiago Bugman Casanueva**, según la información proporcionada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, ha solicitado la Regularización en base al artículo segundo transitorio del Código de Aguas de un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo de un caudal de 25 litros por segundo, a extraer desde el Estero Pirihuin, el que se encuentra actualmente tramitándose en el Expediente NR-0801-3038, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 21 de junio de 2005, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.942.834 metros; y Este: 714.975 metros, Datum WGS 1984, huso 18.

b) **Jaime Santiago Bugman Casanueva,** según la información proporcionada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, ha solicitado la Regularización en base al artículo segundo transitorio del Código de Aguas de un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo de un caudal de 25 litros por segundo, a extraer desde el Estero Pirihuin, el que se encuentra tramitándose en el Expediente NR-0801-3038, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 21 de junio de 2005, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.943.527 metros; y Este: 714.953 metros, Datum WGS 1984, huso 18.

c) **Juan Humberto Bugmann Casanueva,** según la información otorgada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, ha solicitado la Regularización en base al artículo segundo transitorio del Código de Aguas de un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo de un caudal de 25 litros por segundo, a extraer

desde el Estero Pirihuin, el que se encuentra tramitándose en el Expediente NR-0801-3037, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 21 de junio de 2005, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.944.255 metros; y Este: 716.433 metros, Datum WGS 1984, huso 18.

d) **Juan Humberto Bugmann Casanueva,** según la información otorgada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, ha solicitado la Regularización en base al artículo segundo transitorio del Código de Aguas de un derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo de un caudal de 25 litros por segundo, a extraer desde el Estero Pirihuin, el que se encuentra tramitándose en el Expediente NR-0801-3037, ésta solicitud fue ingresada a tramitación el día 21 de junio de 2005, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.944.056 metros; y Este: 715.930 metros, Datum WGS 1984, huso 18.

3.2.6.2. Embalse Changaral.

3.2.6.2.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existe ningún derecho de aprovechamiento de aguas no consuntivo en proceso de regularización en virtud del artículo segundo transitorio del Código de Aguas, ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Changaral.

3.2.6.2.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existe ningún derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo en proceso de regularización en virtud del artículo segundo transitorio del Código de Aguas, ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Changaral.

3.2.6.3. Embalse Quilmo

3.2.6.3.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existe ningún derecho de aprovechamiento de aguas no consuntivo en proceso de regularización en virtud del artículo segundo transitorio del Código de Aguas ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Quilmo

3.2.6.3.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existe ningún derecho de aprovechamiento de aguas consuntivo en proceso de regularización en virtud del artículo segundo transitorio del Código de Aguas ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Quilmo.

3.2.7. ORGANIZACIONES DE USUARIOS CONSTITUIDAS EN LOS CAUCES NATURALES, EN DONDE SE UBICARÁN LAS ÁREAS DE RIEGO, BENEFICIADAS POR LOS EMBALSES RÁNQUIL, CHANGARAL Y QUILMO.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones, Reclamos y Sugerencias, con respecto a la existencia de Organizaciones de Usuarios, constituidas e inscritas en el Registro Público de Organizaciones de Usuarios del Catastro Público de Aguas que puedan afectar la construcción de de los Embalses Ránquil, Changaral y Quilmo, es posible señalar lo siguiente.

Sin perjuicio de lo anterior, hasta el momento se tiene la información que se expone en los tres siguientes apartados.

3.2.7.1. Embalse Ránquil.

Como se pudo apreciar de la carta IGM n° 98 denominada “Ñipas”, el Estero Ránquil desemboca en el Río Itata, por lo que cabría la posibilidad que el Estero Ránquil debiera tributar aguas a dicho río. Conforme a lo que se nos indicó por la Dirección General de Aguas, a la fecha, no existe constituida una Junta de Vigilancia del Río Itata, por lo que no habría antecedentes que permitan avalar o al menos presumir que el Estero Ránquil debe tributar con aguas al río Itata.

Es necesario además hacer presente que según lo señalado por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, no hay datos en el Registro Público de Organizaciones de Usuarios del Catastro Público de Aguas de la existencia de otra organización de usuarios ni en el Estero Quilmo y ni en el Estero Pirihuin que pudieran afectar la construcción del futuro Embalse Ránquil.

3.2.7.2. Embalse Changaral.

Como se pudo apreciar de la carta IGM n° 99 denominada “Bulnes”, el Río Changaral desemboca en el Río Ñuble, por lo que cabría la posibilidad que el Río Changaral debiera tributar aguas al río Ñuble. De acuerdo a lo que se nos indicó por la Dirección General de Aguas, existe, a la fecha, constituida la Junta de Vigilancia del Río Ñuble, conforme a la Resolución DGA n° 410, de fecha 10 de febrero de 2000, que ordenó su registro en dicho Servicio. Al analizar la resolución DGA recién citada, es posible observar que la jurisdicción de la junta de vigilancia se extiende “desde la bocatoma del canal con que se riega el Fundo el Cajón, ubicado en la ribera sur del río, en el Fundo Las Culebras, frente a San Fabián de Alinco, aguas debajo de la confluencia del Estero Puangue con el Río Ñuble, hasta el puente ferroviario sobre el río, frente a la ciudad de Chillán”, por lo tanto la Junta de Vigilancia del Río Ñuble, no tiene competencia para exigir tributación al Río Ñuble de parte del Río Changaral. Adicionalmente y teniendo a la vista los Estatutos de la Junta de Vigilancia del Río Ñuble, los cuales se encuentran reducidos a escritura pública, con fecha 24 de septiembre de 1958 ante el Notario Público de Santiago, Javier Echeverría Vial, revisados estos mismos se determinó que no existe mención que avale que el Estero Changaral debe tributar con aguas al río Ñuble.

Es necesario además hacer presente que según lo señalado por la Dirección General de Aguas a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos, no hay datos en el Registro Público de Organizaciones de Usuarios del Catastro Público de Aguas, de la existencia de otra organización de usuarios ni en el Río Changaral y ni en el Estero Verquico, en el que pudieran afectar la construcción del futuro Embalse Changaral.

3.2.7.3. Embalse Quilmo.

Como se pudo apreciar de la carta IGM n° 100 denominada “Chillán”, el Estero Quilmo desemboca en el Río Chillán, por lo que cabría la posibilidad que el Estero Quilmo debiera tributar aguas a dicho río. De acuerdo a lo que se nos indicó por la Dirección General de Aguas, existe a la fecha, constituida la Junta de Vigilancia del Río Chillán, conforme a la Resolución DGA n° 534, de fecha 14 de marzo de 1994, que ordenó su registro en dicho Servicio. Revisados sus Estatutos, los cuales se encuentran reducidos a escritura pública, con fecha 9 de agosto de 1991 ante el Notario de Chillán, Manuel Bravo Bravo e inscrita a fojas 15 n° 25 del Registro de Propiedad de Aguas del año 1994 del Conservador de Bienes Raíces de Chillán, se determinó que no existe mención que avale que el Estero Quilmo debe tributar con aguas al río Chillán.

Es necesario además hacer presente que según lo señalado por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos no hay datos de la existencia en el Registro Público de Organizaciones de Usuarios del Catastro Público de Aguas de otra organización de usuarios que en el Estero Quilmo, en el que pudieran afectar la construcción del futuro Embalse Quilmo.

3.2.8. DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS, DE EJERCICIO CONSUNTINO O NO CONSUNTIVO, EN TRAMITACIÓN ANTE LA DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS.

Con respecto a este acápite, es menester señalar que se reviso toda la información disponible en el Registro Público de Solicitudes del Catastro Público de Aguas, proporcionada por parte de la Dirección General de Aguas, con fecha 28 de octubre de 2013, en virtud de la solicitud N° 48169, por vía de la Oficina de Informaciones y Reclamos del Servicio señalado, y en virtud de estos antecedentes es posible indicar las que a continuación se indican son las únicas solicitudes en trámite ante la Dirección General de Aguas que se encuentran oficialmente inscritos en el Registro indicado.

3.2.8.1. Embalse Quilmo

3.2.8.1.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Según la información entregada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos en trámite ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Ránquil.

3.2.8.1.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

Según la Información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos en trámite ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Ránquil.

3.2.8.2. Embalse Changaral

3.2.8.2.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existe ningún derecho de aprovechamiento de aguas no consuntivo en trámite ante el Servicio señalado, en la zona de riego correspondiente al futuro Embalse Changaral.

3.2.8.2.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que existen los siguientes traslados de derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos en trámite en la zona de riego del Embalse Changaral.

a) **Agrícola Newin Limitada**, según la información entregada por la Dirección General de Aguas, en el Registro de Solicitudes del Catastro Público de Aguas, tiene en trámite una solicitud de traslado de ejercicio de derechos, por 0,0250 metros cúbicos por segundo a extraer desde el Estero Quilmo, el que se encuentra tramitándose en el Expediente VT-0801-1710, la solicitud fue ingresada a tramitación el día 29 de abril de 2011, y su bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.966.725 metros; y Este: 752.250 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

b) **Agrícola Newin Limitada**, según la información otorgada por la Dirección General de Aguas, en el Registro de Solicitudes del Catastro Público de Aguas, tiene en trámite una solicitud de traslado de ejercicio de derechos, por 0,0150 metros cúbicos por segundo a extraer desde el Estero Quilmo, el que se encuentra en trámite en el Expediente VT-0801-1710, la solicitud fue ingresada a tramitación el día 29 de abril de 2011, cuya bocatoma se encuentra en las Coordenadas UTM Norte: 5.966.430 metros; y Este: 751.700 metros, Datum Provisorio Sudamericano 1956, huso 18.

3.2.8.3. Embalse Quilmo

3.2.8.3.1. Derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de su Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas no consuntivos en trámite ante este Servicio, en la zona de riego del Embalse Quilmo

3.2.8.3.2. Derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos.

Según la información enviada por la Dirección General de Aguas, a través de la Oficina de Informaciones y Reclamos es posible concluir que no existen derechos de aprovechamiento de aguas consuntivos en trámite ante éste Servicio, en la zona de riego del Embalse Quilmo.

3.2.9. CONCLUSIONES DERIVADAS DEL ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LA NORMATIVA LEGAL

- Derivado del presente estudio, es posible desprender como consecuencia lógica, en virtud de lo analizado tanto en los Registros de Propiedad de Aguas de los Conservadores de Coelemu, San Carlos y Chillan, como de la información proporcionada por parte de la Dirección General de Aguas, que no existen derechos de aprovechamientos no consuntivos constituidos en la zona de riego de los Embalses Ránquil, Changaral y Quilmo que pudieran afectar la construcción de estos mismos.
- Con respecto a las Organizaciones de Usuarios, es necesario señalar que en virtud de la información proporcionada por la Dirección General de Aguas, en los causes consultados sólo existen la Junta de Vigilancia del Río Ñuble y la Junta de Vigilancia del Río Chillán, y habiendo estudiado los estatutos de ambas organizaciones es posible desprender que ninguna presenta un impedimento para la construcción de Embalses Ránquil, Changaral y Quilmo.
- En relación a las solicitudes en trámite ante la Dirección General de Aguas, es posible hacer presente que la cantidad de derechos solicitados en total no son impedimento para la construcción de los Embalses Ránquil, Changaral y Quilmo.

3.2.10. SITUACIÓN DERECHOS DE APROVECHAMIENTO A FAVOR DEL FISCO

En virtud de lo analizado tanto en los Registros de Propiedad de Aguas de los Conservadores de Coelemu, San Carlos y Chillan, como de la información proporcionada por parte de la Dirección General de Aguas, se puede concluir que no existen derechos de aprovechamientos no consuntivos constituidos en la zona de riego de los Embalses Ránquil, Changaral y Quilmo a favor del fisco a través de la DOH.

No obstante, en la información aportada por la DGA se recoge la solicitud de derechos por parte del fisco a través de la DOH, en los esteros sobre los que se desarrollan los trabajos.

3.3. INFRAESTRUCTURA DE RIEGO EXISTENTE

Para el análisis preliminar de la infraestructura de riego se utilizaron estudios y catastros encontrados para la zona del Estudio. Se ha analizado la infraestructura de la zona, que consiste en bocatomas y canales asociados, los cuales no se encuentran regulados actualmente, según informaciones recabadas por el Consorcio.

3.3.1. ESTUDIO DE SÍNTESIS DE CATASTRO DE USUARIOS DE AGUA E INFRAESTRUCTURAS DE APROVECHAMIENTO. OCTUBRE 1991

En este trabajo se realizó un análisis catastral de usuarios de aguas de las cuencas más representativas del país, desde la I a la IX Región.

En la cuenca del Río Itata se analizaron las siguientes subcuencas pertenecientes a la zona del Estudio de Prefactibilidad: Río Itata y Río Ñuble (afluente del anterior), perteneciendo el Estero Changaral y el Estero Quilmo a la subcuenca del Ñuble, y el Estero Ránquil a la subcuenca del Itata.

Se destaca de este estudio, la descripción de la infraestructura de riego disgregada en: canales, bocatomas, obras de arte y embalses, tal y como se expone en las siguientes tablas.

Tabla 3-1. Principales características de la Infraestructura de Riego de la Cuenca.

FUENTE	CANALES	LONGITUD	TIPO BOCATOMA			OBRAS DE ARTE			EMBALSES	
	Nº	KMS	P	T	SC	CON.	DIST.	TOTAL	MENORES Nº	MAYORES Nº
Río Itata(a)	5	46,35	2	3	-	177	100	277	-	-
Afluentes río Itata	207	323,75	9	198	-	298	172	470	3	1
Derrames	5	3,15	-	-	-	2	-	2	-	-
Vertientes	8	4,00	-	-	-	-	-	-	-	-
Pozos	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Subtotal	245	377,25	11	201	-	477	272	749	3	1
Río Diguillín (2)	32	638,35	-	32	22	1.134	375	1.509	19	-
Afluentes río Diguillín	612	902,76	16	596	-	784	76	860	10	1
Derrames	40	69,25	-	-	-	65	-	65	-	-
Vertientes	70	59,51	-	-	-	39	-	39	6	-
Embalses	7	4,70	-	-	-	4	-	4	6	-
Pozos	43	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Subtotal	804	1.674,57	16	628	22	2.026	451	2.477	41	1
Río Ñuble 1era Sección (2)	53	806.00	16	37	-	(1)	(1)	2.719	40	1
Afluentes 1era Sección	204	471,30	6	198	-	(1)	(1)	1.079	2	-
Río Ñuble 2da Sección (3)	4	12,30	2	2	-	(1)	(1)	12	-	-
Afluentes 2da Sección	430	1.169,95	16	414	-	(1)	(1)	2.051	-	-
Derrames	155	467,80	-	-	-	(1)	(1)	715	-	-
Vertientes	209	233,51	-	-	-	(1)	(1)	431	-	-
Pozos	64	10,20	-	-	-	(1)	(1)	82	-	-
Subtotal	1.119	3.171,06	40	651	-	(1)	(1)	7.089	42	1
Total	2.168	5.222,88	67	1.480	22	2.503	723	10.315	86	3

(1) : Sin información en los estudios catastrados.
(2) : Sección legalmente organizada como Junta de Vigilancia.
(3) : Sección de hecho.
P : Permanente.
T : Temporal.
SC : Sección de control.
COND.: Conducción.
DIST. : Distribución.
(a) : Se excluye la información del Canal Zañartu (río Laja). Esta información se incluye en el cuadro del río Laja. (Cuenca río Bío Bío).

En las siguientes figuras se aporta un esquema de la estructura de canales, ríos y esteros de cada una de las zonas definidos en el estudio.

Figura 3-6. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Quilmo. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento.

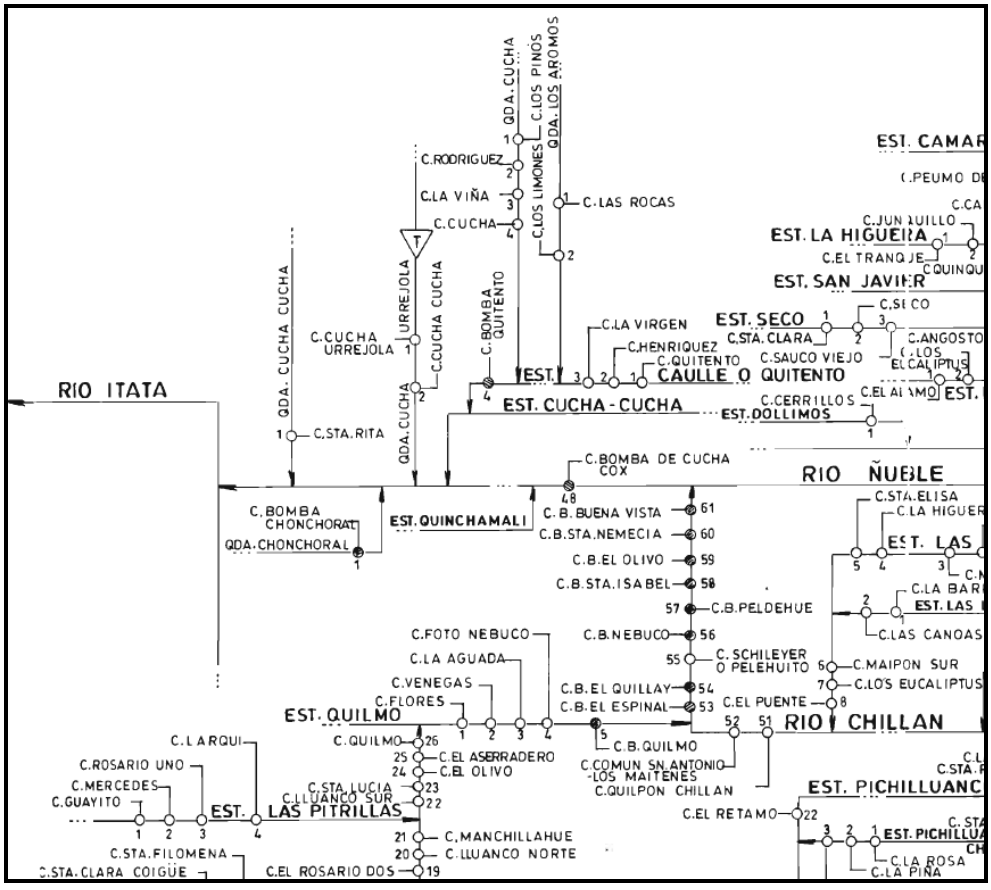


Figura 3-7. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Changaral. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento.

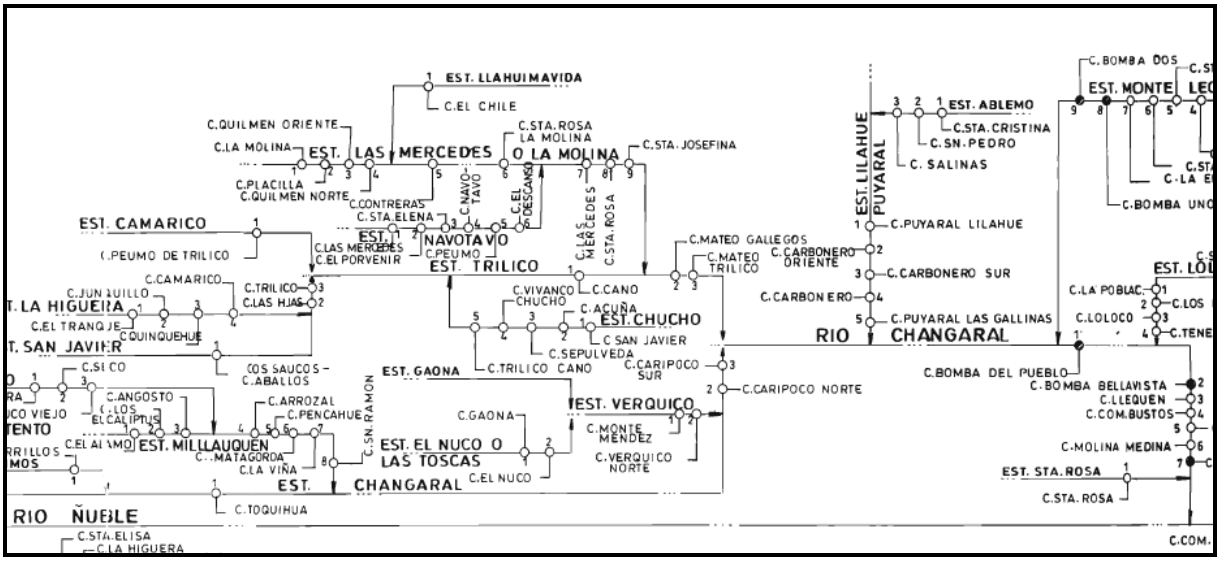
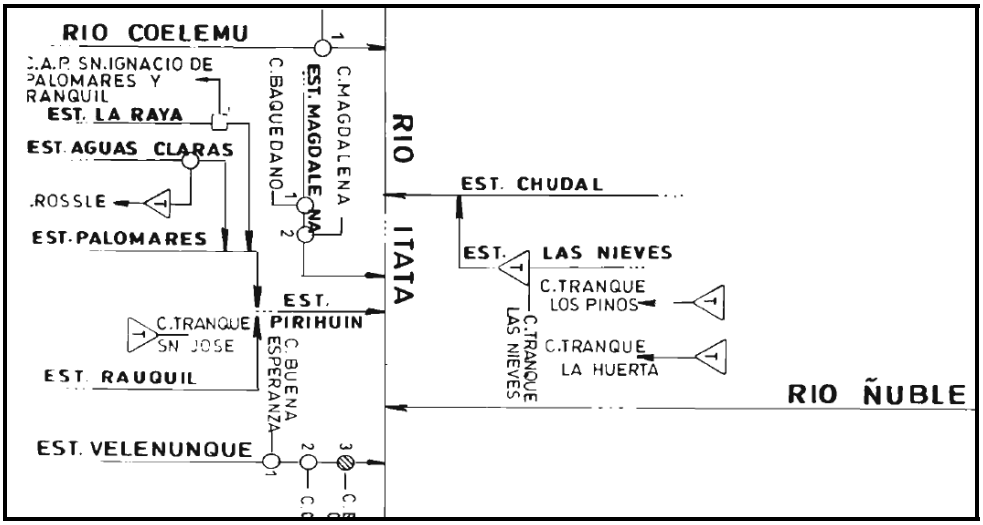


Figura 3-8. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Ránquil. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento.



3.3.2. LEVANTAMIENTO DE BOCATOMAS EN CAUCES NATURALES. II ETAPA. INFORME FINAL. NOVIEMBRE DE 2000.

El objetivo principal del estudio es efectuar un exhaustivo levantamiento de las obras de bocatoma ubicadas en algunos cauces naturales superficiales de las regiones VII y VIII.

Se presenta una descripción general del área del estudio; en ella se describe la localización geográfica de las cuencas, la organización político-administrativa y los usos que reciben las aguas superficiales.

El resumen de la información levantada en terreno es la que se aporta en las siguientes tablas. No obstante, al no disponer de los planos, no se pudo identificar fehacientemente en el terreno dicha información.

Tabla 3-2. Resumen con algunas características de las Bocatomas Catastradas en el Río Ñuble y sus Afluentes

Código Subcuenca	Bocatomas con Barrera Temporal	Bocatomas con Barrera Permanente	Captaciones Gravitacionales	Captaciones por Elevación Mecánica
8101	7	0	7	0
8104	6	0	6	0
8105	23	0	23	0
8106	2	0	2	0
8110	64	31	93	2
8111	4	0	4	0
8112	27	1	27	1
8113	48	10	51	7
8114	72	6	70	8
8115	39	4	35	8
8118	95	11	99	7
8119	11	9	11	9
Totales	**398**	**72**	**428**	**72**

Tabla 3-3. Resumen con algunas características de las Bocatomas Catastradas en el Río Chillán y sus Afluentes

Código Subcuenca	Bocatomas con Barrera Temporal	Bocatomas con Barrera Permanente	Captaciones Gravitacionales	Captaciones por Elevación Mecánica
8116	12	3	15	0
8117	259	39	238	60
Totales	**271**	**42**	**253**	**60**

3.3.3. CATASTRO DE INICIATIVAS DE EMBALSES Y CANALES. TOMO IV. ANEXO C. FICHAS TÉCNICAS. MAYO DE 2011. AQUATERRA. INGENIEROS LTDA.

Es una recopilación de Proyectos de Obras de Canales en la cual se registró el estado de cada actuación proyectada y las características de la misma como: Número de Ha, Número de usuarios beneficiados. Los proyectos más relevantes por la cercanía a la zona del presente Estudio de Prefactibilidad son:

- Estudio de reparación del canal Quillón en la comuna de Quillón, al Sur de la comuna de Ñipas.
- Unificación de bocatomas del Rio Perquilauquén, en la comuna de Niquen, al Norte de la comuna de Chillán.

Los cuales en principio se descartan por no aportar información significativa al Estudio.

3.3.4. DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCURA DE RIEGO EXISTENTE.

Se ha valorado como antecedentes principales para diagnosticar la infraestructura de riego existente, el Estudio de Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento de 1991 de la DGA, la información disponible en el Visor en línea del Sistema de Información Integral de Riego (SIIR) del Gobierno de Chile, así como el Catastro de usuarios de la cuenca Ñuble VIII Región, de 1987 de la DGA, Tomo 14. De este último documento sólo se han tomado datos del Estero Quilmo por no disponer del tomo correspondiente al estero Changaral. No obstante, la información recogida en dicho documento corresponde con los contenidos de las otras dos fuentes consultadas.

3.3.4.1. Estero Changaral

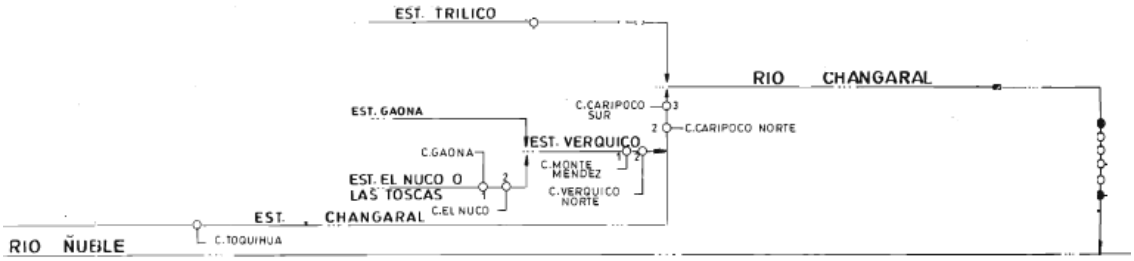
En la Zona del Estero Changaral se han localizado seis canales que se relacionan en la siguiente tabla.

Tabla 3-4. Canales de la zona de riego del Embalse Changaral

Nombre Canal	Nombre Fuente Hídrica	Longitud del Canal (Km)
Caripoco Sur	Estero Changaral	11,100
Caripoco Norte	Estero Changaral	5,200
Monte Mendez	Estero Verquico	0,600
Verquico Norte	Estero Verquico	3,300
El Nuco	Estero El Nuco O Las Toscas	4,000
Gaona	Estero El Nuco O Las Toscas	1,700

El esquema de la red de canales existentes se presenta en la siguiente figura, en la que aparecen sólo los canales relativos a la zona de estudio.

Figura 3-9. Diagrama unifilar de Ríos, Canales y Esteros de la zona del Estero Quilmo. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento.



3.3.4.2. Estero Quilmo

En la Zona del Estero Quilmo se han localizado seis canales que se relacionan a continuación.

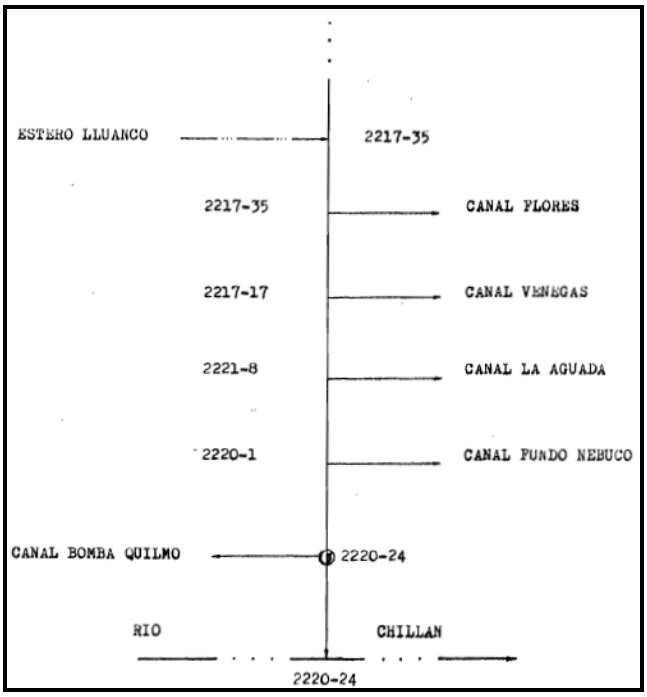
Tabla 3-5. Canales de la zona de riego del Embalse Quilmo

Nombre Canal	Nombre Fuente Hídrica	Longitud del Canal (Km)
Flores 1	Estero Quilmo	1,800
Venegas	Estero Quilmo	2,800
La Aguada	Estero Quilmo	1,100
Fundo Nebuco	Estero Quilmo	7,400
Bomba Quilmo	Estero Quilmo	0,400

La situación del Estero Quilmo es, según el Catastro de usuarios de la cuenca Ñuble VIII Región, de 1987 de la DGA, la siguiente:

- Situación Legal: No posee.
- Descripción: Tiene 5 canales, Riega 50 Ha, tiene una obra de arte y no tiene obra de Regulación. Su longitud es de 16,20 km.
- Comuna: Chillán. Riega los sectores de Quilmo y Quilpón.
- Esquema unifilar: A continuacion.

Figura 3-10. Esquema unifilar del Estero Quilmo. Fuente: Catastro de usuarios de la cuenca Ñuble VIII Región, de 1987. Plano 38-43-44.



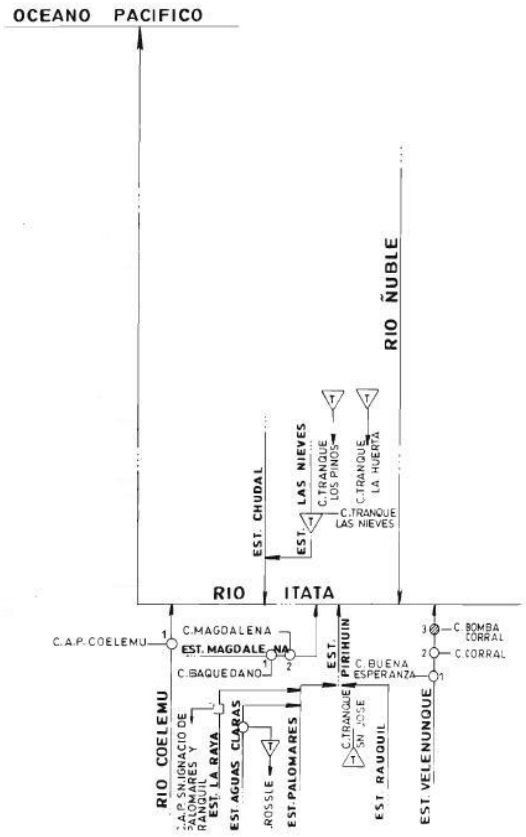
3.3.4.3. Estero Ránquil

En la Zona del Estero Ránquil se han localizado dos canales que se relacionan en la siguiente tabla.

Tabla 3-6. Canales de la zona de riego del Embalse Ránquil

Nombre Canal	Nombre Fuente Hídrica	Longitud del Canal (Km)
Tranque San José	Tranque San José	0,150
Rossle	Estero Aguas Claras	0,350

Figura 3-11. Esquema unifilar del Estero Ránquil. Fuente: Estudio De Síntesis de Catastros de Usuarios de Agua e Infraestructuras de Aprovechamiento.



En las siguientes etapas del presente estudio se avanzará con profundidad en la definición de la infraestructura de canales futura, teniendo en cuenta la existencia de algunos canales que no están regulados y abastecen una pequeña superficie de la zona en estudio.

Respecto a la infraestructura de canales existentes, se han encontrado importantes diferencias entre la información obtenida en los estudios de catastro mencionados y la información obtenida en línea del Sistema de Información Integra de Riego, respecto de la información de canales que llevan asociadas la cartografía Hojas 1/50.000 del IGM en formato digital (cad).

3.4. ANTECEDENTES HIDROLÓGICOS

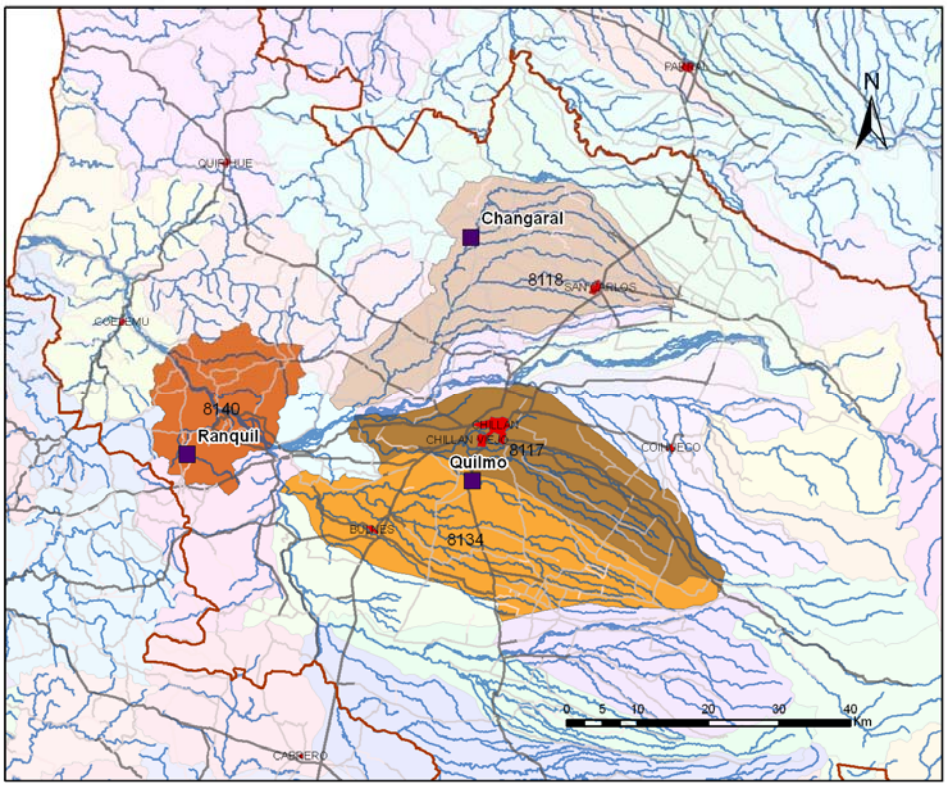
3.4.1. GENERALIDADES

En esta etapa se ha recopilado la información hidrológica correspondiente a las cuencas de los esteros Changaral, Quilmo y Ránquil. Para ello se han consultados las bases de datos del Servicio de Estaciones de la DGA, así como aquellos documentos con información hidrológica relacionada con los cauces objeto de estudio.

El proceso para obtener la información ha sido el siguiente: en primer lugar se han identificado las cuencas de cada uno de los cauces teniendo en cuenta la localización prevista para cada presa según los perfiles elaborados. Posteriormente se han identificado las estaciones de la DGA que se localizan en la zona de estudio, tanto fluviométricas, pluviométricas como de sedimentos.

En la figura que se expone a continuación, se indica la ubicación de los embalses Changaral, Quilmo y Ránquil, situados en el estero Changaral, estero Quilmo y estero Ránquil respectivamente, presentándose sombreadas la subsubcuencas a las que pertenecen. La designación de las subsubcuencas se incluye en la propia figura.

Figura 3-12. Ubicación general de los embalses Changaral, Quilmo y Ránquil.



Los embalses se ubicarán en los cauces de tres esteros pertenecientes a la cuenca del Río Itata. A continuación se indica la designación de las subsubcuencas a las que pertenece cada uno de los embalses:

- **Embalse Changaral**: como se ve en la figura anterior se ubica en la subcuenca 8118 (Río Changaral) que pertenece a la subcuenca Ñuble Bajo.
- **Embalse Quilmo**: según la información obtenida se ubica en la subcuenca 8134 (Río Larqui) que pertenece a la subcuenca Río Itata Medio. Sin embargo, como se puede ver en la figura, el cauce del estero Quilmo, donde se sitúa el embalse, no drena hacia el Río Larqui, al sur, sino hacia el Río Chillán, al norte, por lo tanto pertenecería a la subcuenca del Ñuble bajo, subcuenca del Río Chillán entre estero Peladillas y Río Ñuble (8117).
- **Embalse Ránquil**: en la subcuenca del Río Itata entre Río Ñuble bajo y el estero Chudal (8140), en la subcuenca del Itata bajo.

Figura 3-13. Ubicación del embalse Changaral en relación con el cauce sobre el que se ubica.

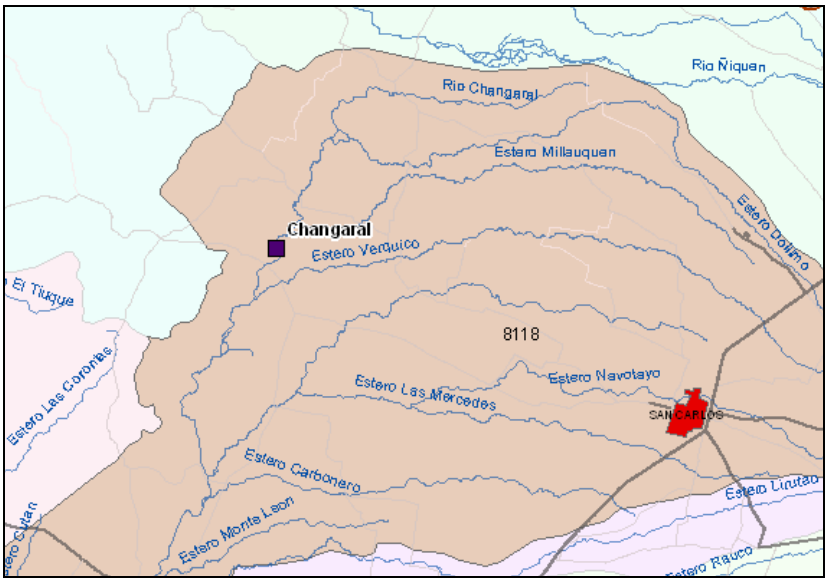


Figura 3-14. Ubicación del embalse Quilmo en relación con el cauce sobre el que se ubica.

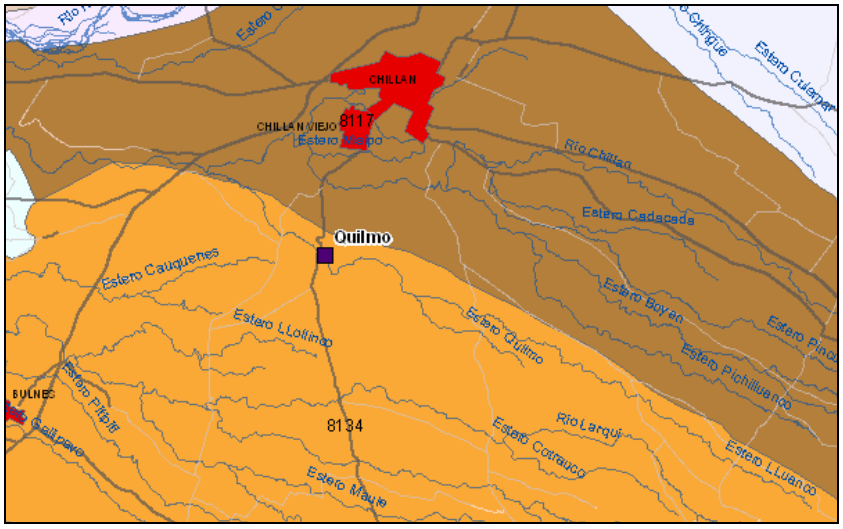
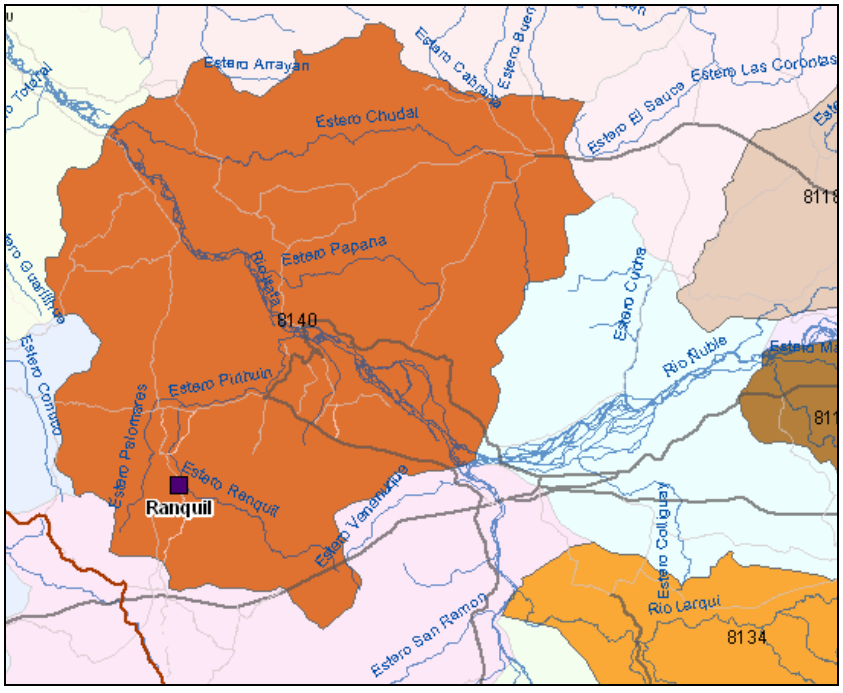


Figura 3-15. Ubicación del embalse Ránquil en relación con el cauce sobre el que se ubica.



La ubicación de los embalses respecto a los cauces es la siguiente:

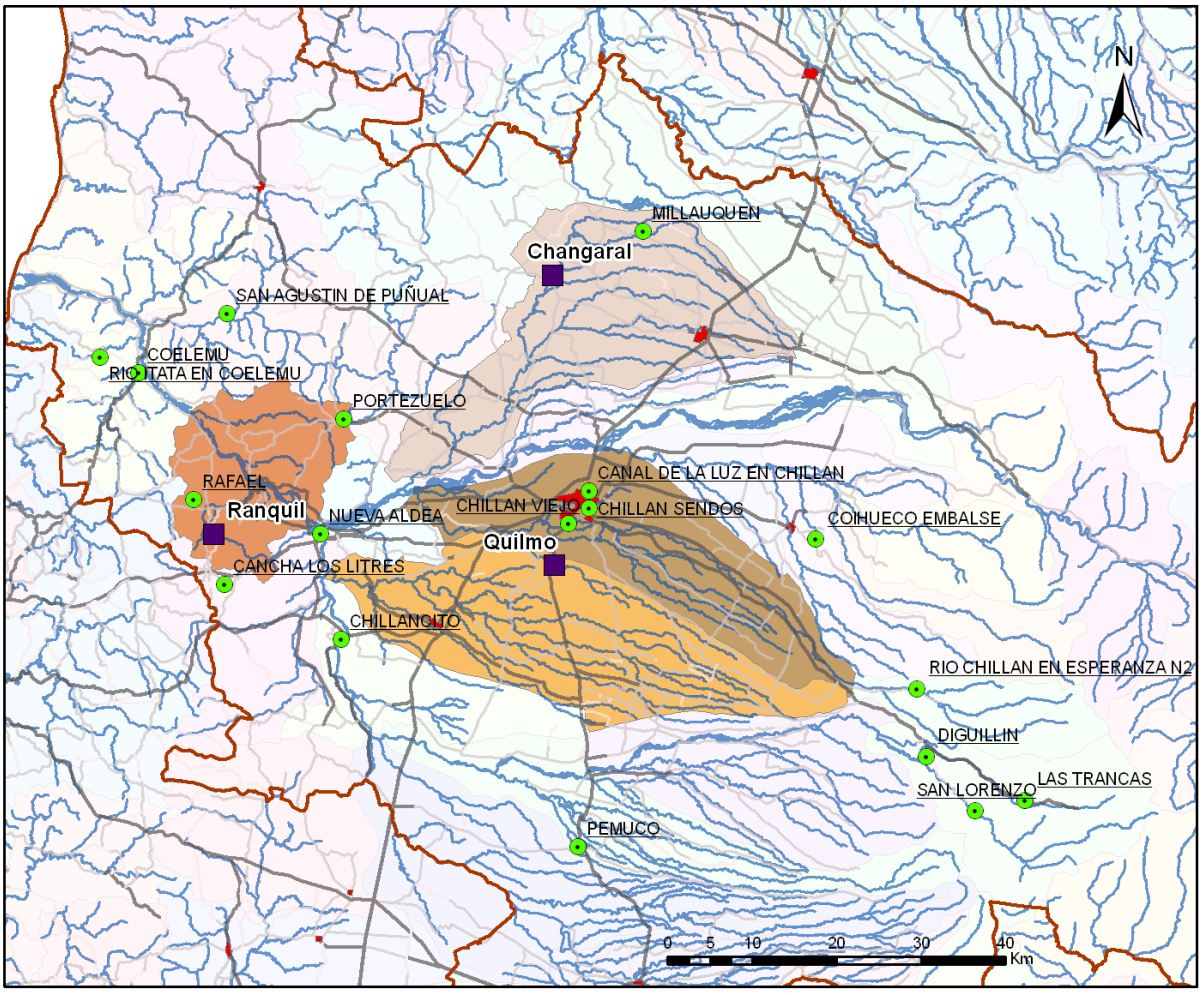
- **Embalse Changaral:** Estero Changaral aguas abajo confluencia con estero Millauquén.
- **Embalse Quilmo:** Estero Quilmo aguas abajo confluencia con estero Lluanco.
- **Embalse Ránquil:** Estero Ránquil.

3.4.2. PLUVIOMETRÍA

La información pluviométrica utilizada en principio procede de la Dirección General de Aguas del Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile.

En la figura siguiente se muestra la ubicación de las estaciones pluviométricas consultadas en la zona de estudio con datos de precipitaciones máximas anuales en 24 horas. En el Anexo A.1.11 se incluyen los listados.

Figura 3-16. Ubicación de estaciones pluviométricas.



Las estaciones pluviométricas son las que se indican en la tabla siguiente.

Tabla 3-7. Estaciones pluviométricas consideradas en la zona de estudio.

COD_BNA	NOMBRE	UTM ESTE (m)	UTM NORTE (m)	ALTITUD (m)	PERIODO DE REGISTRO
08133003-4	CHILLANCITO	729956	5928343	40	1954-2013
08135003-5	NUEVA ALDEA	727581	5940775	25	1956-2013
08140001-6	**RAFAEL**	**712498**	**5944863**	**210**	**1993-2013**
08141001-1	RIO ITATA EN COELEMU	701483	5961720	10	2009-2013
08117009-6	CANAL DE LA LUZ EN CHILLAN	759406	5945887	128	2008-2013
08132002-0	PEMUCO	758078	5903750	200	1971-2013
08135004-3	**CANCHA LOS LITRES**	**716221**	**5934746**	**173**	**1993-2013**
08117002-9	**CHILLAN VIEJO**	**756927**	**5942044**	**106**	**1977-2013**
08141002-K	COELEMU	706020	5959854	30	1961-1972
08118003-2	**MILLAUQUEN**	**765748**	**5976609**	**146**	**1992-2013**
08140005-9	PORTEZUELO	730257	5954399	135	2011-2013
08118004-0	SAN AGUSTIN DE PUÑUAL	716532	5966906	35	1993-2013
08117003-7	CHILLAN SENDOS	759370	5943883	125	1964-1982
08113001-9	COIHUECO EMBALSE	249734	5941253	314	1971-2013
08130006-2	DIGUILLIN	264442	5916375	670	1959-2013
08117006-1	RIO CHILLAN EN ESPERANZA N2	262808	5924320	575	2009-2013
08130007-0	SAN LORENZO	270579	5910312	710	1961-1973
08130004-6	LAS TRANCAS	276430	5911949	1200	1961-2013

Como se puede observar en la figura anterior, las estaciones pluviométricas más cercanas, ubicadas en las cuencas captadas por los embalses son: Rafael, Canal de la luz en Chillán, Cancha los Litres, Chillán Viejo y Millauquén. La estación Canal de la Luz en Chillán se descarta directamente por la escasez de datos disponibles.Las estaciones, por tanto, a considerar para los cálculos hidrológicos son las señaladas en la tabla mediante letra negrita y recuadro externo. De estas estaciones, se prevé en cuanto a la influencia en cada uno de los embalses, que la estación de Millauquen influya en los cálculos hidrológicos correspondientes a la presa de Changaral. Las estaciones Cancha los Litres y Rafael tienen influencia en los cálculos correspondientes a la presa de Ránquil y Chillán Viejo en la presa de Quilmo.

Tabla 3-8. Estaciones pluviométricas asociadas a cada embalse.

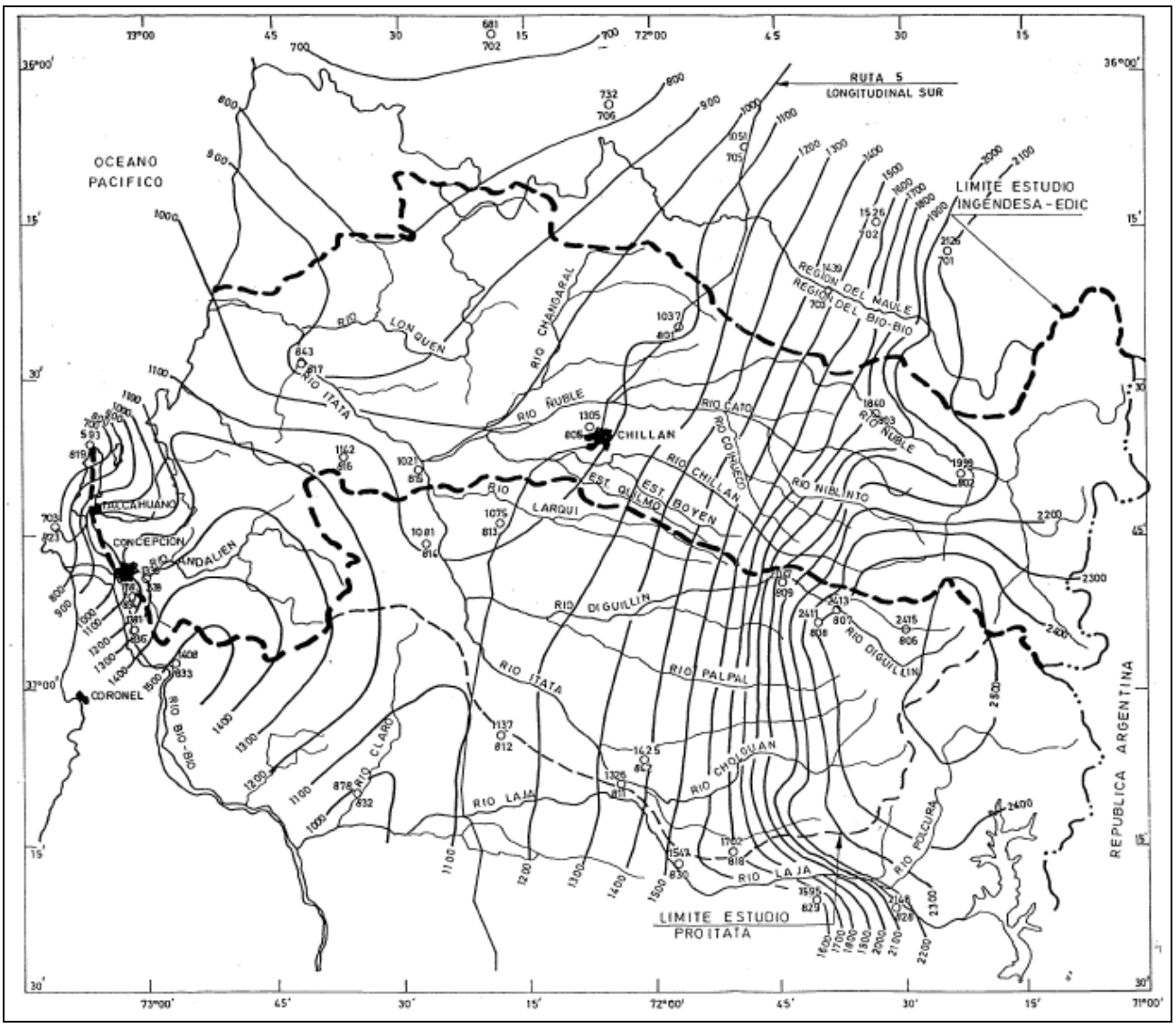
Embalse	Estación Pluviométrica	
	Código	Denominación
Changaral	08118003-2	MILLAUQUEN
Quilmo	08117002-9	CHILLAN VIEJO
Ránquil	08135004-3	CANCHA LOS LITRES
	08140001-6	RAFAEL

De las 4 estaciones pluviométricas más próximas con mayor número de datos, se ha realizado un análisis previo, que se incluye en el Anexo A.1.11 con la representación gráfica de la distribución empírica (*plotting possitions*) con valor del parámetro 0,44, según la fórmula de Gringorten.

n el Proyecto Itata volumen 2., con referencia al Estudio Hidrológico – Proyecto Itata, se indican las estaciones pluviométricas consideradas en el estudio, tomando como criterio para su selección disponer de datos de al menos 15 años de estadística. En la zona de estudio en el Proyecto Itata se seleccionan varias estaciones, en su mayor parte propiedad de la Dirección General de Aguas, además de una estación (Chillán) de la Dirección Meteorológica de Chile. Las estaciones de la D.G.A. consideradas de las que se incluyen en la tabla son Chillancito (estación utilizada), Pemuco (estación referencial), Chillán Viejo (estación desechada), Coelemu (estación utilizada), Chillán Sendos (estación referencial), Coihueco embalse (estación desechada por estadística corta), Diguillín (estación utilizada), Las Trancas (estación utilizada).

En cuanto a los resultados de las precipitaciones medias anuales, en el Estudio Hidrológico del Proyecto Itata, recogiéndose además en el Proyecto Itata Volumen 2. En la figura siguiente se muestra el mapa de isoyetas del proyecto Itata.

Figura 3-17. Isoyetas Proyecto Itata.



Por otra parte, en el Balance Hídrico de Chile de la Dirección General de Aguas se obtienen mapas de isoyetas. En la figura siguiente se incluye el mapa extraído del documento Balance Hídrico de Chile, correspondiente a la hoja de Concepción, en la que se localiza la zona de estudio.

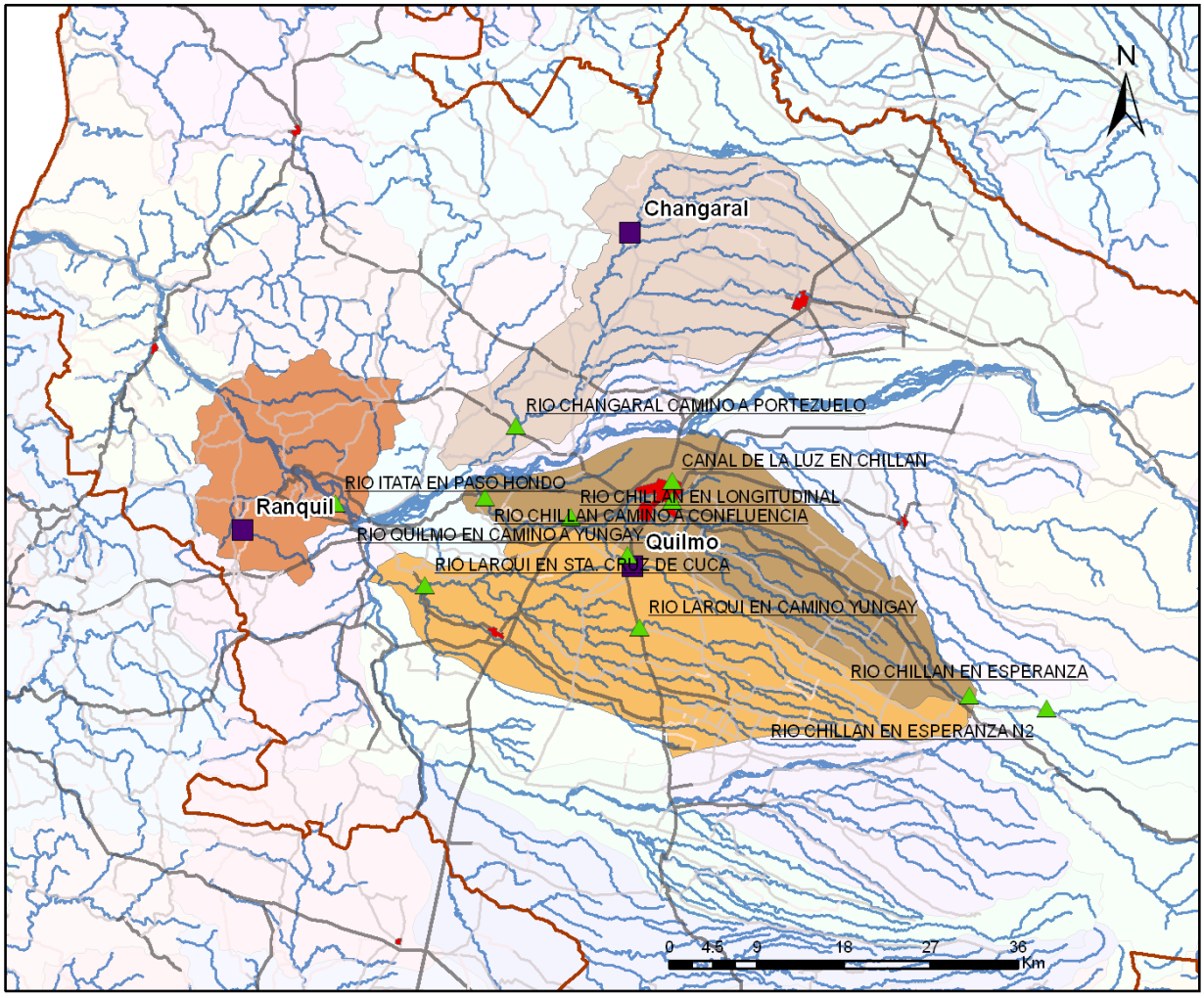
Figura 3-18. Isoyetas Balance Hídrico de Chile.



3.4.3. FLUVIOMETRÍA

En la zona de estudio existen varias estaciones fluviométricas gestionadas por la DGA. En la figura siguiente se incluye la ubicación de las estaciones consideradas.

Figura 3-19. Ubicación de estaciones fluviométricas.



Las estaciones fluviométricas son las que se indican en la tabla siguiente.

Tabla 3-9. Estaciones fluviométricas consideradas en la zona de estudio.

COD_BNA	NOMBRE	UTM ESTE (m)	UTM NORTE (m)	ALTITUD (m)	PERIODO DE REGISTRO
08140002-4	RIO ITATA EN PASO HONDO	724524	5943601	26	2006-2013
08134003-K	**RIO LARQUI EN STA. CRUZ DE CUCA**	**733769**	**5935150**	**25**	**1985-2013**
08118001-6	**RIO CHANGARAL CAMINO A PORTEZUELO**	**743177**	**5951546**	**60**	**1956-2013**
08134002-1	RIO LARQUI EN CAMINO YUNGAY	756000	5930811	110	1985-2003
08117005-3	RIO CHILLAN CAMINO A CONFLUENCIA	739986	5944232	40	1956-2013
08117001-0	RIO CHILLAN EN LONGITUDINAL	748878	5942128	75	1958-1983
08117008-8	**RIO QUILMO EN CAMINO A YUNGAY**	**754731**	**5938254**	**75**	**1957-1995**
08117009-6	CANAL DE LA LUZ EN CHILLAN	759406	5945887	128	2008-2013
08117004-5	RIO CHILLAN EN ESPERANZA	254724	5925202	435	1939-1994
08117006-1	RIO CHILLAN EN ESPERANZA N2	262808	5924320	575	2003-2013

En la determinación de las estadísticas asociadas a cada uno de los embalses, la estación **Río Quilmo en camino a Yungay** está localizada casi en el mismo punto donde se ubica el muro del embalse, aguas abajo de éste en el estero Quilmo, por lo tanto sus datos son aplicables directamente.

En el caso del **embalse Changaral**, se empleará para obtener las estadísticas la estación **Río Changaral camino a Portezuelo**, realizando una trasposición de los datos teniendo en cuenta tanto la superficie captada por el fluviómetro, que es mayor, como las escorrentías en cada ubicación de fluviómetro y el embalse, que se estiman a partir del plano de isoyetas presentado anteriormente. Este criterio es el establecido en el Proyecto Itata.

En el caso del embalse Ránquil, como se puede observar en la figura anterior, no existen estaciones cercanas en la propia cuenca. La más próxima es Río Itata en paso Hondo pero con una serie de datos insuficiente para el análisis estadístico. Sí disponen de más datos las estaciones Río Chillán Camino a Confluencia y Río Chillán en Longitudinal (si bien ésta no recoge los últimos 30 años aproximadamente lo que la hace poco adecuada), así como **Río Larqui en Santa Cruz de Cuca**. En el Proyecto Itata se generan una serie de series sintéticas por sectores, siendo el sector en el que se ubica el embalse Ránquil el denominado B10 y trasponiendo con el mismo criterio de consideración de áreas y escorrentías que en el caso con existencia de estaciones.

Tabla 3-10. Estaciones fluviométricas asociadas a cada embalse.

Embalse	Estación Fluviométrica	
	Código	Denominación
Changaral	08118001-6	RIO CHANGARAL CAMINO A PORTEZUELO
Quilmo	08117008-8	RIO QUILMO EN CAMINO A YUNGAY
Ránquil	08134003-K	RIO LARQUI EN STA. CRUZ DE CUCA

En el Anexo A.1.12 se incluyen los listados de todas las estaciones fluviométricas consultadas que se indican en la tabla anterior. En el Anexo A.1.14 se incluyen las estadísticas realizadas de las estaciones fluviométricas asociadas a los embalses, Quilmo en Camino a Yungay y Changaral Camino a Portezuelo. Las estadísticas se han realizado considerando el año hidrológico de abril a mayo y el año natural de enero a diciembre si bien como datos de cálculo posteriores utilizan los resultados correspondientes al año hidrológico. Los resultados, en general, de caudales medios anuales, en comparativa con los resultados del Proyecto Itata son los que se indican a continuación, muy similares como se puede ver. Obviamente, en los cálculos actuales, se han considerado las series más extensas, con todos los datos disponibles hasta el año actual en el caso de la estación Changaral y hasta 1995 (lo disponible) en el caso de Quilmo, si bien en esta fase inicial no se ha realizado el completado de las series:

- Quilmo en Camino a Yungay: Q med anual = 2.18 m^3/s (en Proyecto Itata 2.35 m^3/s)
- Changaral Camino a portezuelo: Q med anual = 16.28 m^3/s (en Proyecto Itata 16.89 m^3/s)

A continuación se incluyen las curvas de variación estacional que se han obtenido del Proyecto Itata, de las estaciones asociadas a los embalses Changaral y Quilmo.

Tabla 3-11. Estación fluviométrica Changaral Camino a Portezuelo. Tabla Variación estacional – Probabilidad de excedencia.

Prob exced.(%)	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ANUAL
95	2.29	6.75	8.23	12.29	8.20	3.22	2.36	2.96	1.05	0.21	0.66	1.23	7.37
85	3.80	11.07	11.99	19.28	11.45	5.25	4.31	6.23	1.58	1.18	1.60	2.58	9.36
50	8.75	26.59	28.37	37.27	20.18	11.69	10.27	13.89	4.20	3.65	4.66	6.45	14.60
20	15.64	48.13	48.30	57.51	29.54	20.32	17.68	20.88	8.91	6.32	7.60	9.66	20.14
5	25.63	78.96	73.17	81.38	40.57	32.36	27.48	28.51	16.34	9.78	9.70	11.73	26.79

Figura 3-20. Estación fluviométrica Changaral Camino a Portezuelo. Curvas de variación estacional

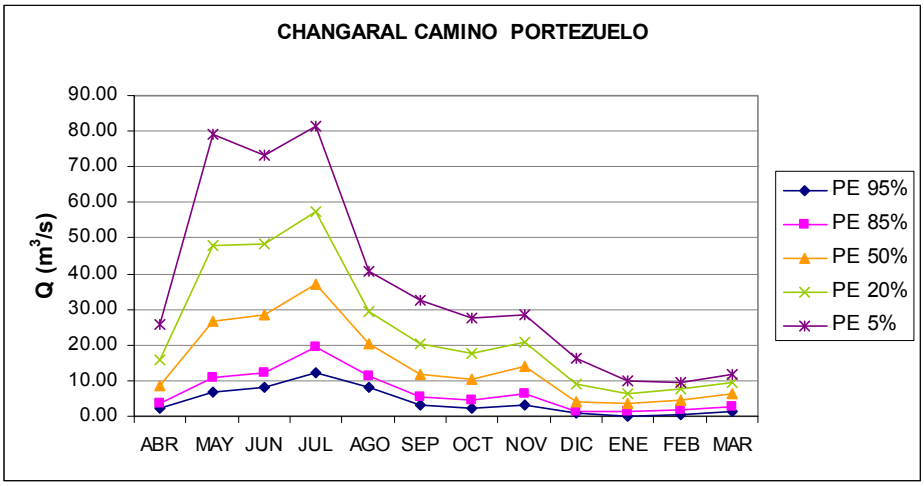
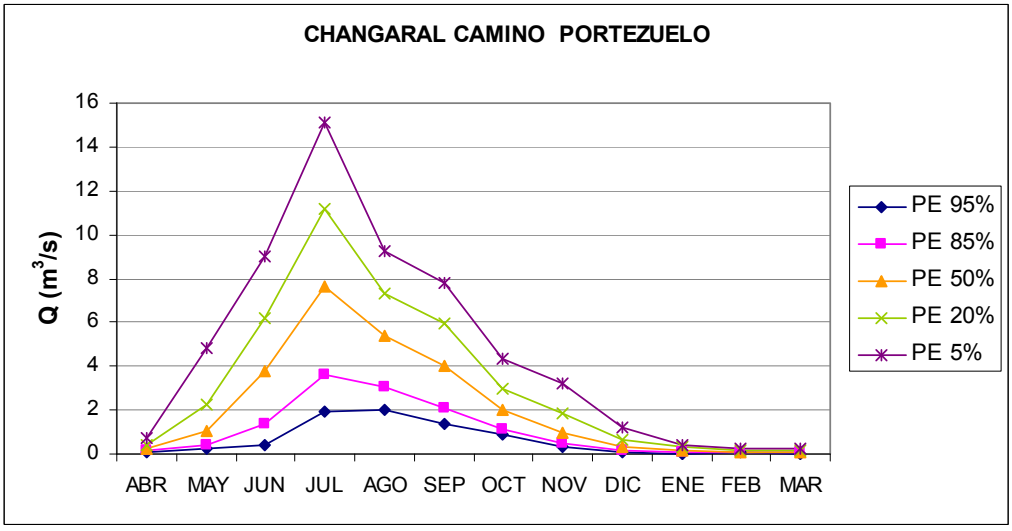


Tabla 3-12. Estación fluviométrica Quilmo Camino a Yungay. Tabla Variación estacional.

Prob exced.(%)	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ANUAL
95	0.11	0.21	0.44	1.94	1.98	1.33	0.9	0.31	0.1	0.01	0.05	0.04	1.19
85	0.13	0.38	1.37	3.65	3.05	2.08	1.16	0.46	0.16	0.07	0.06	0.06	1.47
50	0.22	1.01	3.75	7.63	5.36	4.04	1.98	0.99	0.36	0.2	0.1	0.1	2.19
20	0.38	2.24	6.16	11.21	7.28	5.93	2.97	1.81	0.68	0.3	0.16	0.16	2.96
5	0.76	4.83	9.01	15.1	9.23	7.77	4.37	3.2	1.23	0.4	0.25	0.24	3.96

Figura 3-21. Estación pluviométrica Quilmo Camino a Yungay. Curvas de variación estacional.



3.4.4. DIAGNÓSTICO DE ANTECEDENTES CONSULTADOS

Los antecedentes consultados son:

- Proyecto Itata. PROITATA Asociación de Profesionales. (CNR, 1992).
- Proyecto Itata. Estudio Hidrológico y Situación Actual Agropecuaria (PROITATA, CNR, 1992).
- Estudio Hidrologeológico cuencas Bío Bío e Itata. Aquaterra Ingenieros Limitada. (Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Aguas 2011).

Proyecto Itata y estudio hidrológico:

En el Proyecto Itata se hace referencia al Estudio Hidrológico del mismo. El objetivo principal fue desarrollar los estudios básicos que permitan conocer los recursos de clima, suelo y agua, y determinar la situación en que se encuentra la zona desde el punto de vista agropecuario, en la forma de un diagnóstico. Para conseguir esto se desarrolló un modelo de balance hidrológico del área. Los resultados del diagnóstico permitieron la formulación de programas generales de desarrollo del sector agropecuario donde quedaron definidas las obras de infraestructura de riego más adecuadas desde el punto de vista técnico y económico, modificaciones del patrón de cultivos o técnicas de riego, el uso de otras fuentes de agua tales como trasvases o aguas subterráneas, el drenaje de suelos, capacitación empresarial, etc.

Específicamente se realizó un estudio hidrológico que consideró el análisis de calidad y consistencia de estadísticas mensuales de 31 estaciones pluviométricas y 18 estaciones fluviométricas, luego se realizó una labor de relleno, corrección y extensión de dichas estadísticas, obteniéndose finalmente series definitivas para el período comprendido entre los años 1941 y 1988; dichas estadísticas fueron sometidas a un análisis de frecuencia, determinando la función de mejor ajuste de distribución, y valores de la variable para distintas probabilidades de excedencia.

En los distintos apartados del presente Informe Técnico se hace mención a los contenidos del Proyecto Itata de interés en cada caso y se incluyen los comentarios que se han considerado pertinentes.

Estudio Hidrologeológico cuencas Bío Bío e Itata. Aquaterra

En este estudio se recopila la información correspondiente al Proyecto Itata y se realizan las estadísticas asociadas a caudales y datos pluviométricos.

3.5. OBRAS HIDRÁULICAS PROYECTADAS

3.5.1. INTRODUCCIÓN

El presente Proyecto se localiza en la región del Bío Bío, en la provincia de Ñuble. Como se ha indicado, en los apartados anteriores, el Proyecto comprende tres áreas concretas, por una parte la primera de ellas localizada en las comunas de San Nicolás y San Carlos, incluida en las cuencas de los ríos Changaral y Lonquén, la segunda que se corresponde con el área de influencia del estero Ránquil en la comuna del mismo nombre y la tercera en el área de influencia del estero Quilmo (afluente del río Chillán) en la comuna de Chillán Viejo

En este apartado se enumeran y resumen los antecedentes disponibles en relación a las obras proyectadas por la DOH en el entorno de los embalses, dejando el análisis crítico de los mismos para el siguiente apartado.

3.5.2. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DISPONIBLES.

3.5.2.1. Embalse Changaral.

3.5.2.1.1. Embalse.

El primer documento, de entre los consultados, que recoge la propuesta de ejecutar un embalse en el río Changaral es el **Estudio Integral del Riego. Proyecto Itata redactado por la CNR en el año 1994.** En el volumen IV, Obras Matrices para Riego, se analiza la posibilidad de ejecutar dos presas en el río Changaral, los embalses Changaral Alto y Changaral Bajo.

El embalse **Changaral Alto** se localiza en la cuenca del río Changaral y el muro del mismo se emplazaría en la angostura de dicho río situada a unos 500 metros aguas abajo de la confluencia con el estero Millauquén.

Las características de este embalse serían:

- Volumen de embalse: 35 Hm^3.
- Caudal medio anual del río Changaral: 3,1 m^3/s (aportación anual de 97 Hm^3).
- Superficie inundada: 1.305 Ha.
- Relación Vol. Embalsable / Vol. Presa = 260 (muy buena)

El estudio considera, a nivel preliminar, que el diseño más adecuado para la presa sería un muro homogéneo ejecutado con materiales procedentes de fluviales antiguos, que tendría unos taludes exteriores aguas arriba de 2,5H/1V y aguas abajo de 2H/1V. Se contempla la ejecución en el paramento de aguas arriba de un espaldón permeable que apoyaría sobre los rellenos impermeables con una inclinación de 2H/1V.

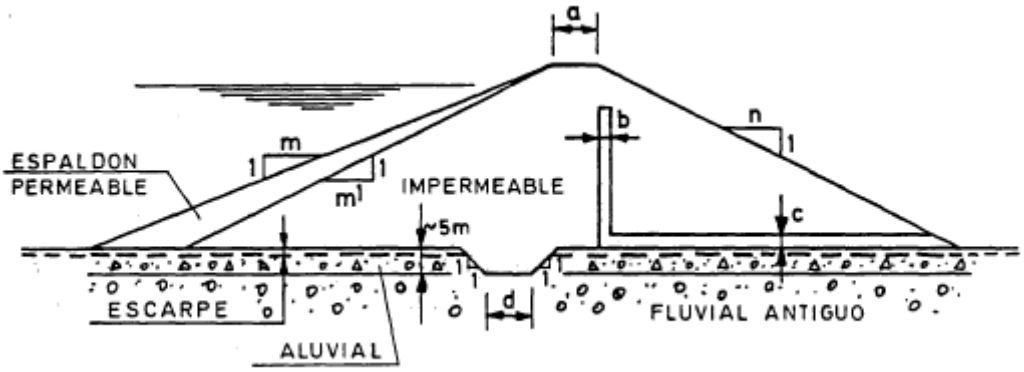
Se instalará un dren chimenea de 0,8 m de anchura y una alfombra drenante de 1,0 m de espesor.

Basándose en que en el fondo del valle aparecen materiales aluviales finos, para garantizar la impermeabilidad de la presa se propone la ejecución de una zanja rellena con materiales impermeables que alcance hasta los fluviales antiguos.

El ancho previsto en coronación del muero del embalse es de 8 metros y la anchura del contacto con el material fluvial antiguo (d) es de 10 metros.

La sección tipo propuesta para la presa de Changaral Alto según el Proyecto Itata (Ref.1) es la siguiente.

Figura 3-22. Muro del embalse Changaral Alto. Diseño preliminar. Perfil Transversal Esquemático.



En el mismo río Changaral se propone en el Proyecto Itata la ejecución de un embalse aguas abajo del descrito anteriormente, al que se denomina Changaral Bajo. Este embalse se encuentra en la cuenca del río Changaral y su muro se ejecutaría en el estrechamiento que presenta el río inmediatamente aguas abajo de la incorporación al mismo del estero Las Mercedes.

La cuenca de aportación al embalse **Changaral Bajo** es de 308 km^2, con una producción específica de 33,8 l/s/Km^2 se obtiene un caudal medio anual afluente al embalse de 10,4 m^3/s.

Las características de este embalse serían:

- Volumen de embalse: **56 Hm^3**.
- Caudal medio afluente: 10,4 m^3/s (aportación anual de 328 Hm^3).
- Superficie inundada: 1.261 ha.
- Relación Vol. Embalsable / Vol. Presa = 119 (muy buena).
- Área agrícola susceptible de ser regada: 2.600 ha.

El diseño propuesto es una presa homogénea construida con materiales procedentes de los fluviales antiguos. El muro tendría unos taludes exteriores con inclinaciones de 2,5H/1V aguas arriba y 2H/1V aguas abajo. En el paramento de aguas arriba se ejecutaría un espaldón permeable con talud 2H/1V que apoyaría sobre el material impermeable.

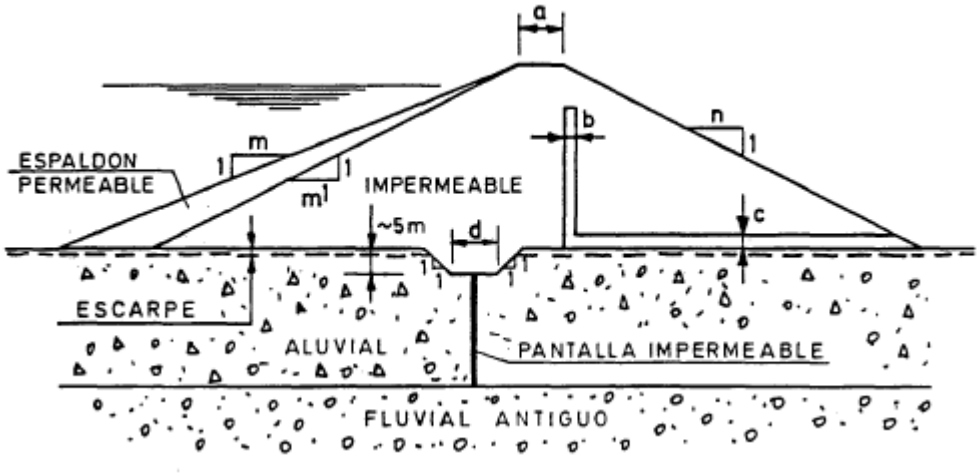
En el sector de aguas abajo del muro se instalará un dren chimenea de 0,8 m de anchura y una alfombra drenante de 1,0 m de espesor. El ancho previsto en coronación de la presa es de 8 metros.

Como existe una alta probabilidad de que los suelos aluviales finos del fondo del valle tengan una alta heterogeneidad, para conseguir impermeabilizar la cerrada de la presa se propone la

ejecución de una pantalla impermeable (pared moldeada) para controlar las filtraciones y alcanzar el nivel de los materiales del fluvial antiguo.

La sección tipo propuesta para la presa de Changaral Alto según el Proyecto Itata es la siguiente.

Figura 3-23. Presa Changaral Bajo. Diseño preliminar. Perfil Transversal Esquemático.



En el Proyecto Itata se indica que la zona prevista a regar podría alimentarse con aguas del río Ñuble aprovechando la red de canales que finaliza en el río Changaral. Este motivo pudo haber sido clave para no desarrollar con mayor detalle esta opción de embalse en posteriores documentos.

En el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Changaral; DOH Regional 2001**, promovido por la Comisión Regional de Riego, se propone la construcción de un embalse de superficie que regule las aguas de la cuenca pluvial aportante del estero Changaral (o Millauquén), con la finalidad de mitigar el problema de la escasez de recursos hídricos durante la temporada de riego. La localización de este embalse coincide con la correspondiente al **embalse Changaral Alto** del Proyecto Itata.

En dicho estudio se analizan dos alternativas en cuanto a la tipología del muro del embalse, siendo la altura del muro para la situación óptima, en ambas opciones, comprendida entre 9 y 10 metros:

- Alternativa nº1. Núcleo impermeable con protección de material filtrante protegido con enrocado.
- Alternativa nº2. Núcleo impermeable con protección de enrocado revestido con pantalla de hormigón armado.

En el estudio se calculan también los costos de ejecución de cada alternativa, resultando:

- Alternativa nº1: Costo 1.875 millones $.
- Alternativa nº2. Costo 6.039 millones $.

Como ambas alternativas presentan las mismas curvas de embalse, se plantea un análisis multicriterio (costo, sistema legal y organizacional, aspectos técnicos, beneficio social y étnico y aspectos medio ambientales), del cual resulta seleccionada la **Alternativa nº1**.

En el documento **Catastro de obras de riego y elaboración del Plan de Inversiones al año 2018. Zona Sur Regiones O'Higgins a Magallanes. Informe Final. Tomo II: Perfiles de iniciativas. Perfil Proyecto de embalse Changaral. Estero Changaral. Comuna de San Nicolás** elaborado por la CNR en julio de 2009, se propone la ejecución, en el estero Changaral, de un embalse estacional de regulación (invierno y primavera), que permita cubrir las demandas de una zona con una baja seguridad de abastecimiento para riego.

El embalse se localiza en el estero Changaral, aguas abajo de su confluencia con el estero Millauquén, próximo a las localidades de Verquicó y Millauquén.

La mayoría de los predios situados en las proximidades del estero son de secano, o bien se riegan eventualmente en primavera. La superficie agrícola actualmente regada con el estero Changaral medida desde el lugar donde se localizaría la presa es de 1.750 ha, extendiéndose en una longitud de hasta 7,6 km con una anchura promedio de 2,7 km.

El volumen de embalse planteado en este documento es de **38 Hm^3**, siendo la altura de muro entre 9 y 10 metros, con una longitud de 880 m, zonificado, con relleno de suelo seleccionado y núcleo impermeable que se prolonga en las fundaciones, con protección contraoleaje aguas arriba, descarga, vertedero y obras complementarias adicionales.

Los caudales de diseño vienen indicados en el estudio de **perfil de la DOH de 2001**, siendo:

Tabla 3-13. Caudales de diseño. Presa río Changaral.

Año hidrológico	Caudal medio mensual (m3/s)
40%	1,20
50%	1,10
85%	0,85

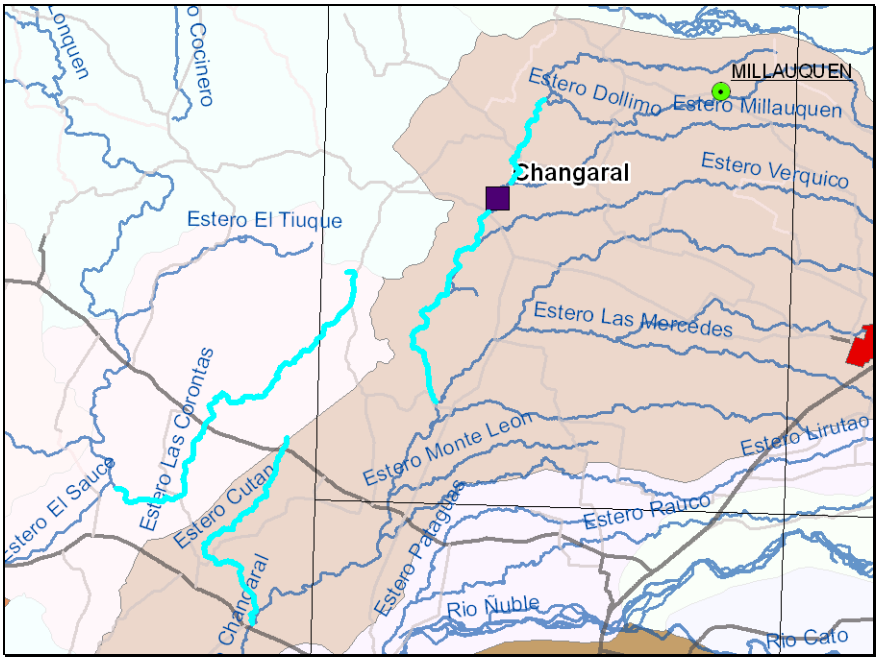
3.5.2.1.2. Red de riego.

En el **Perfil Proyecto de embalse Changaral**, además se plantea la ejecución de canal matriz, que permita conducir las aguas a tres zonas:

- Zona localizada entre el estero Changaral y la vertiente oriental de los cerros de la margen derecha, hasta unos 3 km al norte del pueblo de San Nicolás.

- Zona de riego en la subcuenca del estero Cután (afluente del Changaral).
- Zona de riego en la subcuenca del estero Corontas.

Figura 3-24. Zona de riego del embalse Changaral.



La superficie total de riego a abastecer es de 3.232 ha, con un total de 320 predios situados en la Comuna de San Nicolás.

3.5.2.2. Embalse Quilmo.

3.5.2.2.1. Embalse.

La propuesta de ejecutar un embalse en el estero Quilmo se recoge en primera instancia en el **Estudio Integral del Riego. Proyecto Itata** redactado por la CNR en el año 1994.

En dicho documento, en concreto en el **Volumen IV. Obras matrices para riego**, se indica que la presa se localizaría en la angostura existente en el estero, aproximadamente a unos 500 metros aguas arriba del puente que da continuidad al camino que une las poblaciones de Chillán con Pemuco.

Según el estudio, las características del embalse serían:

- Capacidad potencial de almacenamiento: 65 Hm^3.

- Caudal medio anual del estero Quilmo: 2,1 m^3/s. Los recursos propios resultan insuficientes por lo que se propone aprovechar recursos de invierno del río Chillán mediante la ejecución de un canal de trasvase.
- Superficie regable: 4.500 Ha.
- Relación Vol. Embalsable / Vol. Presa = 64 (buena)

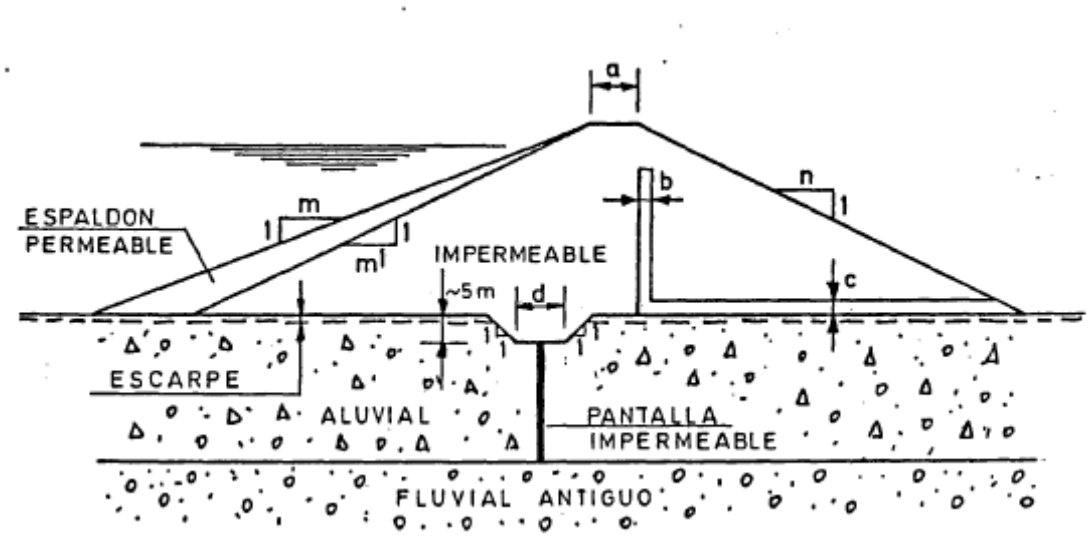
Se propone la ejecución de una presa de materiales sueltos homogénea con taludes exteriores aguas arriba de 2,5H/1V y aguas abajo de 2H/1V. En el paramento de aguas arriba se ejecutará un espaldón permeable con talud 2,5H/1V sobre un relleno impermeable con talud aguas arriba 2,0H/1V.

Se ejecutará una pantalla impermeable (pared moldeada) con objeto de controlar las filtraciones y que se prolongará hasta alcanzar el estrato fluvial antiguo, que sería impermeable.

Se considera también la ejecución de un dren chimena de 0,8 m de ancho y una alfombra drenante de 1,0 m de espesor. El ancho en coronación de la presa sería de 8,0 m.

A continuación se muestra un esquema de la sección tipo de la presa de Quilmo según el Proyecto Itata.

Figura 3-25. Muro embalse Quilmo. Diseño preliminar. Perfil Transversal Esquemático.



En el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Quilmo; Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas de de la Región del Bío Bío. 1998**, elaborado a petición de la DOH a petición de la Comisión Regional de Riego, se propone la construcción de un embalse de superficie, con régimen pluvial, con el objeto de mejorar la seguridad en el abastecimiento y la distribución de los recursos hídricos, en especial en la temporada de riego.

En dicho estudio se analizan dos alternativas de localización del muro del embalse, fijando la altura de la presa, para ambas opciones, en 19 metros, con el fin de determinar la capacidad de almacenamiento de cada una de las alternativas propuestas.

La primera de las alternativas ubica la cerrada de la presa en una zona angosta localizada entre dos cerros, emplazándose la segunda de las alternativas unos 1.000 metros aproximadamente aguas arriba del muro de la alternativa nº1.

Fijada la altura de muro en 19 metros, se obtuvo la capacidad de embalse para cada alternativa, así como la longitud del muro, resultando:

- Alternativa nº1: Volumen embalsado es de **26 Hm^3**. Longitud de muro: 635 m. Superficie de espejo: 205 Ha.
- Alternativa nº2. Volumen embalsado es de 15 Hm^3. Longitud de muro: 545 m. Superficie de espejo: 117,5 Ha.

En el estudio (Ref.1) se calculan también los costos de ejecución de cada alternativa, resultando:

- Alternativa nº1: Costo 3.051 millones $.
- Alternativa nº2. Costo 2.487 millones $.

Con dichos valores se obtiene el ratio Costo – Capacidad de embalse, resultando:

- Alternativa nº1: 122$ millones / Hm^3
- Alternativa nº2: 166$ millones / Hm^3

Con estos valores y con una serie de criterios adicionales que tienen en cuenta otros aspectos como son: sistema legal y organizacional, aspectos técnicos, beneficio social y étnico y aspectos medio ambientales, se plantea un análisis multicriterio para seleccionar una de las dos alternativas, resultando elegida la **Alternativa nº1**.

Los caudales de diseño vienen indicados en el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Quilmo; Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas de de la Región del Bío Bío. 1998**, siendo:

Tabla 3-14. Caudales de diseño. Presa estero Quilmo.

Año hidrológico	Caudal medio mensual (m3/s)
40%	0,30
50%	0,22
85%	0,10

En el Proyecto **Catastro de obras de riego y elaboración del Plan de Inversiones al año 2018. Zona Sur Regiones O'Higgins a Magallanes. Informe Final. Tomo II: Perfiles de iniciativas Perfil Proyecto de Embalse Quilmo. Estero Quilmo. Comuna Chillán Viejo. Procivil Ingeniería Ltda. CNR. Julio 2009,** se adopta la solución seleccionada en el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Quilmo; Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas de de la Región del Bío Bío. 1998.** Se propone un muro de 19 m de altura y 635 m de largo, zonificado, con relleno de suelo seleccionado y núcleo impermeable que se prolonga en las fundaciones, con protección contraoleaje aguas arriba, descarga, vertedero y obras complementarias adicionales.

3.5.2.2.2. Obras complementarias.

En el **Estudio Integral de Riego. Proyecto Itata. Comisión Nacional de Riego. Consorcio de Ingeniería Ingendesa- Edic Ltda. Agosto 1994**., en base a la información hidrológica recopilada, se concluye que el estero Quilmo carece de suficientes recursos hidráulicos por lo que debe ser abastecido por un canal de trasvase desde el río Chillán, que tendrá una longitud aproximada de 25 km.

3.5.2.2.3. Red de riego.

En el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Quilmo; Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas de de la Región del Bío Bío. 1998**, se propone la ejecución de dos canales de distribución, uno por ribera, para un caudal de 1,0 m3/s, con una longitud de trazado de 2 km. La bocatoma de los canales se emplazará a pie de presa.

Con este Proyecto se beneficiarían un total de 2.206 ha, de entre las cuales 1.155 ha tendrían una alta seguridad de riego.

3.5.2.3. Embalse Ránquil.

3.5.2.3.1. Embalse.

En el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Ránquil; Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas de de la Región del Bío Bío. 2001**, a petición de la Comisión Regional de Riego, se propone la construcción de un embalse de superficie, régimen pluvial para mejora del abastecimiento de agua para riego.

En el mencionado estudio se analizan dos alternativas para el emplazamiento del muro del embalse, fijando la altura de la presa en 21 metros, con el fin de determinar la capacidad de almacenamiento de cada una de las alternativas propuestas.

La primera de las alternativas ubica la cerrada de la presa en una zona angosta localizada entre cerros, emplazándose la segunda de las alternativas 1.000 metros aguas arriba del muro de la alternativa nº1.

La capacidad de embalse para cada alternativa, así como la longitud del muro, resultó:

- Alternativa nº1: Volumen embalsado es de **10 Hm^3**. Longitud de muro: 440 m. Superficie de espejo: 71 Ha.
- Alternativa nº2. Volumen embalsado es de 2,1 Hm^3. Longitud de muro: 220 m. Superficie de espejo: 15,2 Ha.

En el estudio (Ref.1) se calculan también los costos de ejecución de cada alternativa, resultando:

- Alternativa nº1: Costo 2.271 millones $.
- Alternativa nº2. Costo 1.185 millones $.

Con dichos valores se obtiene el ratio Costo – Capacidad de embalse, resultando:

- Alternativa nº1: 227$ millones / Hm^3
- Alternativa nº2: 593$ millones / Hm^3

Con estos valores y con una serie de criterios adicionales que tienen en cuenta otros aspectos como son: sistema legal y organizacional, aspectos técnicos, beneficio social y étnico y aspectos medio ambientales, se planteó un análisis multicriterio para seleccionar una de las dos alternativas, resultando elegida la **Alternativa nº1**.

Los caudales de diseño vienen indicados en el **Estudio de Perfil Construcción Sistema de Riego Ránquil; Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas de de la Región del Bío Bío. 2001,** siendo:

Tabla 3-15. Caudales de diseño. Presa estero Ránquil.

Año hidrológico	Caudal medio mensual (m3/s)
50%	0,90
85%	0,70

En el **Catastro de obras de riego y elaboración del Plan de Inversiones al año 2018. Zona Sur Regiones O'Higgins a Magallanes. Informe Final. Tomo II: Perfiles de iniciativas Perfil Proyecto de Embalse Ránquil. Estero Ránquil. Comuna Ránquil. Procivil Ingeniería Ltda. CNR. Julio 2009**, se propone la ejecución de una presa en el estero Ránquil, con un volumen de embalse de 10 Hm^3. El muro proyectado tendría una altura de 21 m y una longitud de 440 m. Como solución para el muro se propone, en dicho documento, una estructura zonificada, con relleno de suelo seleccionado, núcleo impermeable que se prolonga en las fundaciones, con protección contraoleaje en el paramento de aguas arriba, descarga, vertedero y demás obras complementarias.

3.5.2.3.2. Red de riego.

La agricultura predominante en el sector es de secano. En la actualidad la superficie de riego se desarrolla en 250 ha, con una longitud de unos 4 km siguiendo el trazado del estero hasta llegar al sector conocido como San Ignacio de Palomares, con una anchura media de 800 metros.

Existen dos canales rústicos que se localizan uno en cada ribera, y que permiten transportar conjuntamente un caudal máximo de 300 l/s.

En el **Catastro de obras de riego y elaboración del Plan de Inversiones al año 2018. Zona Sur Regiones O'Higgins a Magallanes. Informe Final. Tomo II: Perfiles de iniciativas Perfil Proyecto de Embalse Ránquil. Estero Ránquil. Comuna Ránquil. Procivil Ingeniería Ltda. CNR. Julio 2009**se propone la descarga del embalse mediante la ejecución de una conducción de HPDE de unos 4 km de longitud que permitiría evacuar unos 600 l/s, seguida de un canal matriz de distribución de otros 4 km de longitud con una captación en el río.

En dicho documento se estima una superficie total de riego de 1.305 ha, de entre las cuales tendrían un nivel de riego seguro 644 ha.

3.5.3. DIAGNÓSTICO DE LOS ANTECEDENTES CONSULTADOS.

3.5.3.1. Embalse Changaral.

En base a los antecedentes, de las primeras observaciones, y con el objeto de ir definiendo las propuestas de estudio e investigación del terreno y de los materiales, se ha elaborado una sección tipo preliminar para la presa de Changaral, que podría obedecer al siguiente esquema conceptual:

Figura 3-26. Sección tipo preliminar para la presa de Changaral.

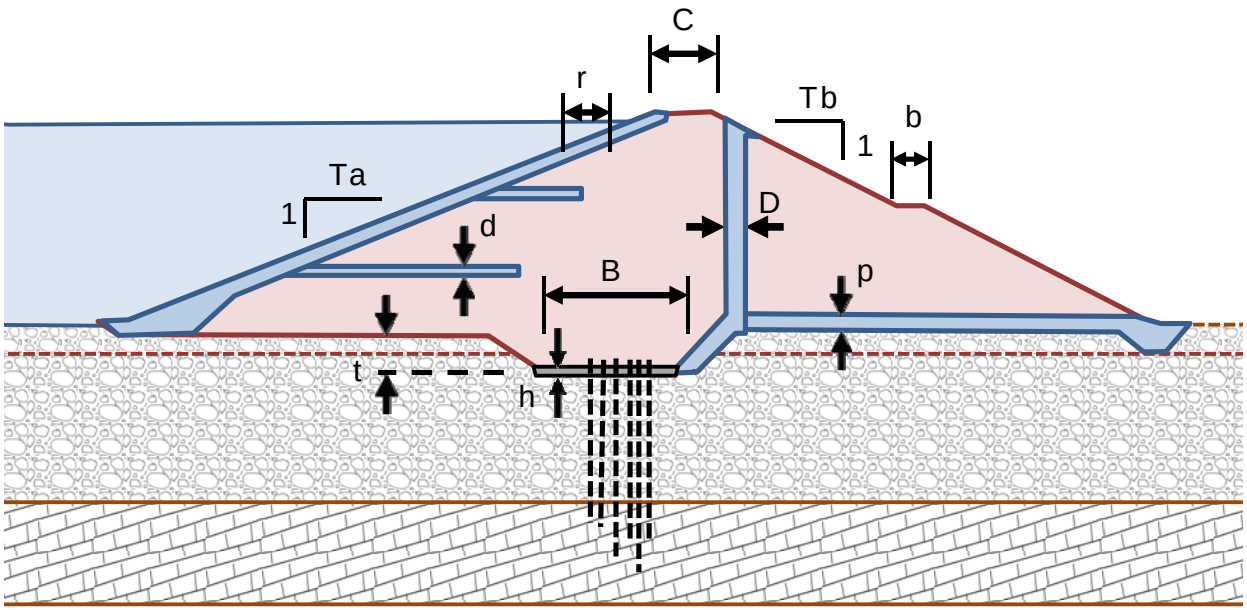


Tabla 3-16. Parámetros del muro del embalse Changaral.

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
C	Ancho de Coronación	6 m	Posible anchura mayor si se desea tráfico público.
Ta	Talud de aguas arriba	2.5 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales. Desembalse rápido.
Tb	Talud de aguas abajo	2 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales.
B	Berma auxiliar	4 m	Facilidad de construcción
D	Drenes auxiliares	1 m	Mejora drenaje construcción y desembalse rápido.
r	Rip-rap	2.5 m	Anchura suficiente para su fácil ejecución.
T	Profundidad de trinchera	5 m	Depende de alcanzar materiales consolidados
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa	Ancho efectivo del "núcleo virtual" impermeable
P	Dren de pie	1 m	Puede no extenderse a toda la planta (formación en "peine").
D	Dren brasileño	1 / 1.5 m	Posible geotextil si no se cumplen condiciones de filtro
H	Losa de hormigón	0.40 m	Inyecciones de consolidación.

Es posible en que en grandes zonas del muro del embalse, el sustrato de roca basal se encuentre a una profundidad excesiva en comparación con la altura de la presa. Es por ello que se propone este tipo de sección frente a soluciones de fábrica de concreto cuyo requerimiento de cimentación es más exigente.

La gran longitud de presa en relación su altura permite pensar en soluciones de presa mixta si la investigación del terreno revelara la presencia del sustrato basal a cotas más someras en una parte significativa de la traza. En ese caso, se podría diseñar las estructuras hidráulicas, como aliviaderos, desagües de fondo, tomas de riego y elementos de purga, en esa zona con mayor facilidad.

Igualmente, estas estructuras, tanto en el caso de presa mixta, como de presa totalmente en materiales sueltos, han de concebirse de forma que aprovechen los trabajos de desvío del río.

En cuanto a los materiales para la construcción del dique de la presa habrá que tener en cuenta los propios materiales locales, fácilmente accesibles, reduciendo al mínimo las cantidades a importar de mayores distancias. Es por ello que se inicia la concepción con una sección casi homogénea, constituida por los materiales cuaternarios que forman las terrazas aluviales de la zona. Las primeras impresiones los califican como gravas y arenas con alto contenido de finos arcillo-limosos.

La impermeabilidad de estos materiales, que deberá ser objeto de ensayo en fases ulteriores, permitiría su uso en un dique homogéneo desde el punto de vista volumétrico. No obstante, la facilidad de drenaje debería ser implementada la sección por medio de pequeños volúmenes, adecuadamente dispuestos, de materiales granulares limpios, con características de filtro y dren que dotarán a la sección de características específicas como:

- Mejores condiciones de estabilidad
- Facilidad de drenaje en desembalse rápido
- Reducción de zonas saturadas a embalse lleno
- Mejor comportamiento sísmico

Las condiciones de la capa aluvial subyacente previsiblemente más consolidado, han de ser estudiadas para confirmar la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina de inyecciones. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría con esta capa mediante una capa de hormigón no erosionable que sirva de enlace y permita la ejecución de las inyecciones con un mínimo de presión sin dañar los materiales cohesivos constituyentes del cuerpo de presa.

Se considera vital:

- la cuantificación de los espesores de los materiales aluviales a lo largo de la traza de la presa
- la determinación de las características del material “in situ”, como densidad, impermeabilidad, inyectabilidad y composición.
- descartar la presencia de arcillas dispersivas en su matriz

3.5.3.2. Embalse Quilmo.

A la luz de los antecedentes, de las primeras observaciones, y con el objeto de ir definiendo las propuestas de estudio e investigación del terreno y de los materiales, se ha confeccionado una sección tipo preliminar para la presa de Quilmo, que podría obedecer al siguiente esquema conceptual:

Tabla 3-17. Sección tipo preliminar para la presa de Quilmo.

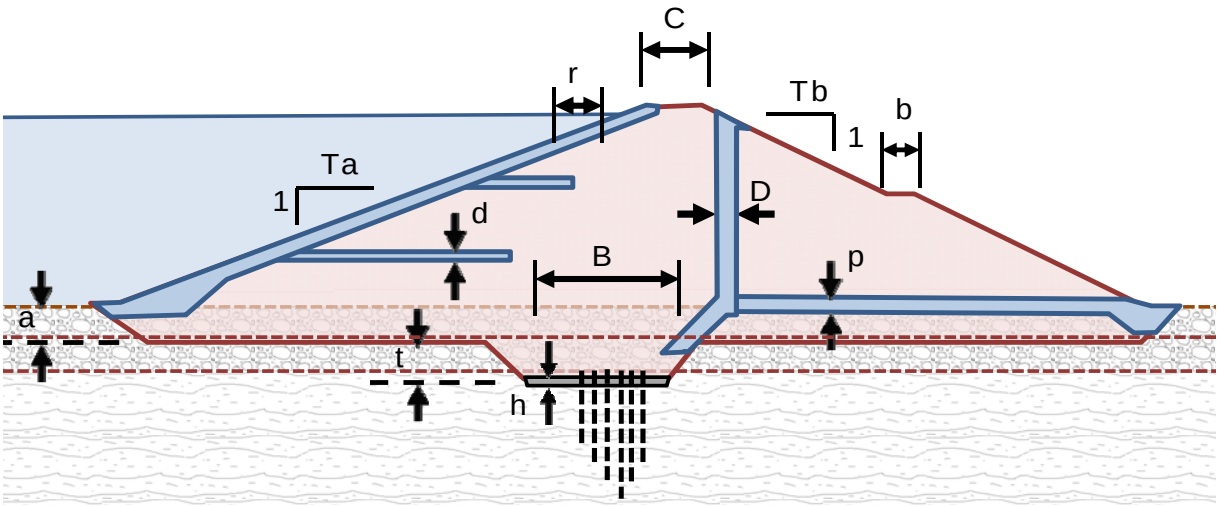


Tabla 3-18. Parámetros del muro del embalse Quilmo.

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
C	Ancho de Coronación	6 m	Posible anchura mayor si se desea tráfico público.
Ta	Talud de aguas arriba	2.5 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales. Desembalse rápido.
Tb	Talud de aguas abajo	2 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales.
B	Berma auxiliar	4 m	Facilidad de construcción
D	Drenes auxiliares	1 m	Mejora drenaje construcción y desembalse rápido.
t	Profundidad de trinchera	5 m	Depende de alcanzar materiales consolidados
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa	Ancho efectivo del “núcleo virtual” impermeable
P	Dren de pie	1 m	Puede no extenderse a toda la planta (formación en “peine”).
r	Rip-rap	2.5 m	Anchura suficiente para su fácil ejecución.
D	Dren brasileño	1 / 1.5 m	Posible geotextil si no se cumplen condiciones de filtro
H	Losa de hormigón	0.40 m	Inyecciones de consolidación.

Es posible en que en grandes zonas del muro del embalse, el sustrato de areniscas se encuentre a una profundidad excesiva en comparación con la altura de la presa. Es por ello que se propone este tipo de sección frente a soluciones de fábrica de concreto cuyo requerimiento de cimentación es más exigente.

La gran longitud de presa en relación a su altura permite pensar en soluciones de presa mixta si la investigación del terreno revelara la presencia del sustrato basal a cotas más someras en una parte significativa de la traza. En ese caso, se podría diseñar las estructuras hidráulicas, como aliviaderos, desagües de fondo, tomas de riego y elementos de purga, en esa zona con mayor facilidad.

La cimentación de estas estructuras no exige que parte de la presa sea de fábrica, ya que la altura moderada de la presa permite la inserción de un elemento especial donde se alberguen estos dispositivos aunque esté flanqueado en ambos lados por diques de tierras, con sus correspondientes enlaces con las obras de fábrica.

Igualmente, estas estructuras, tanto en el caso de presa mixta, como de presa totalmente en materiales sueltos, han de concebirse de forma que aprovechen los trabajos de desvío del río.

En cuanto a los materiales para la construcción del dique de la presa habrá que tener en cuenta los propios materiales locales, fácilmente accesibles, reduciendo al mínimo las cantidades a importar de mayores distancias. Es por ello que se inicia la concepción con una sección casi homogénea, constituida por los materiales cuaternarios que forman las terrazas aluviales de la zona. Las primeras impresiones los califican como gravas y arenas con alto contenido de finos arcillo-limosos.

En general se prefiere, de no haber limitaciones cuantitativas, los materiales aluviales a los coluviones existentes en la zona, por su mejor proceso de selección y por tanto de calidad y homogeneidad.

La impermeabilidad de estos materiales, que deberá ser objeto de ensayo en fases ulteriores, permitiría su uso en un dique homogéneo desde el punto de vista volumétrico. No obstante, la facilidad de drenaje debería ser implementada la sección por medio de pequeños volúmenes, adecuadamente dispuestos, de materiales granulares limpios, con características de filtro y dren que dotarán a la sección de características específicas como:

- Mejores condiciones de estabilidad.
- Facilidad de drenaje en desembalse rápido.
- Reducción de zonas saturadas a embalse lleno.
- Mejor comportamiento sísmico.

Las condiciones de la capa aluvial subyacente previsiblemente más consolidada, han de ser estudiadas para confirmar la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina

de inyecciones. En principio parece más conveniente, de aparecer a profundidades razonables, alcanzar el techo de las areniscas. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría con esta capa mediante una capa de hormigón no erosionable que sirva de enlace y permita la ejecución de las inyecciones con un mínimo de presión sin dañar los materiales cohesivos constituyentes del cuerpo de presa.

Se considera vital:

- la cuantificación de los espesores de los materiales aluviales a lo largo de la traza de la presa
- la determinación de las características del material "in situ", como densidad, impermeabilidad, inyectabilidad y composición.
- descartar la presencia de arcillas dispersivas en su matriz
- Localizar el horizonte o techo de las areniscas en toda la cerrada
- Confirmar la potencia de las areniscas
- Descartar vías de fuga clara del embalse por formaciones subyacentes al cuaternario.

3.5.3.3. Embalse Ránquil.

A la luz de los antecedentes, de las primeras observaciones, y con el objeto de ir definiendo las propuestas de estudio e investigación del terreno y de los materiales, se ha confeccionado una sección tipo preliminar para la presa de Ránquil, que podría obedecer al siguiente esquema conceptual:

Tabla 3-19. Sección tipo preliminar para el muro del embalse de Ránquil.

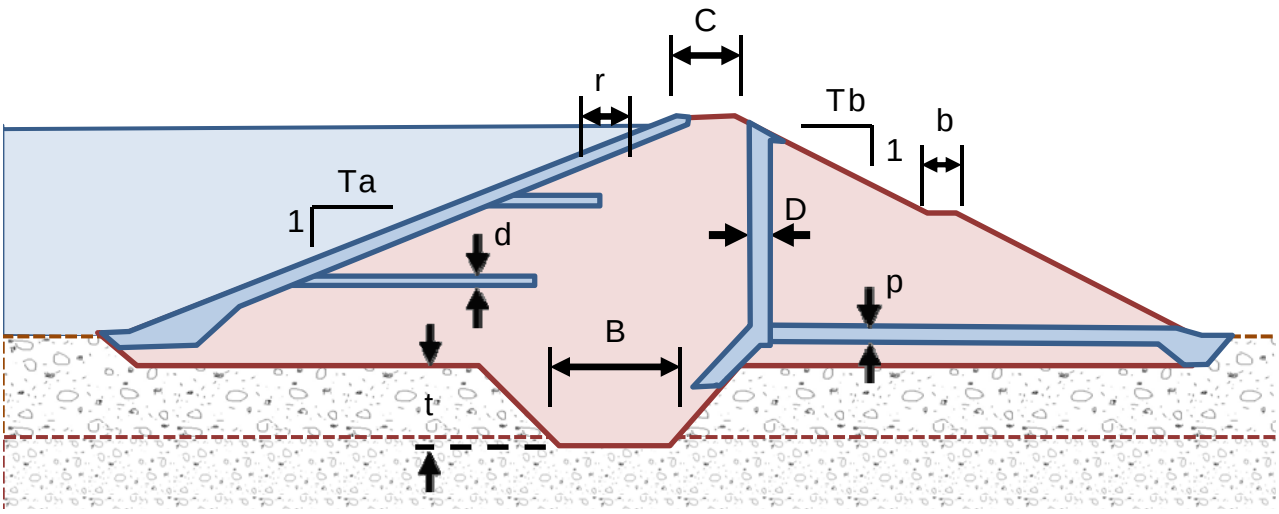


Tabla 3-20. Parámetros del muro del embalse Ránquil.

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
C	Ancho de Coronación	6 m	Posible anchura mayor si se desea tráfico público.
Ta	Talud de aguas arriba	3 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales. Desembalse rápido.
Tb	Talud de aguas abajo	2,5 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales.
B	Berma auxiliar	4 m	Facilidad de construcción
D	Drenes auxiliares	1 m	Mejora drenaje construcción y desembalse rápido.
t	Profundidad de trinchera	Incógnita a determinar	Depende de alcanzar materiales menos alterados y de la profundidad desde donde se acomete (cimentación del resto del dique).
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa	Ancho efectivo del “núcleo virtual” impermeable
P	Dren de pie	1 m	Puede no extenderse a toda la planta (formación en “peine”).
r	Rip-rap	2.5 m	Anchura suficiente para su fácil ejecución.
D	Dren brasileño	1 / 1.5 m	Posible geotextil si no se cumplen condiciones de filtro

Es posible en que en grandes zonas del muro del embalse, el sustrato de maicillo presente una profundidad excesiva en comparación con la altura de la presa. No se espera un contacto claro sino una graduación mejorando las condiciones del material progresivamente conforme se profundiza. Tampoco se espera encontrar un material rocoso suficiente para la cimentación de una obra de fábrica a profundidades económicamente razonables. Es por ello que se propone este tipo de sección frente a soluciones de fábrica de concreto cuyo requerimiento de cimentación es más exigente.

Se deberán diseñar las estructuras hidráulicas, como aliviaderos, desagües de fondo, tomas de riego y elementos de purga, en la zona con mayor facilidad para encontrar una cimentación competente a una cota más accesible.

La cimentación de estas estructuras no exige que parte de la presa sea de fábrica, ya que la altura moderada de la presa permite la inserción de un elemento especial donde se alberguen estos dispositivos aunque esté flanqueado en ambos lados por diques de tierras, con sus

correspondientes enlaces con las obras de fábrica. Estas estructuras han de concebirse de forma que aprovechen los trabajos de desvío del río.

En cuanto a los materiales para la construcción del dique de la presa habrá que tener en cuenta los propios materiales locales, fácilmente accesibles, reduciendo al mínimo las cantidades a importar de mayores distancias. Es por ello que se inicia la concepción con una sección casi homogénea, constituida por los materiales arcillosos producto de la alteración de los granitos y que afloran en la cerrada y vaso.

La impermeabilidad y resto de propiedades geotécnicas de estos materiales, que deberá ser objeto de ensayo en fases ulteriores, permitiría su uso en un dique homogéneo desde el punto de vista volumétrico. No obstante, la facilidad de drenaje debería ser implementada en la sección por medio de pequeños volúmenes, adecuadamente dispuestos, de materiales granulares limpios, con características de filtro y dren que dotarán a la sección de características específicas como:

- Mejores condiciones de estabilidad
- Facilidad de drenaje en desembalse rápido
- Reducción de zonas saturadas a embalse lleno
- Mejor comportamiento sísmico
- Facilidad de construcción

Estos materiales granulares son claves en la concepción del proyecto pese a representar pequeños volúmenes. No se han encontrado en las inmediaciones por lo que se sugiere su importación desde cauces como el Itata donde se aprecia abundancia de materiales granulares de buena calidad.

Las condiciones variables de las formaciones superiores han de ser estudiadas para confirmar la posibilidad de que el horizonte rocoso se aleje demasiado de la superficie en alguna zona. En esos casos la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina de inyecciones en los materiales arcillosos no sería una alternativa por la dificultad de su mejora vía inyecciones. En principio parece más conveniente, de aparecer a profundidades razonables, alcanzar el techo de niveles de competencia y estabilidad interna adecuadas. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría mediante la profundización de una generosa trinchera con estas capas no erosionables.

Se considera vital:

- la determinación de las características del material “in situ”, como densidad, impermeabilidad, inyectabilidad y composición y su variabilidad en profundidad.
- descartar la presencia de arcillas dispersivas en su matriz
- localizar el horizonte o techo competente en todo el muro del embalse.
- descartar vías de fuga clara del embalse por formaciones suprayacentes (fluvioales y maicillo).

3.6. ANTECEDENTES AGRONÓMICOS Y AGRICULTURA DE LA ZONA

3.6.1. INTRODUCCIÓN

En la presente Etapa del trabajo se efectuó una recopilación de aquellos antecedentes disponibles, que tienen relación con los diferentes aspectos que se deberán tratar en él, tales como la existencia y potencialidad de los recursos del área del proyecto, características de la actividad agropecuaria actual y perspectivas de desarrollo a futuro, entre otras.

La recopilación de antecedentes se logró a través de la revisión de información bibliográfica, visitas a algunos agricultores del área y efectuando consultas a personas vinculadas con la temática de la propuesta. Entre éstas cabe mencionar a dirigentes de la propia comunidad y otras instituciones públicas y privadas de la zona, tales como CNR, DOH, INDAP, PRODESAL, entre otros.

La información bibliográfica se obtuvo de la revisión de publicaciones de las siguientes instituciones: Comisión Nacional de Riego (CNR), Dirección de Obras Hidráulicas (DOH), Ciren-Corfo, Instituto Nacional de Estadísticas (INE), Dirección General de Aguas (DGA), ODEPA, SAG, INDAP, Ministerio de Agricultura y Universidad de Concepción, entre otros.

Una vez recopilada la información existente respecto del área de estudio, ésta fue analizada en forma crítica, con el objeto de poder calificar el uso que se le dará durante el desarrollo del mismo y determinar con precisión aquellos antecedentes que se requiere actualizar, complementar y en ciertos casos generar. Esto último, se llevará a cabo cuando la calidad de la información existente no sea adecuada a la finalidad del proyecto o simplemente sea inexistente.

Se ha podido obtener la siguiente información referida a aquellos estudios más cercanos a la temática del presente proyecto. Del total de los antecedentes agrícolas recopilados, destacan los indicados en en el apartado de agronomía de as bases de la licitación del presente Estudio de Prefactibilidad, además de los estudios ya señalados anteriormente, como son:

- Rol extacto agrícola, Cartografía de Suelos SII:
- Estudio de suelos del CIREN-CORFO.
- Censos de población y Vivienda, años 1970 al 2002. (Localidades pobladas)
- Censos Agrícolas y Agropecuarios 96/97 y 2006/2007.

A continuación se relacionan y detallan los antecedentes agronómicos estudiados.

3.6.2. ESTUDIOS PARA LA COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO (CNR)

3.6.2.1. Proyecto Itata, Etapa 1, Estudio de suelos; Consorcio Agrolog Chile Ltda. - Rex Q Ingenieria Ltda, Octubre -1987

El trabajo cubre una superficie de 199.695,2 ha. Incluye el estudio agrológico y los correspondientes mapas interpretativos de Capacidad de Uso, Categorías de Riego, Clases de Drenaje, Aptitud Frutal de los Suelos, Situación Actual de Erosión y Unidades de Manejo. El estudio de terreno se efectuó en escala 1:50.000 y la leyenda de suelos se adapta a esa escala; los mapas se presentan en escala 1:20.000.

No se ha podido tener acceso a los planos de este documento. No obstante, para completar el análisis de suelos, se ha obtenido el Estudio de Suelos Del Ciren-Corfo y se ha obtenido la capa de suelos en formato CAD, complementaria a las Ortofotos digitales CIREN IGM del año 1977, y en las que se representan los códigos descritos en dicho Estudio de Suelos.

3.6.2.2. Proyecto ITATA, estudio hidrológico y situación actual agropecuaria; PROITATA, Asoc. de Profesionales - 1992.

Estudio elaborado por el consorcio PROITATA Asociación de Profesionales en el año 1992 para la CNR en 1.992.

El objeto del estudio fué el de diagnosticar la situación agropecuaria de la temporada 88/89 en la cuenca del río Itata, definiendo las caracteríticas de los predios allí existentes, de manera tal de proporcionar los antecedentes básicos, debidamente desagregados, que permitan la elaboración de proyectos destinados al desarrollo del sector rural.

La zona a la cual se dirigió el estudio está conformado por 10.011 propiedades agrícolas, que comprenden 254.009,7 há, de las cuales 81.093,6 hectáreas son de riego, 94.603,80 hectáreas son suelos de secano asociados a predios de riego, y 78.318,30 hecáreas pertenecen a predios exclusivamente de secano.

El estudio abarcó total o parcialmente las comunas de Chillán, San Carlos, Ñiquén, San Fabián, Coihueco, Pinto, San Ignacio, Portezuelo, Treguaco, Ninhue y San Nicolás, todas las cuales pertenecen a la provincia de Ñuble, VIII Región.

Adicionalmente, se analizaron casos puntuales que responden a un estudio complementario de suelos y que comprenden las localidades de Nue!va Aldea, Coelemu, Vegas de Itata y estero Coyanco.

El proyecto considera una descripción del área de estudio tanto geográfica como económica y se realiza la sectorización del área en un total de 24 sectores.Estos sectores, definidos como "Sectores de Riego", correspondieron a agrupaciones territoriales que tienen en común una fuente de recursos hídricos y/o el destino de sus aguas de drenaje. El uso de los suelos determinado correspondió a los recursos naturales presentes en cada sector, según los criterios de restricción agronómica utilizados.

Posteriormente se analizó la situación actual agropecuaria en la que cabe señalar que este estudio realizó una descripción de la red de riego existente. En cuanto a la red del río Changaral y de sus afluentes, se determinó que la superfice de riego era de 2.605,85 hectáreas y la longitud de canales de riego existentes era de 268 km. En cuanto a la red del río Chillán y de sus afluentes, se determinó que la superfice de riego era de 5.900,85 hectáreas y la longitud de canales de riego existentes era de 790,10 km.

Este estudio, debido a la fecha en que se realizó solo se considerará de manera referencial para la presente consultoría.

3.6.2.3. Estudio Integral de riego Proyecto Itata; EDIC - CNR- 1994

Estudio elaborado por parte del Consorcio de Ingeniería Edic-Ingendesa para la CNR en el año 1994. Este proyecto corresponde a la continuación del estudio realizado por PROITATA.

El objetivo del estudio fue la formulación de un programa de desarrollo integral de los recursos naturales disponibles en el área del rio Itata en el sector comprendido entre el río Larqui por el sur y el límite norte de la hoya. El área correspondiente, relacionada con el presente Estudio, abarca los terrenos bajo la influencia de los ríos Ñuble, Cato, Chillán, aguas abajo de su confluencia con el río Larqui. Asimismo también se incluyó en el estudio el sector de los interfluvios costeros correspondientes al área comprendida entre los rios Bio-Bio e Itata.

En general la zona agricola de la hoya del Itata y sus afluentes se caracteriza por una ausencia casi total de obras de regulación, pues las existentes (embalses Coihueco y Tucapel) son de poca relevancia frente al potencial regable. La superficie potencialmente regable ascendía a unos 250.000 hás, de las cuales sólo unas 37.000 hás se regaban en la fecha de redacción del Proyecto Itata, con una seguridad estimada de 85%.

Se tomó en consideración la próxima realización del proyecto Laja-Diguillin, la cual se traduciría en un aporte de gran significación para la cuenca y que resolvería los problemas de ella del Larqui al sur, y conduciría a la incorporación al área regada con seguridad aceptable del pais el rico potencial existente en la hoya del Itata prácticamente en su totalidad.

El Estudio se inició con un análisis critico de los antecedentes del Informe C.N.R-ProItata (1992),el que básicamente consistió en una determinación de los recursos naturales existentes en el área del proyecto, de la situación agropecuaria actual, de la infraestructura de riego extrapredial y de las necesidades de agua para incorporar al regadió las superficies agrícolas actualmente de secano· o deficientemente regadas.

Posteriormente se realizó un análisis crítico y actualización, cuando correspondía, de los recursos de clima, suelo e hídricos. A continuación se efectuó la caracterización productiva y económica de la situación agropecuaria actual la que representa la condición "Sin proyecto". En esta fase del estudio se establecieron las características del área en relación a estructura de la propiedad, tenencia de la tierra, infraestructura agrícola, uso de la tierra, producción y rendimientos agrícolas y posibilidades de cultivos. El análisis anterior permitió finalmente definir los predios tipos a considerar y la metodología para expandir la muestra al universo correspondiente al área de influencia del proyecto.

Las superficies consideradas en el Proyecto Itata correspondieron a las que se indican a continuación:

Tabla 3-21. Caracterización de la superficie regable del Proyecto Itata

SUPERFICIE	HECTAREAS	CARACTERISTICAS
Total del Area	330.000	Valle Central y Zona Costera
Potencial del Valle Central	254.010	Riego eventual y Secano
Máxima utilizable	210.000	Suelos con aptitud para riego
Area de predios regados	170.570	Area de predios de riego y secano
Area de secano	83.440	Secano Total
Area actual bajo riego	67.900	Riego con baja seguridad
Area actual regada	37.190	Riego con 85% de seguridad

En relación a los recursos hidricos, la situación puede resumirse en lineas generales de la manera siguiente:

Tabla 3-22. Recursos Hídricos Río Itata

RIOS	CAUDAL PROMEDIO ANUAL A LA ENTRADA DEL VALLE (m^3/s)	CAUDAL PROMEDIO DEL MES DE FEBRERO A LA ENTRADA DEL VALLE (m^3/s)
Ñiquén	1,70	0,15
Ñuble	80,75	34,37
Cato	11,25	5,14
Chillán	15,30	7,00

Del análisis de estas cifras se desprende que los recursos importantes se concentran principalmente en el río Ñuble y que en general los rios del área presentan una fuerte variación estacional que conduce a un estiaje muy severo, extremadamente desfavorable para el riego.

Se procedió a la elaboración de un análisis de identificación de posibilidades de embalses en los rios de la cuenca, mediante un análisis de la factibilidad técnica económica de estas obras, concluyéndose a través del proceso de selección correspondiente que sólo resultaban factibles las siguientes obras:

Tabla 3-23. Resultado del análisis de factibilidad de construcción de embalses Río Itata

ZONA	EMBALSES
Precordillera y Valle Central	Los Monos Punilla Boyén Quilmo Changaral
Cordillera de La Costa	Puyamávida
Interfluvios Costeros	Andalién

Como conclusión final respecto a las posibilidades de obras de regulación se concluyó que para el Valle Central se podían conformar sistemas de Regadío basados alternativamente en Los Monos o Punilla y complementados con los embalses Boyén, Quilmo y Changaral. Adicionalmente, podría agregarse a estos sistemas el aprovechamiento del acuífero mediante el bombeo de los recursos subterráneos.

Los recursos naturales que presentaba el área del Proyecto, en calidad y cantidad, se observó que estaban siendo infrautilizados si se comparan con su potencialidad. La aptitud del clima y suelos para usos en rubros agrícolas intensivos y rentables tales como frutales, viñas, hortalizas, etc, es muy superior a la que se desarrolla en la actualidad, predominando en cambio, rubros extensivos y poco rentables, como cereles y praderas naturales. El factor limitante principal es la baja seguridad en el abastecimiento, de agua de riego, la que se produce, normalmente desde Enero a Marzo, período en que la demanda de agua por los cultivos es máxima. Además de los déficit estacionales, hay fuertes variaciones interanuales. El uso menos intensivo del suelo se produce en las áreas de menor seguridad de riego, como es el Área de Planificación Chillán.

Para caracterizar y valorizar el Desarrollo Agropecuario en dicho Proyecto, se realizaron diversos estudios sobre recursos y mercado que indicaron la existencia de un gran potencial agropecuario, ante la posibilidad, tanto de incorporar superficies posibles al regadío y que hoy son de secano, como a diversos rubros que ocupan una parte menor de lo que correspondería a una situación con los proyectos de riego adecuados. Este programa de Desarrollo Agropecuario estaba compuesto por tres subprogramas, que corresponden a los tres grandes rubros agrícolas: la Fruticultura y Viñas Viníferas, el de Cultivos Anuales y el de Desarrollo Ganadero.

Como conclusión al Desarrollo Agropecuario, se observó que la proyección de la superficie futura del subprograma cultivos anuales consideró la existencia de 39 mil hectáreas regadas dedicadas a este rubro. Con el Desarrollo Agropecuario previsto, ganarían en importancia las hortalizas para procesos agroindustriales y como productoras de semillas, en las cuales la región presenta grandes ventajas comparativas. Los cultivos que aumentan serían los intensivos, destacandose entre ellos los espárragos, para chips y otros cultivos menores. Asímismo. se previó un incremento sustancial de las plantaciones frutales, especialmente de aquellas especies y variedades nuevas que tenían como destino la exportación y fines agroindustriales, los jugos de manzana, y los cerezos y peras en conserva, el congelado de frambuesa y arándanos, etc. Con respecto al otro rubro incluido en el área del Proyecto, el de las viñas viníferas varietales, de cepas finas como cabernet sauvignon, y especialmente Pinot y Chardonnay, se consideraron que se plantarían alrededor de 3.700 hectáreas

de cepas finas de origén francés, en los 5 años posteriores a la entrega de lasobras hidráulicas incluidas en dicho proyecto.

Con respecto al rubro ganadero, por las condiciones de clima y suelo del área del proyecto, se ha estimado que presenta condiciones muy adecuadas para la ganadería. Su desarrollo se basa en la explotación eficiente de la nueva superficie con praderas de riego, proyectada de acuerdo a las rotaciones culturales recomendadas por los Grupos de Manejo de Suelos.

Este estudio, debido a la fecha en que se realizó solo se considerará de manera referencial para la presente consultoría. No obstante, es importante señalar que. en estos momentos, el ambicioso proyecto Laja-Diguillin , que debería haber cambiado la cara de la agricultura en seis comunas del sector sur de la provincia, tiene presencia mayoritaria en sólo dos: San Ignacio y Bulnes, donde básicamente ha permitido aumentar la seguridad de riego a 20.300 hectáreas, pero no sumado nueva superficie. En Yungay, El Carmen y Pemuco, donde deberían ser regadas 9 mil hectáreas, sólo están siendo favorecidos predios que suman en total 4 mil hectáreas nuevas. Inicialmente el sistema de riego involucraba a las comunas de Yungay, Pemuco, El Carmen, San Ignacio y Bulnes, e incluso estaba incluida Chillán Viejo. Sin embargo, actualmente, algunas comunas han quedado con menor superficie regada y Chillán Viejo cuenta por ahora con un suministro mínimo.

3.6.2.4. Proyecto de embalse Changaral. Estero Changaral. Comuna de San Nicolás. CNR. 2011. Procivil Ing. Ldta.

En este estudio se presenta descrito y caracterizado a nivel de perfil el proyecto del Embalse Changaral.

En relación a los aspectos agroeconómicos el estudio describe de forma general la superficie y el número de predios que se pueden beneficiar del embalse, sin incluir información de detalle de cada predios, como es: nombre de los propietarios, identificación de los roles, hectáreas regadas, etc.

Por otra parte, carece de información intermedia, necesaria para poder comprender muchos de los resultados que arroja el estudio.

En los últimos estudios que han sido desarrollados por DOH y la CNR en la zona, se pretende promover proyectos que consideren la implantación de tecnificación del riego, de forma paralela con la promoción de rubos productivos más rentables.

Cabe señalar que en los últimos estudios desarrollados tanto para la CNR como para la DOH, la tendencia es promover proyectos que consideren una alta tecnificación del riego, en conjunto con la promoción de rubros productivos de alta rentabilidad que paguen la inversión de riego considerada.

Se estimó la rentabilidad de los predios con distintos tipos de cultivos tanto para la situación actual y como para la situacion con proyecto, en base a la estratificación predial (pequeño, medio y grande) y tamaño medio.

En la estimación del uso de la tierra actual y su distribución por tipo de predios se tuvo presente los métodos y sistemas de riego que están estrechamente relacionados con los tipos de cultivo. El uso de la tierra por tipo de predio promedio se determinó de acuerdo a la superficie regada por surco, tendido y goteo.

Se debe señalar que este estudio será considerado en forma referencial debido a que la información está desarrollada a nivel de perfil, careciendo del detalle necesario para poder levantar un proyecto a nivel de prefactibilidad.

El área de riego se divide en tres zonas que son:

- La primera zona se ubicaría entre los esteros Changaral y la vertiente oriental de los cerros de la margen derecha de la subcuenca hasta aproximadamente 3 km al norte del pueblo de San Nicolás.
- La segunda zona de riego se ubicaría dentro de la subcuenca del estero Cután, afluente del estero Changaral.
- La tercera zona de riego es ubicaría en la cuenca del estero Lonquén específicamente dentro de la subcuenca del estero Corontas.

Se estimó una superficie total a servir de 3.232 ha, en que la superficie de nuevo riego seguro es de 2.446 ha. Son unos 320 predios en el sector beneficiado de la Comuna de San Nicolás, con un tamaño medio predominante de 10 ha por agricultor.

La distribución de cultivos, actuales y proyectados a nivel de perfil, es la siguiente:

Tabla 3-24. Rubros productivos actuales y futuros en el Proyecto de embalse Changaral.

RUBROS PRODUCTIVOS ACTUALES	RUBROS PRODUCTIVOS FUTUROS PROPUESTOS CON EL PROYECTO PARA 3.232 ha
Cerezo	Cerezo
Manzano	Manzano
Papa	Remolacha
Alfalfa	Papa
Trigo	Alfalfa
P. Natural	Trigo
	P. Natural

3.6.2.5. Proyecto de embalse Quilmo. Estero Quilmo. Comuna de Chillán Viejo. CNR. 2011. Procivil Ing. Ldta.

En este estudio se presenta descrito y caracterizado a nivel de perfil el proyecto del Embalse Quilmo.

En relación a los aspectos agroeconómicos el estudio describe de forma general la superficie y el número de predios que se pueden beneficiar del embalse, sin incluir información de detalle de cada predios, como es: nombre de los propietarios, identificación de los roles, hectáreas regadas, etc.

Por otra parte, carece de información intermedia, necesaria para poder comprender muchos de los resultados que arroja el estudio.

En los últimos estudios que han sido desarrollados por DOH y la CNR en la zona, se pretende promover proyectos que consideren la implantación de tecnificación del riego, de forma paralela con la promoción de rubos productivos más rentables.

Cabe señalar que en los últimos estudios desarrollados tanto para la CNR como para la DOH, la tendencia es promover proyectos que consideren una alta tecnificación del riego, en conjunto con la promoción de rubros productivos de alta rentabilidad que paguen la inversión de riego considerada.

Se estimó la rentabilidad de los predios con distintos tipos de cultivos tanto para la situación actual y como para la situacion con proyecto, en base a la estratificación predial (pequeño, medio y grande) y tamaño medio.

En la estimación del uso de la tierra actual y su distribución por tipo de predios se tuvo presente los métodos y sistemas de riego que están estrechamente relacionados con los tipos de cultivo. El uso de la tierra por tipo de predio promedio se determinó de acuerdo a la superficie regada por surco, tendido y goteo.

Se estimó una superficie de riego que dependerá del embalse de 2.206 ha, en que se incorporarían unas 1.155 ha de nuevo riego seguro. Se tiene unos 115 predios del sector beneficiado en la Comuna de Chillán Viejo, con un tamaño medio predominante de 20 ha por agricultor.

La distribución de cultivos, actuales y proyectados a nivel de perfil, es la siguiente:

Tabla 3-25. Rubros productivos actuales y futuros en el Proyecto de embalse Quilmo

RUBROS PRODUCTIVOS ACTUALES	RUBROS PRODUCTIVOS FUTUROS PROPUESTOS CON EL PROYECTO PARA 2.206 ha
Cerezo	Cerezo
Manzano	Manzano
Remolacha	Remolacha
Papa	Papa
Maiz	Maiz
Trigo	Trigo
P. Natural	Frambuesa

3.6.2.6. Proyecto de embalse Ránquil. Estero Ránquil. Comuna de Ránquil. CNR. 2011. Procivil Ing. Ldta.

En este estudio se presenta descrito y caracterizado a nivel de perfil el proyecto del Embalse Ránquil.

En relación a los aspectos agroeconómicos el estudio describe de forma general la superficie y el número de predios que se pueden beneficiar del embalse, sin incluir información de detalle de cada predios, como es: nombre de los propietarios, identificación de los roles, hectáreas regadas, etc.

Por otra parte, carece de información intermedia, necesaria para poder comprender muchos de los resultados que arroja el estudio.

En los últimos estudios que han sido desarrollados por DOH y la CNR en la zona, se pretende promover proyectos que consideren la implantación de tecnificación del riego, de forma paralela con la promoción de rubos productivos más rentables.

Cabe señalar que en los últimos estudios desarrollados tanto para la CNR como para la DOH, la tendencia es promover proyectos que consideren una alta tecnificación del riego, en conjunto con la promoción de rubros productivos de alta rentabilidad que paguen la inversión de riego considerada.

Se estimó la rentabilidad de los predios con distintos tipos de cultivos tanto para la situación actual y como para la situacion con proyecto, en base a la estratificación predial (pequeño, medio y grande) y tamaño medio.

En la estimación del uso de la tierra actual y su distribución por tipo de predios se tuvo presente los métodos y sistemas de riego que están estrechamente relacionados con los tipos de cultivo. El uso de la tierra por tipo de predio promedio se determinó de acuerdo a la superficie regada por surco, tendido y goteo.

Se estimó una superficie total de riego de 1.305 ha, en que el nuevo riego seguro alcanzaría a unas 644 ha. El un número de predios del sector beneficiado en la Comuna de Ránquil es de unos 134 predios o agricultores, con un tamaño medio predominante de 5 ha.

La distribución de cultivos, actuales y proyectados a nivel de perfil, es la siguiente:

Tabla 3-26. Rubros productivos actuales y futuros en el Proyecto de embalse Ránquil

RUBROS PRODUCTIVOS ACTUALES	RUBROS PRODUCTIVOS FUTUROS PROPUESTOS CON EL PROYECTO PARA 1.305 Ha
Cerezo	Cerezo
Papa	Remolacha
Trigo	Papa
Pradera Natural	Trigo
	Pradera Natural
	Manzana
	Frambuesa

3.6.2.7. Diagnóstico de recursos hídricos en secano interior y costero VI a VIII Región; AC Ingenieros Consultores Ltda. Noviembre de 2003

Un estudio bastante completo que estudió las diferentes variables que condicionan el desarrollo de la actividad agrícola y las posibilidades de implementar el riego en los sectores de secano de las regiones VI, VII y VIII.

Las conclusiones obtenidas fueron las siguientes:

- **Clima**: Condiciones favorables en secano para el desarrollo de varios tipos de rubros que pueden ser desde cultivos anuales a ciertos frutales.
- **Suelos**: Es una cualidad más restrictiva pues existen amplios sectores de riego donde esta variable es demasiado restrictiva para la implantación de una agricultura de regadío.
- **Agua**: Existe alguna disponibilidad de recursos superficiales, aunque ésta presenta limitaciones desde el punto de vista legal, pues gran parte de los caudales disponibles están constituidos como derechos de aprovechamiento, tanto de uso consuntivo como eventual y con carácter permanente y continuo.

Es un estudio importante y bastante representativo, del que pueden obtener valiosos datos referentes a: Hidrología, Suelos, datos agroclimáticos, calidad de las aguas, caracterización socioeconómica, derechos de aprovechamiento de aguas y caracterización medioambiental.

Una vez finalizado el estudio y desarrollados los proyectos piloto que fueron seleccionados para su posterior participación en futuros concursos de la Ley N°18.450, de Fomento a la Inversión Privada en Obras de Riego y Drenaje, se observaron diversos comportamientos arraigados en la idiosincrasia de la población de la zona, como fue el hecho de acostumbrarse a practicar una

agricultura prácticamente de subsistencia y falta de motivación en cambiar el sistema de cultivo. Por tanto, en los casos en los que se implementen proyectos, habrán de complementarse con una buena asistencia técnica y capacitación a los beneficiarios.

Las particulares condiciones de las zonas de secano de las zonas VI a VIII, que no cuentan con las ventajas de oras zonas como los suelos regados del Valle Central, harán que los recursos destinados a estos sectores se canalicen realizando concursos específicos orientados a estos sectores específicos.

Es importante señalar que la seguridad de riego planteada normalmente en los proyectos de riego del 85 % puede no ser suficiente en algunos casos, dependiendo del cultivo que se trate y de la zona en cuestión. Asimismo, es de reseñar que la menor disponibilidad de agua genera un carácter diferente del concepto de seguridad de riego y se plantea la necesidad de redefinir este concepto para determinados casos particulares. En la práctica, si se considera el criterio habitual, los escasos recursos de agua disponibles sólo permiten regar con 85% de seguridad áreas muy limitadas, las que podrían incrementarse significativamente si se redefine este criterio y sobre todo considerando que el riego como tal ya produce un mejoramiento significativo en la productividad de estos sectores, aun cuando la seguridad sea menor al 85%.

3.6.2.8. Diagnóstico y caracterización de los problemas de drenaje en Chile; GCF Ingenieros Consultores LTDA. Santiago, JULIO 2008

El objetivo general de este estudio fue contar con bases técnicas, socioeconómicas, jurídicas, culturales y ambientales destinadas a establecer el lineamiento de una Política de Drenaje de los suelos del país y la posterior propuesta de un plan director o Programa Nacional de Riego y Drenaje que analice y defina propuestas que permitan su operatividad.

El diagnóstico del drenaje se presentó por regiones. Encontrándose que en la VIII Región la cuenca del Río Itata abarca la mayor extensión del área drenada con el 52%, lo que equivale a 199 Ha. Sin embargo, la proporción proporción de superficie actualmente con proyectos de drenaje en la cuenca del río Itata, no supera el 0,2% de las 181.556,7 ha con potencial de cultivo una vez Drenada.

También se señala que el 52,2% de los predios beneficiados con proyectos de drenaje se agrupan en la cuenca del Rio Itata y el 27,6% en la cuenca del Río Bío Bío. Se constató asimismo que en la cuenca del Río Itata el 100% de los drenes se encuentran vigente.

El año de ejecución de las obras de drenaje en la cuenca del Río Itata fue en 1998 para la totalidad de las 199 Ha.

En la cuenca del río Itata los suelos con problemas de mal drenaje se extienden en toda la cuenca, apreciándose una mayor concentración en torno al valle central, donde existe una gran cantidad de suelos con potencialidad arrocera.

En la actualización del estudio de drenaje, se realizó una distinción entre los suelos con problemas de drenaje y aquellos que mejoran su capacidad de uso como consecuencia de una obra de drenaje que supere este tipo de problema, lo que determina la potencialidad de cada cuenca. De ésta se desprende que de un total de 191.542,4 hectáreas con problemas de drenaje, el 94,8%, mejoraría su capacidad de uso mediante la ejecución de una obra de drenaje.

3.6.2.9. Diagnóstico y caracterización de usuarios de agua y su demanda; Qualitas Agroconsultores Ltda. Mayo de 2008

Es un estudio que tipifica los diferentes estratos tipos de agricultor según el nivel de ventas, realiza una estructuración de la demanda futura de la pequeña agricultura sobre la Ley de Riego y evalúa el posible impacto económico de proyectos extrapediales.

A grandes rasgos, sobre la región del BioBio, los territorios de secano como los de Ñuble, presentan una agricultura más extensiva, y sólo donde existe riego se ha constituido en enclaves de rubros relacionados a procesos agroindustriales.

Como esta es una región que potencialmente puede expandir considerablemente su superficie regada, tiene la posibilidad de transformarse en un nuevo polo de desarrollo de la fruticultura. La estrategia del gobierno regional ha relevado la prioridad de las grandes obras de riego que se están construyendo y de las que se espera construir en el futuro. A partir de esto se pueden dinamizar zonas que en la actualidad no han logrado desarrollarse intensivamente.

3.6.2.10. Proyecto Catastro de Obras de Riego y elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 del PROM-SUR. Julio de 2009

Este proyecto se enmarca dentro del Programa de construcción y rehabilitación de obras medianas de riego PROM Sur. Regiones de O'higgins a Bio Bio.

En él se analizaron 27 iniciativas propuestas para cuatro regiones de la zona sur, en la cual se encontró la región del Bio Bio. Los objetivos de este análisis fueron: Elaborar un catastro de nuevas iniciativas de proyectos, a partir de informaciones recabadas en las diferentes Comisiones Regionales de Riego con sus prioridades y en las mismas organizaciones de regantes; definir las temáticas de mayor interés para los estudios básicos que requiere el avance de las nuevas iniciativas; recomendar criterios de priorización de iniciativas, establecer flujos anuales de recursos financieros para obras, estudios y programas complementarios; y por último implementar un sistema informático para el control de avance las iniciativas.

Dentro de la Región del BioBío se estudiaron los perfiles de Embalse siguientes: Estero Changaral, Estero Quilmo y Estero Ránquil. En ellos se estudió la superficie de riego que abarcan, el número de beneficiarios y la estimación económica de la inversión, con una fecha de referencia monetaria en 2007.

Tabla 3-27. Inversiones PROM por iniciativa y por región-zona sur

	NOMBRE INICIATIVA	SUPERFICIE BENEFICIADA			NUMERO BENEFICIARIOS DIRECTOS E INDIRECTOS ACTUALES O DE ARRAIGO (cant)	INVERSION INICIAL VALOR NETO Mercado Io (millones $)	ESTUDIOS Est (millones $)	PROGRAMAS COMPLE-MENTARIOS PC (millones $)	SUB TOTAL INICIATIVA Mercado Io +Est+ PC (millones $)
		NUEVO RIEGO SEGURO (ha)	RIEGO EXISTENTE: EQUIVALENTE DE NUEVO RIEGO (ha)	RIEGO EXISTENTE: MEJORAMIENTO MULTIUSO, CALIDAD AGUAS BT SEGURA (ha)					
	REGION: DEL BIO BIO								
1	ESTERO KAISER, C. PINTO Proyecto de Embalse El Kaiser	1.915			165	14.205	540	322	15.067
2	ESTERO QUILMO, C. CHILLAN VIEJO Proyecto de Embalse Quilmo	1.155			115	6.545	602	322	7.469
3	ESTERO CHANGARAL, C. SAN NICOLAS Proyecto de Embalse Changaral	2.446			320	13.484	566	97	14.147
4	ESTERO PAJONALES, C. QUIRIHUE Proyecto de Embalse El Taimo	406			180	1.549	325	322	2.196
5	ESTERO RANQUIL, C. RANQUIL Proyecto de Embalse Ránquil	644			134	5.027	598	97	5.722
6	ESTERO TRANAQUEPE, C. HUALQUI Proyecto de Embalse Tranaquepe	699			111	9.667	630	322	10.619

Asimismo se estableció una síntesis del catastro nacional y se estableció un orden de priorización del mismo, donde se valoraron 57 iniciativas y donde se encontraron los proyectos de Changaral, Quilmo y Ránquil con el número de prioridad 42,53 y 55 respectivamente y una fecha de comienzo prevista para 2014 en Changaral y 2015 en Quilmo y Ránquil.

Tabla 3-28. Listado nacional de iniciativas PROM priorizadas Año 2008-2018 (millones de $)

LISTADO NACIONAL DE INICIATIVAS PROM PRIORIZADAS - PLAN DE INVERSIONES AÑO 2008 - 2018 (millones $)

FECHA REFERENCIA MONETARIA: 31 DICIEMBRE 2007

PRIORIZ	No. DE ORDEN	NOMBRE DE INICIATIVA		AÑOS 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	TOTAL
42	2	ESTERO CHANGARAL, C. SAN NICOLAS PROYECTO DE EMBALSE CHANGARAL	ESTUDIOS						283	283				566
			PROGR. COMPLEMENTARIOS								48	49		97
			CONSTRUCCION								6.742	6.742		13.484
53	5	ESTERO QUILMO, C. CHILLAN VIEJO PROYECTO DE EMBALSE QUILMO	ESTUDIOS							301	301			602
			PROGR. COMPLEMENTARIOS									161	161	322
			CONSTRUCCION									3.273	3.273	6.545
54	6	RIO LONTUE, C. CURICO PROYECTO DE UNIFICACION EN CANALES FLORIDA Y RAMIREZ MARTINEZ	ESTUDIOS							112	112			224
			PROGR. COMPLEMENTARIOS									132	132	264
			CONSTRUCCION									430	430	860
55	7	ESTERO RANQUIL, C. RANQUIL PROYECTO DE EMBALSE RÁNQUIL	ESTUDIOS							299	299			598
			PROGR. COMPLEMENTARIOS									49	49	97
			CONSTRUCCION									2.514	2.514	5.027

3.6.3. ESTUDIOS PARA LA DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRÁULICAS (DOH)

3.6.3.1. Estudio de Factibilidad y Diseño del Mejoramiento del Canal BíoBío Sur

El Estudio de Factibilidad y Diseño del Mejoramiento del Canal Bío Bío Sur se elabora para una área que no corresponde a ninguna de las tres zonas de interés del Estudio de prefactibilidad del proyecto “Construcción embalses estacionales del secano, provincia de Ñuble”, por lo que no aportan información relevante que se pueda considerar.

3.6.3.2. Proyecto de embalse Changaral. Estero Changaral. Comuna de San Nicolás. CNR. 2001. Procivil Ing. Ldta.

El contenido de este estudio se analiza con más detenimiento en el apartado de Obras Hidráulicas.

3.6.3.3. Proyecto de embalse Quilmo. Estero Quilmo. Comuna de Chillán Viejo. CNR. 2001. Procivil Ing. Ldta.

El contenido de este estudio se analiza con más detenimiento en el apartado de Obras Hidráulicas.

3.6.3.4. Proyecto de embalse Ránquil. Estero Ránquil. Comuna de Ránquil. CNR. 1998. Procivil Ing. Ldta.

El contenido de este estudio se analiza con más detenimiento en el apartado de Obras Hidráulicas

3.6.3.5. Catastro de iniciativas de embalses y canales. Informe Final. TOMO IV. Anexo C: Fichas técnicas; Aquaterra Ingenieros Limitada. Mayo de 2011.

Se elabora para una área que no corresponde a ninguna de las tres zonas de interés del Estudio de prefactibilidad del proyecto “Construcción embalses estacionales del secano, provincia de Ñuble”, por lo que no aportan información relevante que se pueda considerar.

3.6.4. ESTUDIOS PARA LA DIRECCIÓN GENERAL DE AGUAS (DGA)

3.6.4.1. Análisis Uso Actual y Futuro de los Recursos Hídricos de Chile. Volumen III. Regiones VIII-XII. Anexos 1 y 2. IPLA Ltda. Enero 1996.

En este estudio se hizo un estudio de las demandas Agronómica, Agua Potable, Hidroeléctrica, Industrial, Minera y Piscicultura de cada cuenca siguiendo la tipificación por clases, según: Clase “A” (si tenían más de una actividad demandante), Clase “B” (cuando sólo tenían una actividad) y Clase “C” (las que no tenían demandas).

Las cuencas de los esteros del presente estudio de prefactibilidad fueron las pertenecientes a los Esteros Quilmo y Changaral, las cuales se incluyen en los sectores de riego S19 y S05 respectivamente, ambas incluidas en la subcuenca 0811, según la clasificación que hace de las mismas el Estudio Integral de riego Proyecto Itata,

El Sector de Riego 05 se ubica en la ribera derecha del Río Ñuble, donde las aguas sobrantes drenan hacia el Río Changaral. Este sector tiene una superficie total de 47.455,4 Há, de ellas 16.791,4 Ha están bajo riego. El Sector 19 (subcuenca 0811): Este sector se ubica en la ribera izquierda del Río Chillán, comprendiendo el área del Estero Lluanco, que forma el Estero Quilmo. La superficie total del sector es de 14.045,6 Ha, de las cuales 452,5 Ha son de riego.

La descripción de los sectores mencionados precedentemente se presenta describiendo:

- Superficie y estructura de uso del suelo en situación actual y futura

- Determinación de la evapotranspiración potencial
- Determinación de los Kc de los cultivos
- Determinación de la evapotranspiración actual o real
- Determinación de las tasas actuales y futuras de riego

Para finalmente obtener:

- Determinación de las demandas brutas y netas, tanto actuales como futuras de agua para cada área de planificación.

Tabla 3-29. Tasas de Riego Mensuales para las Áreas de Planificación del Rio Itata (mm/mes).

CULTIVO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
SECTOR ÑUBLE												
MANZANO	352.3	327.9	224.8	23.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	131.9	280.6
PERAL	325.8	299.8	181.0	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	124.2	255.6
ARANDANO	325.8	256.2	152.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.2	191.0	280.6
FRAMBUESA	325.8	274.9	168.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.5	191.0	293.0
VID VINIFERA	276.1	240.6	126.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9	98.5	196.5
CEREALES	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	172.0	297.1	189.0
C. INDUSTRIALES	445.5	446.0	327.1	93.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	137.5	303.0
CHACRAS	456.3	403.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.7	126.9	351.6
HORTALIZAS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	73.3	183.3	0.0
PRAD. ARTIFICIAL	423.1	321.9	129.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	75.1	219.2	387.1
PRAD. NATURAL	468.3	411.5	262.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	69.5	273.7	424.9

Fuente: 3.6.4.1.Análisis Uso Actual y Futuro de los Recursos Hídricos de Chile. Volumen III. Regiones VIII-XII

Este estudio puede servir de referencia para contrastar los resultados que se obtengan sobre demandas de agua del estudio agronómico.

Tabla 3-30. Tasas de Riego Mensuales para las Áreas de Planificación del Rio Itata (mm/mes).

CULTIVO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
SECTOR CHILLAN												
MANZANO	345.3	320.9	218.4	12.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	125.7	273.4
PERAL	318.9	293.0	174.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	118.1	248.6
ARANDANO	318.9	249.6	146.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.4	184.5	273.4
FRAMBUESA	318.9	268.2	162.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	50.6	184.5	285.8
VID VINIFERA	269.5	234.1	121.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	92.5	189.7
CEREALES	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	156.4	287.1	179.4
C. INDUSTRIALES	435.6	435.9	317.8	77.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	128.7	293.0
CHACRAS	446.9	393.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	118.8	342.1
HORTALIZAS	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	63.3	176.8	0.0
PRAD. ARTIFICIAL	413.1	312.2	121.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	60.1	209.7	376.5
PRAD. NATURAL	458.0	401.4	253.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	54.6	263.9	414.0

Fuente: 3.6.4.1.Análisis Uso Actual y Futuro de los Recursos Hídricos de Chile. Volumen III. Regiones VIII-XII

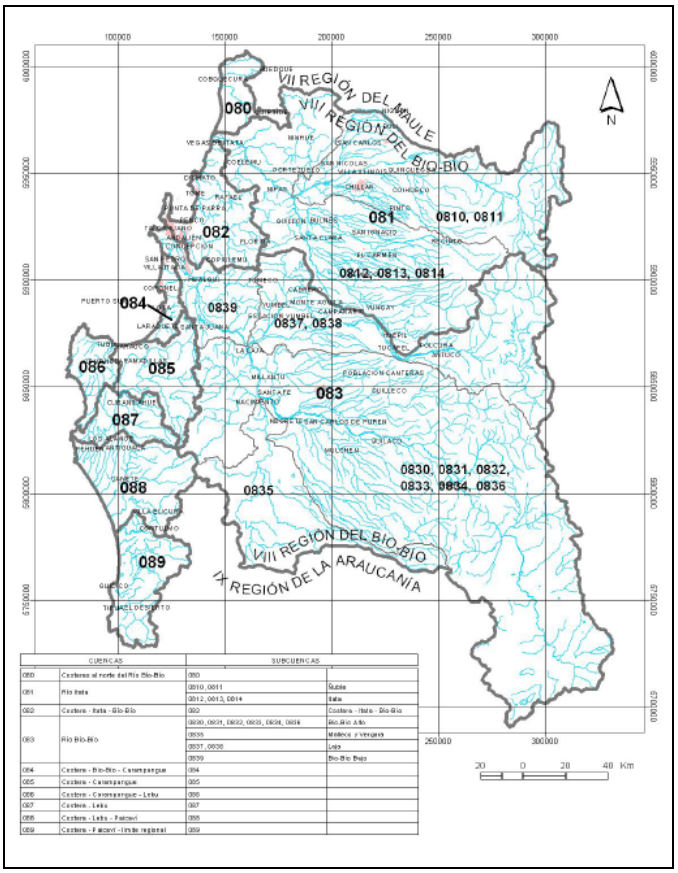
3.6.4.2. Demandas de agua (estudio informativo) 2007

Se hizo un análisis del uso actual de los recursos hídricos atendiendo a la división en subcuencas siguiente.

Tabla 3-31. División de las superficies regionales en cuencas y subcuencas

REGIÓN	CÓDIGO CUENCA	CUENCA	CÓDIGO SUBCUENCA	SUBCUENCA
VIII	080	Costera - límite regional - Río Itata		
	081	Río Itata	0810, 0811	Ñuble
			0812, 0813, 0814	Itata
	082	Costera - Itata - Bío-Bío		
	083	Río Bío-Bío	0830, 0831, 0832, 0833, 0834, 0836	Bío-Bío Alto
			0835	Malleco y Vergara
			0837, 0838	Laja
			0839	Bío-Bío Bajo
	084	Costera - Bío-Bío - Carampangue		
	085	Costera - Carampangue		
	086	Costera - Carampangue - Lebu		
	087	Costera - Lebu		
	088	Costera - Lebu - Palcaví		
	089	Costera - Palcaví - límite regional		

Figura 3-27. Cuencas y subcuencas de la VIII Región



Se extrajeron de este estudio las Demandas de Riego de Uso Agropecuario en la fecha de redacción del mismo. Siendo las cuencas en las que se enmarca el presente Estudio de Prefactibilidad, las siguientes:

- Subcuenca Ñuble (Código 080 + 0811) = 300.102.011 m^3 para un total de 30.440 Ha.
- Subcuenca Itata (Código 0812+0813+0814) = 175.713.631 m^3 para un total de 26.685,20 Ha.

Es interesante destacar los valores que se obtuvieron de estructura del suelo, evapotranspiración, coeficientes de cultivo (Kc) y eficiencias de riego, como parte de la metodología, para la obtención de las demandas de riego por uso agropecuario. Estos datos serán de utilidad para contrastar y apoyar los resultados del Estudio Agronómico del presente Estudio de Prefactibilidad.

3.6.5. CENTRO DE INFORMACIÓN DE RECURSOS NATURALES (CIREN-CORFO)

Se han obtenido los siguientes antecedentes de este organismo, entre los que figuran los que recogen las bases, para el Estudio Agroeconómico.

3.6.5.1. Rol extacto agrícola, Cartografía de Suelos SII.

Esta información consiste en una Base de datos proveniente de la información del Rol extracto agricola del Servicio de Impuestos Internos, actualizada al año 1995 y traspasada a CIREN. Contiene información sobre número de rol del predio, nombre del propietario y predio, superficie total, superficie por clases de capacidad de uso, todas expresadas en hectareas.

El equipo redactor de este Estudio ha obtenido acceso a las ortofotos digitales CIREN IGM del año 1977 a escala 1:20.000 con propiedades Rurales del Servicio de Impuestos Internos, con base de Datos CIREN del año 1999. Datum WGS-84, Huso 19 y proyección UTM.

3.6.5.2. Estudio de suelos del CIREN-CORFO

Se ha obtenido el estudio de suelos del CirenCorfo y las hojas en formato CAD que corresponden a la zona de estudio.

3.6.5.3. Cálculo y Cartografía de la Evapotranspiración potencial en Chile

Se ha obtenido este estudio que fue elaborado en 1997 y determinó las ETo esencialmente con la aplicación del método de Penman y, en aquellos lugares donde no se pudo, por falta de algún parámetro, se aplicó una de las cuatro fórmulas, ajustadas mediante coeficientes de regresión, teniendo como referencia la ecuación de Penman. Las otras cuatro fórmulas empíricas consideradas fueron las de Turc, de Ivanov, de Blaney y Criddle y el método de la bandeja de evaporación. Es un estudio que se utilizará en el cálculo de las necesidades de riego de los diferentes cultivos.

3.6.6. INSTITUTO GEOGRÁFICO MILITAR (IGM).

Directamente del IGM se han obtenido en mano las cartas a escala 1:50.000 con variada información de uso del suelo en formato CAD, como son: infraestructuras, límites administrativos, cartografía temática de rubros, red hidrográfica.

3.6.7. SISTEMA DE CONSULTA ESTADÍSTICO TERRITORIAL (ICET)

Se han obtenido datos de usos del suelo, como: cartografía temática de rubros, áreas homogéneas y división administrativa. Link: http://icet.odepa.cl/.

3.6.8. SISTEMA INTEGRADO DE INFORMACIÓN TERRITORIAL (SIIT)

Se han obtenido los siguientes capas GIS del siguiente link http://siit2.bcn.cl/mapas_vectoriales/index_html/: Áreas urbanas, Áreas silvestres, protegidas, División comunal de polígonos, masas de agua, red hidrográfica, nombres geográficos y red vial.

3.6.9. INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICAS CHILE (INE)

- **Censos de población y Vivienda, años 1970 al 2002. (Localidades pobladas)**

Actualmente existe de forma oficial como resultado censal más reciente el Censo Nacional de 2002.

Existe otro censo más reciente del que, de momento, se conocen los resultados preliminares. En el que se puede reseñar que las comunas de la zona de influencia del presente Estudio de Prefactibilidad que destacan con un mayor crecimiento de población, entre los Censos 2002 y 2012 son: San Pedro de la Paz con un 52.6%, Chillán Viejo con un 31.8%, Hualqui con un 21.9% y Coronel con un 14.0%.

Los resultados de todos estos informes son relevantes para obtener una idea general de la estructura demográfica de la zona de estudio y su entorno, con objeto de poder usar esta información en el Estudio Agroeconómico.

- **VI y VII Censos Nacionales Agropecuarios 96/97 y 2006/2007.**

Los antecedentes de estos informes son relevantes en la obtención del uso preliminar del suelo, la estatificación de las propiedades, infraestructuras de riego y la obtención de rendimientos de algunas especies cultivadas en Chile.

3.6.10. OFICINA DE ESTUDIOS Y POLÍTICAS AGRARIAS (ODEPA)

ODEPA posee historiales de precios y volúmenes negociados en el mercado mayorista de Santiago. Con esta información generada como serie de precios, es factible determinar en el Estudio de Mercados, Comercialización y Precios, los precios internos de los principales productos asignados para el presente proyecto. Asimismo, dicha entidad posee registros de importaciones y de exportaciones, como también de los retornos FOB de las distintas especies exportadas.

En forma complementaria se utilizarán los precios informados por Cotrisa, en especial para trigo, maíz y arroz. En el caso de legumbres se usará la información de la Revista del Campo de El Mercurio.

Se analizarán los datos disponibles para obtener un catastro actualizado de agroindustrias frutícolas y hortícolas de la VIII Región. Los resultados de todos estos informes son relevantes para obtener una idea de la situación del mercado de productos agrícolas procedentes de la zona de estudio y su entorno, con objeto de poder usar esta información en el Estudio Agroeconómico.

3.6.11. AGROINDUSTRIAS Y FERIAS

En la web del Sistema de Consulta Estadístico Territorial del ICET (http://icet.odepa.cl/) se localizan en mapas las ferias de la región del Bío Bío. Es un Mapa interactivo, que contiene la ubicación geográfica de las ferias libres de la Región del Biobío, según antecedentes reunidos y entregados por el Estudio que realizó Odepa en Diciembre del 2009. Las ferias localizadas deberán ser contrastadas con el Estudio de la Caracterización del Canal Feria para la Distribución de Productos Hortofrutícolas V Y VIII Región, de Diciembre de 2009, obtenido de la misma fuente de descarga de información.

Los resultados de todos estos informes son relevantes para obtener una idea de los canales de comercialización existentes en la zona de estudio y su entorno, con objeto de poder usar esta información en el Estudio Agroeconómico.

3.6.12. NORMATIVA DE REFERENCIA

3.6.12.1. Calidad de las Aguas

Para catalogar el agua de los esteros, se tendrá en cuenta, por una parte, los resultado del estudio llevado a cabo durante los años 2003 y 2004 por la Dirección General de Aguas cuyo objetivo final fue caracterizar la calidad de las aguas superficiales en 33 cuencas hidrográficas a lo largo de nuestro país. La propuesta de Norma Secundaria considera un total de 61 parámetros que son utilizados para caracterizar el agua en clases o categorías, las que se relacionan con su uso potencial y su valor ambiental. La normativa se refiere a cuatro clases: Excepcional, Clase 1, Clase 2 y Clase 3. Por otra parte, el Manual Nº 29 de la FAO propuesto por Ayers y Westcott resume la mayoría de los principios en uso por el Laboratorio de Salinidad del USDA y la Universidad de California Riverside se tendrá en cuenta también.

3.6.12.2. Cálculo de la Evapotranspiración de Cultivos

Las publicaciones de la FAO Nº 24 y 56 “Evapotranspiración del cultivo. Guía para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos”, servirán de referencia para determinar los factores de cultivo en relación a demandas de agua.

3.6.13. ENCUESTAS BASE AGRONÓMICA

Como parte de la metodología de la caracterización de la situación actual agropecuaria se confeccionará una encuesta con un tamaño de muestra según la fórmula de Hernández et al, de 1991 con un nivel de confianza del 95%.

3.6.14. ESTUDIO DE CASOS

Este punto es continuación del anterior Una vez elaboradas y aprobadas las encuestas se procederá a la caracterización de cada uno de ellos mediante la realización de éstas.

3.6.15. CONSIDERACIONES GENERALES DE REFERENCIA

A la hora de redactar el presente Estudio de Prefactibilidad, además de todos los antecedentes analizados, se tuvieron en cuenta las indicaciones reflejadas en las diversas Normativas publicadas a tal efecto, por los distintos organismos competentes en materia de Riego y Obras Hidráulicas, como fueron:

- Manual de Gestión Ambiental, Territorial y Participación Ciudadana para Proyectos de Infraestructura. Consideraciones Generales para Proyectos de DOH
- Manual para Obras de Aprovechamiento Hidráulico. Consejo de Ministros de la Comisión Nacional de Riego. Diciembre de 2010.
- Metodología de Valoración de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas en Uso. Departamento de Metodologías División Planificación, Estudios e Inversiones. Ministerio de Planificación. Junio, 2011.
- Metodología para la Formulación y Evaluación Socioeconómica de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas con Fines Múltiples.
- Actualización Plan Director de Infraestructura MOP. Informe Final. Región del Biobío. Chile, Diciembre de 2009. INECON, Ingenieros y Economistas Consultores S.A.
- Manual de Obras Menores de Riego. Comisión Nacional de Riego. CIREN. 1996
- Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego. Consejo de Ministros de la Comisión Nacional de Riego. Abril de 2011.
- Propuesta de Modificación de Metodologías de Evaluación de Proyectos de Riego. Informe Final. Resumen Ejecutivo. CNR. GCF Ingenieros Consultores LTDA. Agosto de 2004.

3.6.16. ANTECEDENTES CLIMATOLÓGICOS Y SUELOS DE LA ZONA

3.6.16.1. Clima

La región del Bío Bío presenta a nivel general, según el sistema de clasificación Köppen, un clima templado con estación seca intermedia, caracterizado por lluvias frecuentes entre Abril y Septiembre a lo largo de toda lá región y por períodos secos prolongados 4 a 7 meses, principalmente en el valle central. Al sur del Bío-Bío, la presencia de la Cordillera de Nahuelbuta retiene los vientos del océano, creando en su vertiente occidental (Lebu y Araupo), un período de

lluvias que se extiende a los ocho meses. Contrariamente a esto; sobre la vertiente oriental y parte del valle central, se proyecta una importante sombra de lluvia que genera núcleos secos hacia el interior.

El régimen térmico de la región está regulado por tres factores:

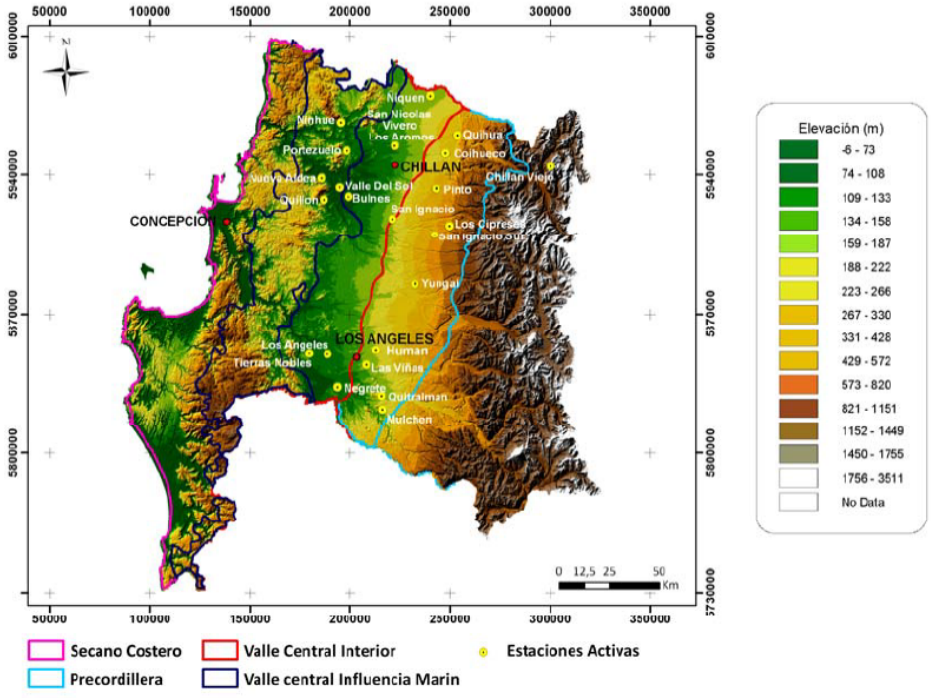
- La influencia oceánica que penetra desde el litoral hacia .el interior
- La continentalidad dominante hacia el interior de la zona de la depresión central
- El efecto de altitud hacia la vertiente occidental de la Cordillera de los Andes

De esta forma se origina un gradiente positivo regularmente acentuado de los diversos parámetros climáticos desde la costa hasta, el sector medio de la depresión central, y un gradiente negativo también acentuado desde dicho lugar y en dirección este-oeste debido al ya comentado efecto de la Cordillera de los Andes.

Las Macrozonas agroclimáticas que componen la región del Bío Bío, son 4 macrozonas, agrupadas por sectores agroclimatológicos homogéneos:

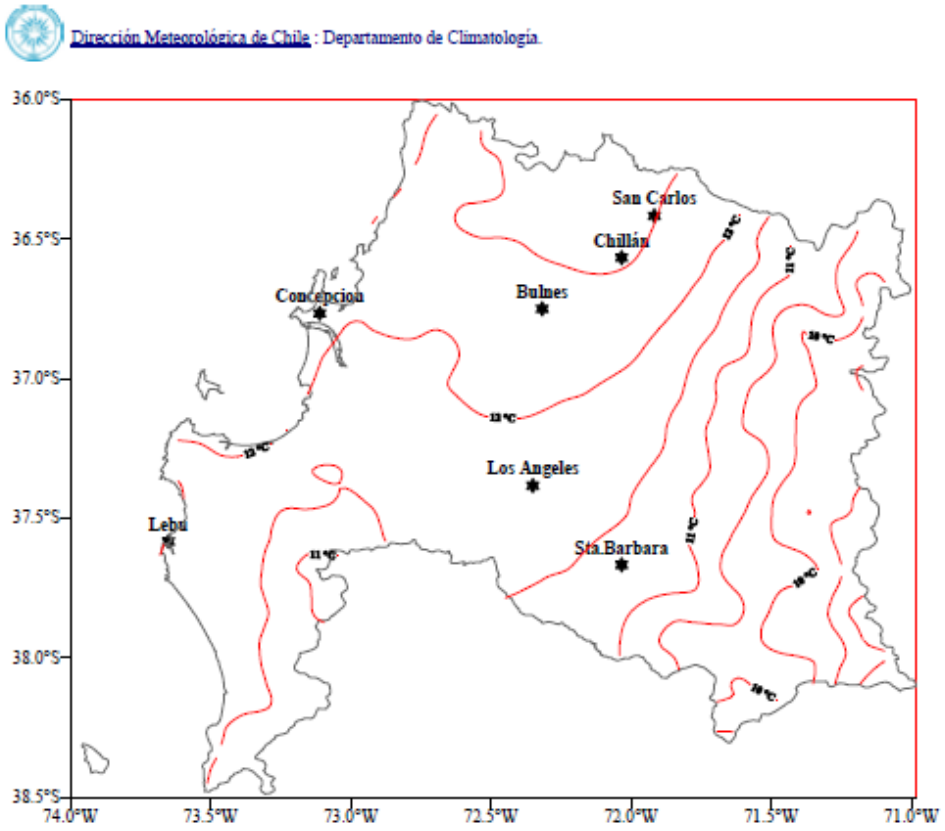
- Litoral o secano costero
- Valle central con influencia marina.
- Valle central interior
- Pre cordillera.

Figura 3-28. Macro zonas agroclimáticas región del Bío Bío.1.



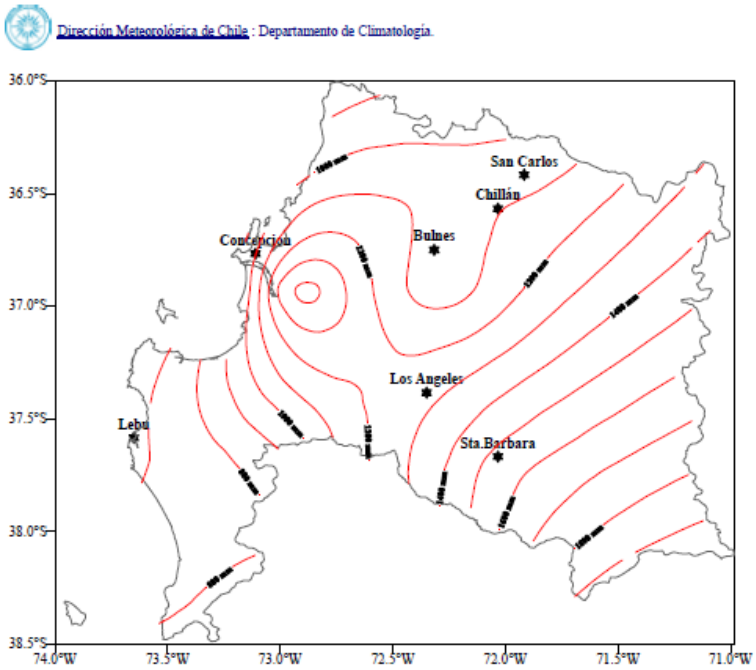
Las temperaturas medias anuales registran fluctuaciones moderadas entre el sector costero y la cordillera andina y la parte norte y sur de la región, es así que Chillán registra valores superiores a los 12°C y entre Concepción y Los Angeles se produce un gradiente de temperatura de casi 1°C. En tanto el sector cordillerano andino, con respecto a la zona ubicada en el litoral, el gradiente de temperatura es de casi 2°C.

Figura 3-29. Mapa de isotermas de la región del Bío Bío



Las precipitaciones aumentan sus registros en forma proporcional a medida que aumenta la latitud y a medida que avanzamos desde la costa hacia la cordillera de Los Andes, presentando en el litoral registros entre 700 y 1.200 mm.; en la zona intermedia de norte a sur valores de agua caída entre 950 y 1.500 mm. y en la zona andina y precordillera registros sobre los 1.400 mm.

Figura 3-30.Mapa de isoyetas de la región del Bío Bío.

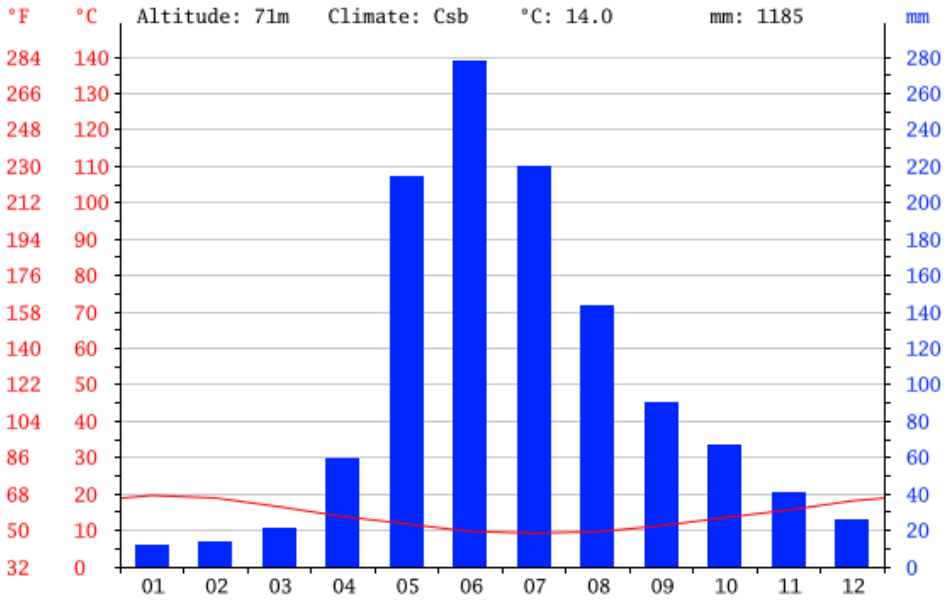


El clima de la provincia de Ñuble se clasifica como templado cálido con estaciones secas de 5 a 4 meses, y precipitaciones que aumentan hacia el sur. Las condiciones climáticas son afectadas por una mayor continentalidad, lo que determina que la temperatura sea más contrastante. Siendo los veranos muy calurosos y los inviernos muy fríos. Las características climáticas son de tipos mediterráneas, predominantes en la Región del BíoBío, que abarca el sector norte de la Región y comprende desde la costa hasta una estrecha franja en la frontera con Argentina. Las temperaturas medias son inferiores a 13°C, con 12°C de amplitud térmica anual y 13°C para la oscilación diaria. Las precipitaciones anuales superan los 1.000 mm, pero en la alta cordillera la pluviosidad es mucho más alta y de carácter nival, llegando y superando los 3.000 mm. Solamente los meses de diciembre a marzo son secos, con totales mensuales inferiores a 40 mm.

- **Zona de riego del embalse de Ránquil**

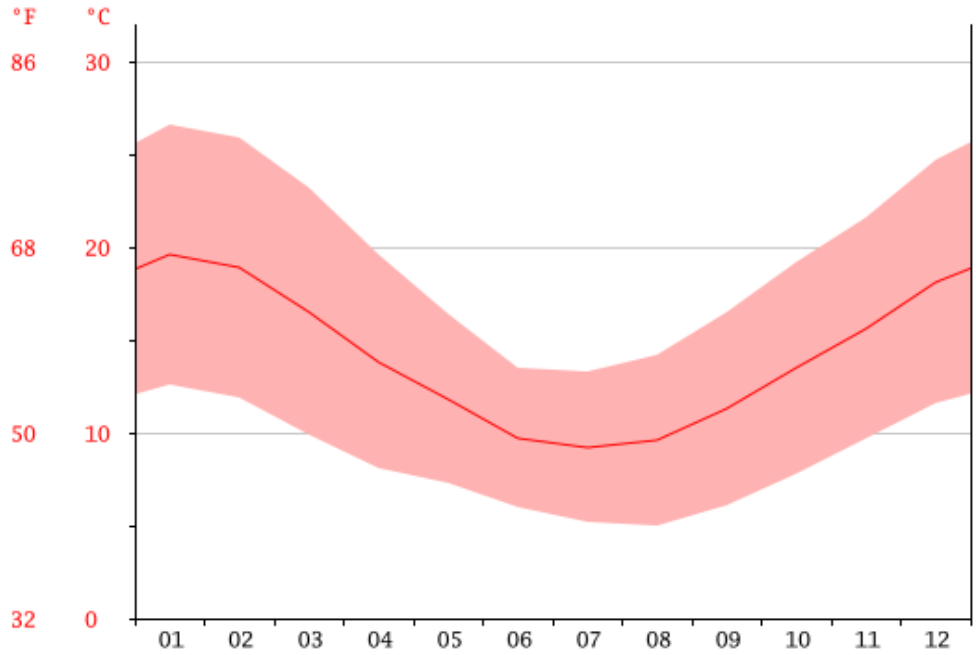
El clima es cálido y templado en Ránquil. En invierno hay en Ránquil mucho más lluvia que en verano. La clasificación del clima de Köppen-Geiger es Csb. La temperatura media anual en Ránquil se encuentra a 13.7 °C. Hay alrededor de precipitaciones de 1168 mm.

Figura 3-31. Climograma de Ránquil



El mes más seco es enero, con 14 mm. 272 mm, mientras que la caída media en junio. El mes en el que tiene las mayores precipitaciones del año.

Figura 3-32. Diagrama de temperatura de Ránquil



El mes más caluroso del año con un promedio de 19.5 °C de enero. El mes más frío del año es de 8.8 °C en el medio de julio.

Figura 3-33. Tabla climática de Ránquil

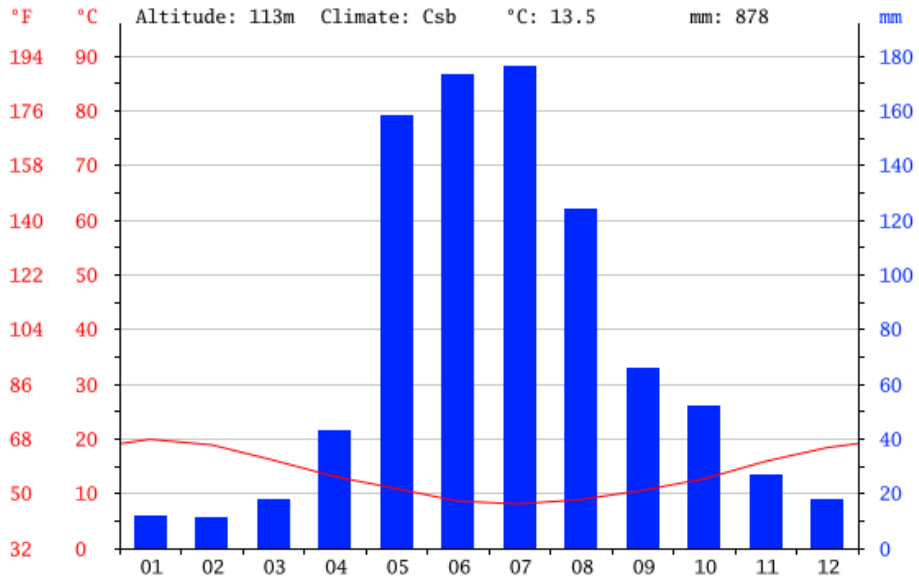
month	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
mm	12	14	21	59	214	278	220	143	90	67	41	26
°C	19.6	18.9	16.5	13.6	11.8	9.7	9.2	9.6	11.3	13.5	15.6	18.1
°C (min)	12.6	11.9	9.9	8.1	7.3	6.0	5.2	5.0	6.1	7.8	9.7	11.6
°C (max)	28.6	25.9	23.2	19.8	16.4	13.5	13.3	14.2	16.5	19.2	21.6	24.7
°F	67.3	66.0	61.7	56.5	53.2	49.5	48.6	49.3	52.3	56.3	60.1	64.6
°F (min)	54.7	53.4	49.8	46.6	45.1	42.8	41.4	41.0	43.0	46.0	49.5	52.9
°F (max)	79.9	78.6	73.8	67.3	61.5	56.3	55.9	57.6	61.7	66.6	70.9	76.5

La diferencia en la precipitación entre el mes más seco y el mes más lluvioso es de 258 mm. Las temperaturas medias varían durante el año en un 10.7 °C.

- **Zona de riego del embalse de Quilmo**

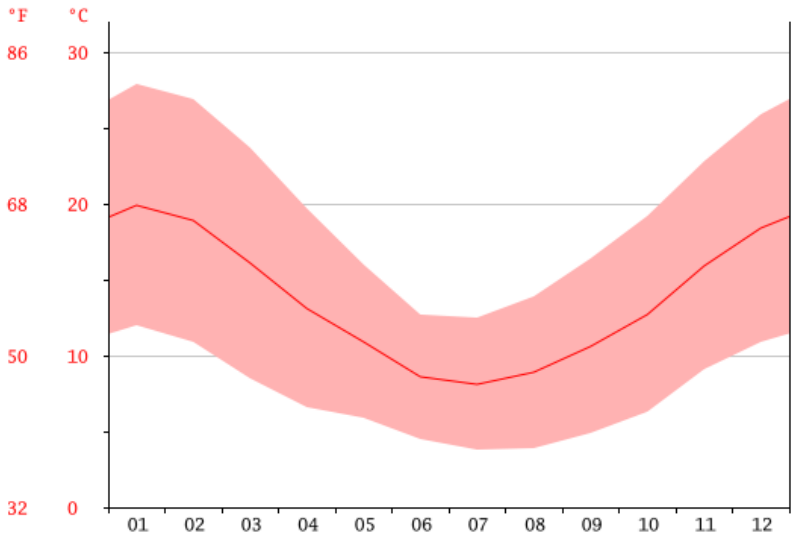
El clima es cálido y templado en Chillán Viejo. En invierno hay en Chillán Viejo mucho más lluvia que en verano. De acuerdo con Köppen y Geiger clima se clasifica como Csb. La temperatura media anual en Chillán Viejo se encuentra a 13.5 °C. La precipitación es de 878 mm al año.

Figura 3-34. Climograma de Chillán Viejo



El mes más seco es febrero, con 11 mm. 176 mm, mientras que la caída media en julio. El mes en el que tiene las mayores precipitaciones del año.

Figura 3-35. Diagrama de temperaturas de Chillán Viejo



El mes más caluroso del año con un promedio de 19.9 °C de enero. El mes más frío del año es de 8.1 °C en el medio de julio.

Figura 3-36. Tabla climática de Chillán Viejo

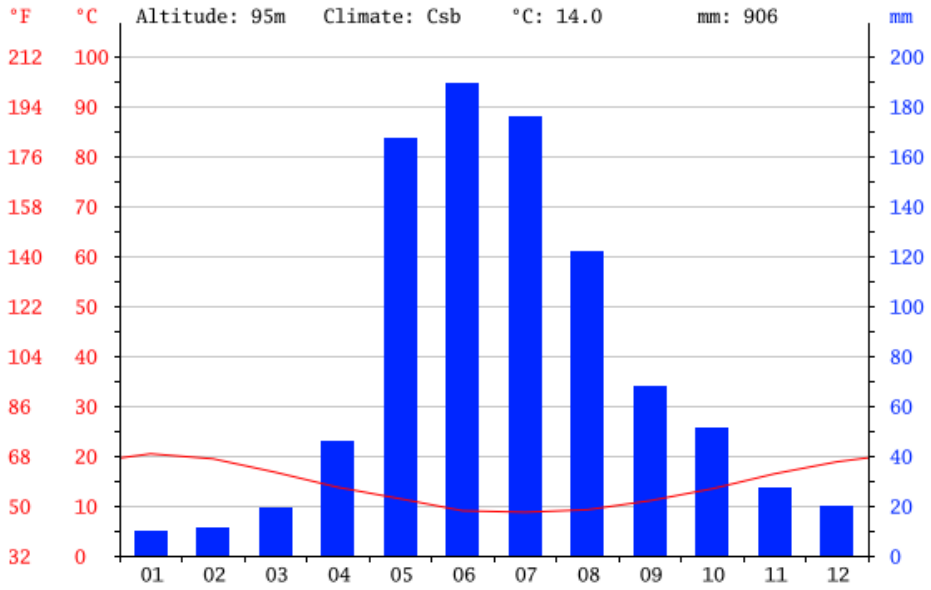
month	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
mm	12	11	18	43	158	173	170	124	90	52	27	18
°C	18.9	18.9	16.1	13.1	10.9	8.6	8.1	8.9	10.6	12.7	15.8	18.4
°C (min)	12.0	10.8	8.5	6.6	5.0	4.5	3.8	3.9	4.9	6.3	9.1	10.9
°C (max)	27.9	28.9	23.7	19.7	16.8	12.7	12.5	13.9	16.4	19.2	22.8	25.9
°F	67.8	66.0	61.0	55.6	51.6	47.5	46.6	48.0	51.1	54.9	60.6	65.1
°F (min)	53.6	51.4	47.3	43.9	42.0	40.1	38.8	39.0	40.8	43.3	48.4	51.6
°F (max)	82.2	80.4	74.7	67.5	60.4	54.9	54.5	57.0	61.5	66.8	73.0	78.6

La diferencia en la precipitación entre el mes más seco y el mes más lluvioso es de 165 mm. Las temperaturas medias varían durante el año en un 11.8 °C.

- **Zona de riego del embalse de Changaral**

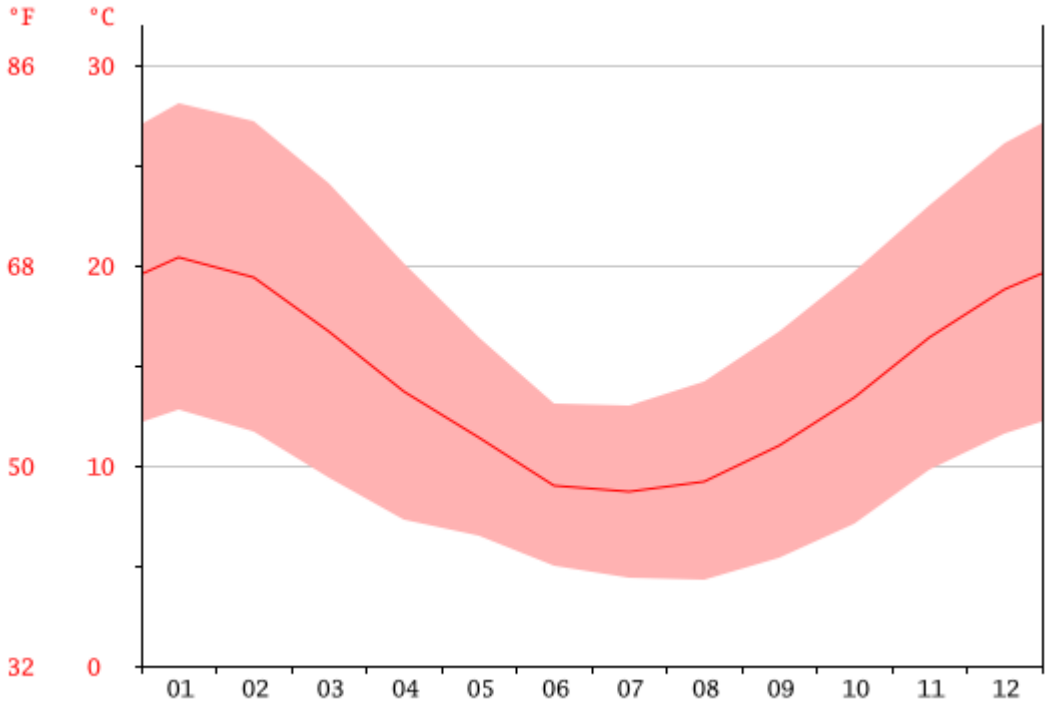
El clima es templado y cálido en San Nicolás. En invierno hay en San Nicolás mucho más lluvia que en verano. De acuerdo con Köppen y Geiger clima se clasifica como Csb. La temperatura media anual en San Nicolás se encuentra a 14 °C. Hay alrededor de precipitaciones de 906 mm.

Figura 3-37. Climograma de San Nicolás



El mes más seco es enero, con 10 mm. 189 mm, mientras que la caída media en junio. El mes en el que tiene las mayores precipitaciones del año.

Figura 3-38. Diagrama de temperaturas de San Nicolás



El mes más caluroso del año con un promedio de 20.4 °C de enero. El mes más frío del año es de 8.7 °C en el medio de julio.

Figura 3-39. Tabla climática de San Nicolás

month	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
mm	10	11	19	46	167	189	176	122	68	51	27	20
°C	20.4	19.4	16.7	13.7	11.4	9.0	8.7	9.2	11.0	13.4	16.4	18.8
°C (min)	12.8	11.7	9.4	7.3	6.5	5.0	4.4	4.3	5.4	7.1	9.8	11.6
°C (max)	28.1	27.2	24.1	20.1	16.4	13.1	13.0	14.2	16.7	19.7	23.0	26.1
°F	68.7	66.9	62.1	56.7	52.5	48.2	47.7	48.6	51.8	56.1	61.5	65.8
°F (min)	55.0	53.1	48.9	45.1	43.7	41.0	39.9	39.7	41.7	44.8	49.6	52.9
°F (max)	82.6	81.0	75.4	68.2	61.5	55.6	55.4	57.6	62.1	67.5	73.4	79.0

La diferencia en la precipitación entre el mes más seco y el mes más lluvioso es de 179 mm. Las temperaturas medias varían durante el año en un 11.7 °C.

3.6.16.2. Suelos

En general se encuentran suelos en los que actualmente hay cultivos de secano, algunos frutales, praderas, algo de bosque.

- **Zona de riego del embalse de Changaral**

En concreto en la zona del embalse de Changaral, aparecen suelos de la Serie Canosa, de la familia de los vertisoles. Son suelos con características vérticas, atenuadas en sectores por los depósitos graníticos superficiales recientes, que cubren el suelo arcilloso e impiden que las grietas que se forman alcancen la superficie hasta bien entrado el verano.

En general estos suelos son de una aptitud para el riego moderadamente bien adaptada con algunas variaciones en las que puede haber pocas adaptaciones.

Son suelos de una aptitud agrícola relativamente buena, con algunas limitaciones y existen variaciones que pueden llegar a tener severas limitaciones con algunos cultivos.

Son suelos con moderadas limitaciones de aptitud frutal.

Las parcelas más al oeste del estero se incluyen dentro de la serie san josé de puyaral, con peores condiciones agropecuarias.

- **Zona de riego del embalse de Quilmo**

La serie San José de Puyaral, franco limosa, perteneciente a la familia de los inceptisoles. Son suelos delgados, bien evolucionados, formados sobre sedimentos aluviales mezclados con aporte

moderado de material granítico y que descansan sobre una arenisca granítica extremadamente dura.

Son suelos con poca disponibilidad adaptativa para el riego, fundamentalmente aptos para praderas y no aptos para frutales.

- **Zona de riego del embalse de Ránquil**

En la zona que se beneficiaria del embalse Ránquil podemos distinguir dos áreas en función de la tipología del suelo.

En la primera mitad más próxima al embalse, aparecen suelos de la asociación Cauquenes, de la familia fina, de los Alfisoles.

Son suelos profundos, formados “in situ” a partir de rocas graníticas, bien evolucionados, de textura arcillosa en todo el perfil y color pardo rojizo.

La profundidad efectiva del suelo fluctúa entre profundo y moderadamente profundo, ocasionalmente delgado, y que está asociado al grado de erosión que presentan estos suelos. Ocupan una posición de lomajes y cerros de la formación granítica de la Cordillera de la Costa.

Son suelos de buen drenaje y sólo en los sectores suavemente ondulados y/o deprimidos presentan concreciones ferromanganésicas. Presentan de ligero a abundante contenido de gravilla cuarcífera en la superficie, de acuerdo al grado de erosión.

Son suelos que por sus características negativas no permiten el adecuado desarrollo de las especies frutales. Presentan limitaciones para los cultivos siendo aptos para praderas o producción forestal.

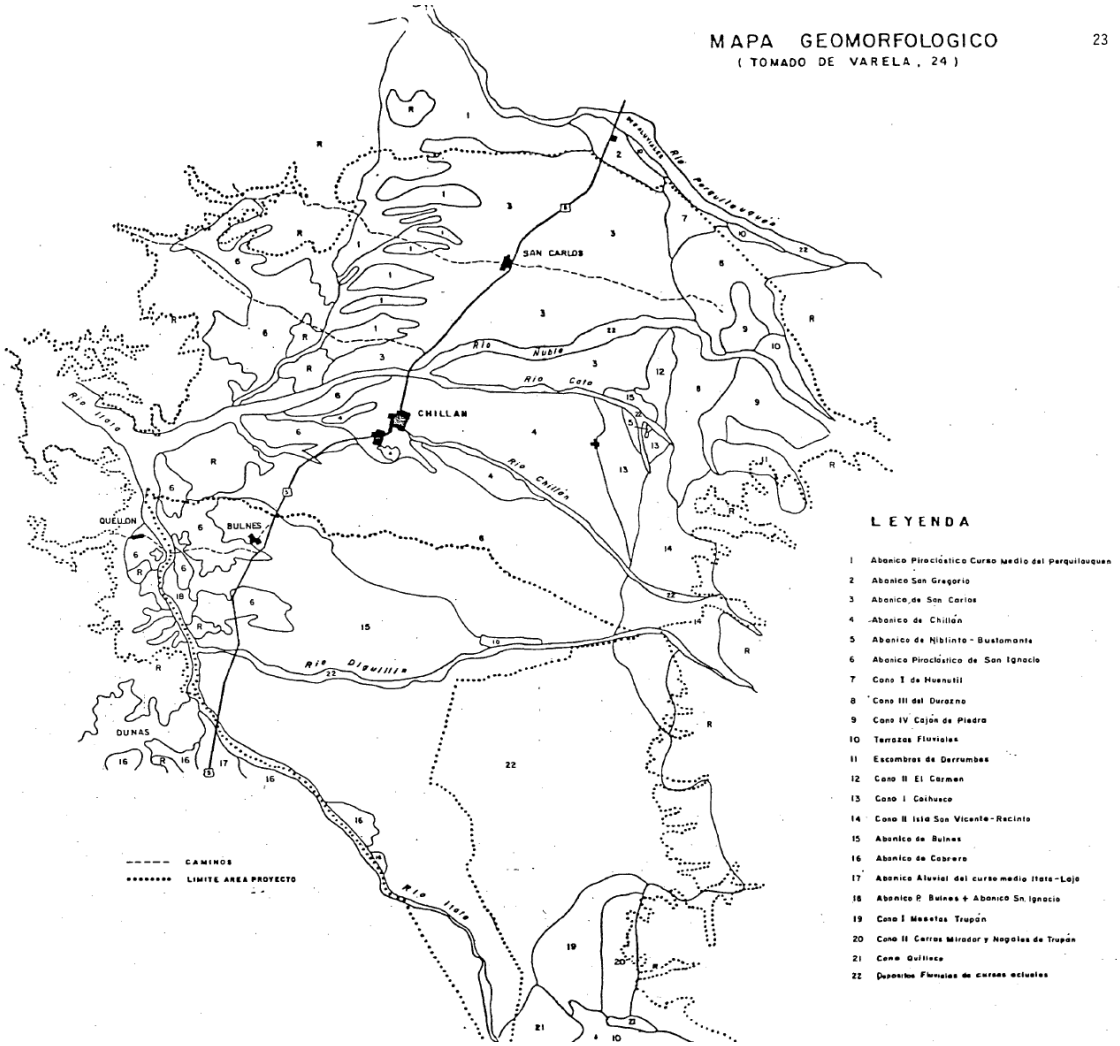
En la segunda mitad del área aparecen, en las proximidades de la comuna de Ñipas apareen suelos de la serie Arenales que es un miembro de la Familia mixta, térmica de los Dystric Xeropsamments (Entisol).

Es un suelo aluvial, reciente, profundo, de escaso desarrollo, derivado de arenas volcánicas de color negro.

El espesor de suelo varía entre 30 y 150 cm y más; el drenaje puede estimarse entre bueno y excesivo, en función de la zona.

Los suelos presentan algunas limitaciones al cultivo agrícola, y buenas aptitudes para praderas y producción forestal.

Figura 3-40. Mapa geomorfólogico para la caracterización de suelos.



3.7. ANTECEDENTES TOPOGRÁFICOS Y CARTOGRÁFICOS

La información topográfica y cartográfica existente que se ha utilizado para la elaboración del presente documento es la siguiente:

- Las cartas IGM F98, F89, F090, F100, 101 y F110 a escala 1:50.000.
- Las ortofotos digitales CIREN IGM del año 1977 N° 3199, Nº 3201, Nº 3231, Nº 3233, Nº 3205, Nº 3207; Nº 3225, Nº 3227, Nº 3102, Nº 3104, Nº 3123 y Nº 3125 a escala 1:20.000 con propiedades Rurales del Servicio de Impuestos Internos, con base de Datos CIREN del año 1999. Datum WGS-84, Huso 19 y proyección UTM.

3.8. ANTECEDENTES GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

3.8.1. INTRODUCCIÓN

Para el estudio de prefactibilidad de los tres embalses ubicados en varios esteros de la provincia de Ñuble (Changaral, Quilmo y Ránquil), se ha consultado la información disponible, tanto en organismos oficiales (CIDOH, CNR, SERNAGEOMIN, etc.), como a través de la red (Internet), recogiéndolos en el presente apartado.

Se trata por un lado de la información general de las zonas de estudio, extraída fundamentalmente de los Cartas y Hojas geológicas publicados por el Servicio Nacional de Geología y Minería SERNAGEOMIN, así como de publicaciones y artículos de diversos autores, y por otro, de los antecedentes de las zonas de estudio en cuestión, obtenidos a partir de información de informes y proyectos de la Dirección General de Aguas (DGA) y de Comisión Nacional de Riegos (CNR).

En este apartado se enumeran y resumen los antecedentes disponibles en relación a las obras proyectadas por la DOH en el entorno de los embalses, dejando el análisis crítico de los mismos para el siguiente apartado.

3.8.2. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DISPONIBLES.

3.8.2.1. Embalse Changaral.

3.8.2.1.1. Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009 Perfil (Julio 2009)

Para este embalse se propone un muro de unos 9 a 10 de altura y 880 m de largo, emplazado en el estero Changaral, para el cual se consulta una solución de muro zonificado, con relleno de suelo seleccionado y su núcleo impermeable que se prolonga en las fundaciones, con protección contraoleaje por aguas arriba, descarga, vertedero y demás obras complementarias.

Los suelos de fundación se estiman adecuados para fundar un muro de presa. La geología descrita indica formaciones características de sedimentos glaciales y glacio-fluviales. El suelo de los primeros estratos corresponde a limos arcillosos que se extienden por los lomajes de las laderas de cerro y el llano, los cuales conforman el contorno del portezuelo en que podría emplazarse el nuevo muro. En el lecho del estero se observa la presencia de abundante material fluvial con gran incorporación de finos de arrastre, que será necesario interrumpir con un diente impermeable profundo bajo el muro de presa.

3.8.2.1.2. Estudio Integral de Riego. Proyecto Itata. Volúmenes IV y V. 6.0. Obras matrices para el riego. 6.1 Estudio de identificación y reconocimiento de posibilidades. 6.2 anteproyecto de las obras. CNR-1994Proyecto Itata (Agosto 1994)

Trabajos de terreno

Los estudios realizados estuvieron dirigidos a determinar, la calidad de los sedimentos en los probables estribos de la presa. Con tal finalidad, se ejecutaron 2 sondajes eléctricos verticales y 2 calicatas.

Los resultados obtenidos demuestran que los materiales que conforman ambos estribos son similares detallándose a continuación:

- Cubierta de espesor menor que 1 m. Corresponde a suelo seco que presenta una gran resistividad. entre 150 y 200 ohm x m.
- 1° capa intermedia. Tiene resistividad entre 30 y 60 ohm m con espesor de 3. m. Corresponde a gravas y/o arenas.
- 2º capa intermedia. Tiene resistividad promedio de 350 ohm m y probablemente corresponde a bolones o bloques. Su espesor es de 2 metros.
- 3° capa intermedia. Tiene resistividad de 3 ohm m y corresponde a roca muy descompuesta o sencillamente a arcillas. Su espesor varía 4 y 7 m.
- Roca Basal. Se encuentra a una profundidad entre 7 y 13 metros y correspondería a una roca sana que presenta una alta resistividad, mayor o igual que 3000 ohm m.

Análisis del Área del Embalse

El muro del embalse Changaral, se dispondrá en un valle excavado en fluviales antiguos de la Formación Mininco, los que en el fondo del valle están cubiertos por suelos aluviales finos de reducido espesor.

Los fluviales antiguos, que se presentan densos y compactos, están formados por gravas finas arcilla limosa, que serian materiales adecuados para la ejecución de rellenos impermeables.

Se señala además que los materiales para rellenos permeables y para rellenos de drenes y filtros podrían obtenerse del río Ñuble que está a 20 km de distancia.

Bases Generales para el Diseño Preliminar de la Presa

De acuerdo a lo anteriormente expuesto, se considera que el diseño más adecuado corresponderla a un muro homogéneo efectuado con materiales provenientes de fluviales antiguos, que tendría taludes exteriores de 2.5/1 y 2/1 (H/V) por aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Se contempla también un espaldón permeable por aguas arriba que se apoyarla en los rellenos impermeables que presentarían una inclinación por aguas arriba de 2/1 (H/V).

En el sector, de aguas abajo el muro dispondría de una chimenea drenante de 0.8 m de ancho y una alfombra drenante de 1.0 m de espesor.

Para impermeabilizar los aluviales finos que hay en el fondo del valle, se considera efectuar una zanja rellena con materiales impermeables que llegue hasta los fluviales antiguos.

En las páginas siguientes se incluyen las figuras que describen las características geotécnicas básicas de la angostura y un diseño preliminar para la presa que se ha propuesto.

Figura 3-41. Corte transversal embalse Changaral Alto.

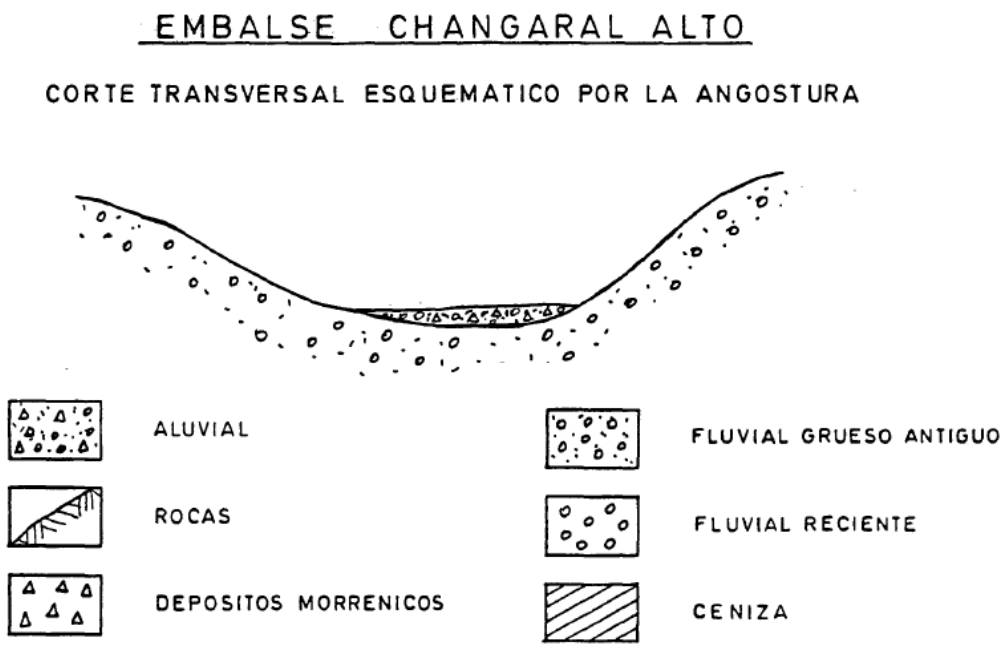
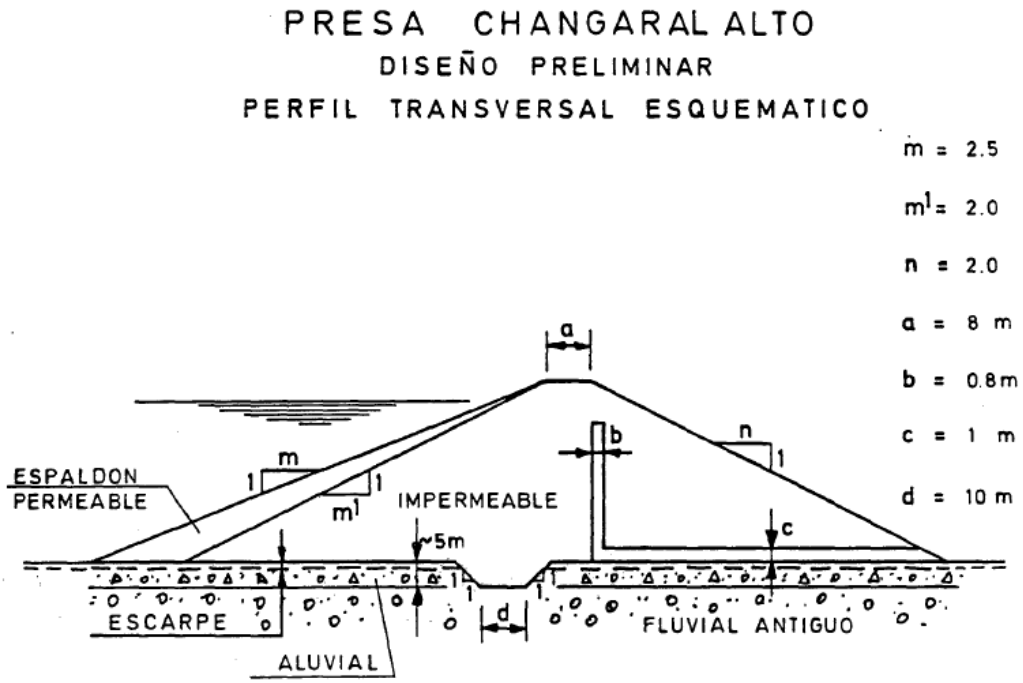


Figura 3-42. Diseño preliminar presa Changaral Alto.



3.8.2.2. PRESA QUILMO

3.8.2.2.1. Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009.

Este proyecto consiste en un nuevo embalse de unos 26 Hm3 sobre el Estero Quilmo que es un afluente del río Chillán.

En la mejor opción para este embalse, se propone un muro de unos 19 m de altura y 635 m de largo, emplazada en el estero Quilmo. Se consulta una solución de muro zonificado, con relleno de suelo seleccionado y su núcleo impermeable que se prolonga en las fundaciones, con protección contraoleaje por aguas arriba, descarga, vertedero y demás obras complementarias.

Señala el documento que sin perjuicio de la necesidad de realizar estudios geotécnicos, en primera aproximación los suelos de fundación se estiman adecuados para fundar un muro de presa, los cuales corresponden a limos arcillosos en las laderas de cerro, sobre un estrato de material fluvial de ripios arenosos con contenidos de finos, de origen aluvial y actualmente concentrado en torno al cauce del estero Quilmo.

3.8.2.2.2. Estudio Integral de Riego. Proyecto Itata. Volúmenes IV y V. 6.0. Obras matrices para el riego. 6.1 Estudio de identificación y reconocimiento de posibilidades. 6.2 anteproyecto de las obras. CNR-1994

Trabajos de terreno

Los estudios realizados estuvieron dirigidos a determinar, la calidad de los sedimentos en los probables estribos de la presa. Con tal finalidad, se ejecutaron 1 perfil sísmico y 2 calicatas.

El estudio geofísico realizado en este sector se reduce a investigar, mediante el método sísmico de refracción, las características geotécnicas del subsuelo y los espesores de cada estrato. En este embalse no se ejecutaron sondajes eléctricos verticales.

Se identificaron las siguientes unidades fundamentales:

- Cubierta superficial Tiene espesores promedio de 3 metros con velocidad sísmica de 500 m/seg.
- Estrato con velocidad sísmica de 1700 m/seg. El espesor de esta capa en el sector fue calculado como un mínimo probable debido a que no se recibieron refracciones del basamento rocoso. Este fue determinado en 60 m.

Análisis del Área del Embalse

El río Quilmo .en la zona donde se implantaría la presa, ha sido excavado en un fluvial antiguo de la formación Mininco, formado por gravas limosas parcialmente cementada. En el fondo del valle esta formación está cubierta por un depósito aluvial moderno, relativamente fino que tendría espesores del orden de 10 a 15 m y que probablemente son bastante heterogéneos.

Los materiales provenientes del fluvial antiguo son adecuados para la ejecución de rellenos impermeables y podrían obtenerse del área inundada a corta distancia del muro. Los materiales para rellenos permeables y para rellenos de drenes y filtro, deberán traerse del río Ñuble que está a 10 Km. de distancia.

La presa en el fondo del valle, se apoyará en el aluvial moderno. A fin de controlar las filtraciones, deberá contemplarse la construcción de una pantalla impermeable (pared moldeada) que alcance el fluvial antiguo que sería impermeable.

Bases Generales para el Diseño Preliminar

A fin de minimizar el uso de materiales permeables, que deben traerse-de gran distancia, se considera la construcción de una presa homogénea con taludes exteriores de 2.5/1 Y 2/1 (H/V) por aguas arriba y aguas abajo respectivamente. En el sector de aguas arriba se contempla la construcción de un espaldón permeable que se apoyará sobre el relleno impermeable que tendría por aguas arriba una inclinación de 2/1 (H/V). Se considera también la construcción de una chimenea drenante de 0.8 m de ancho y una alfombra drenante de 1.0 m de espesor.

Trabajos de terreno

Los estudios realizados estuvieron dirigidos a determinar, la calidad de los sedimentos en los probables estribos de la presa. Con tal finalidad, se ejecutaron 1 perfil sísmico y 2 calicatas.

El estudio geofísico realizado en este sector se reduce a investigar mediante el método sísmico de refracción las características geotécnicas del subsuelo y los espesores de cada estrato. No se ejecutaron sondajes eléctricos verticales.

Se identificaron las siguientes unidades fundamentales:

- Cubierta superficial Tiene espesores promedio de 3 metros con velocidad sísmica de 500 m/seg.
- Estrato con velocidad sísmica de 1700 m/seg. El espesor de esta capa en el sector fue calculado como un mínimo probable debido a que no se recibieron refracciones del basamento rocoso. Este ha sido determinado en 60 m.

En las páginas siguientes se incluyen las figuras que describen las características geotécnicas básicas de la angostura y un diseño preliminar para la presa que se ha propuesto.

Figura 3-43. Corte transversal Embalse Quilmo.

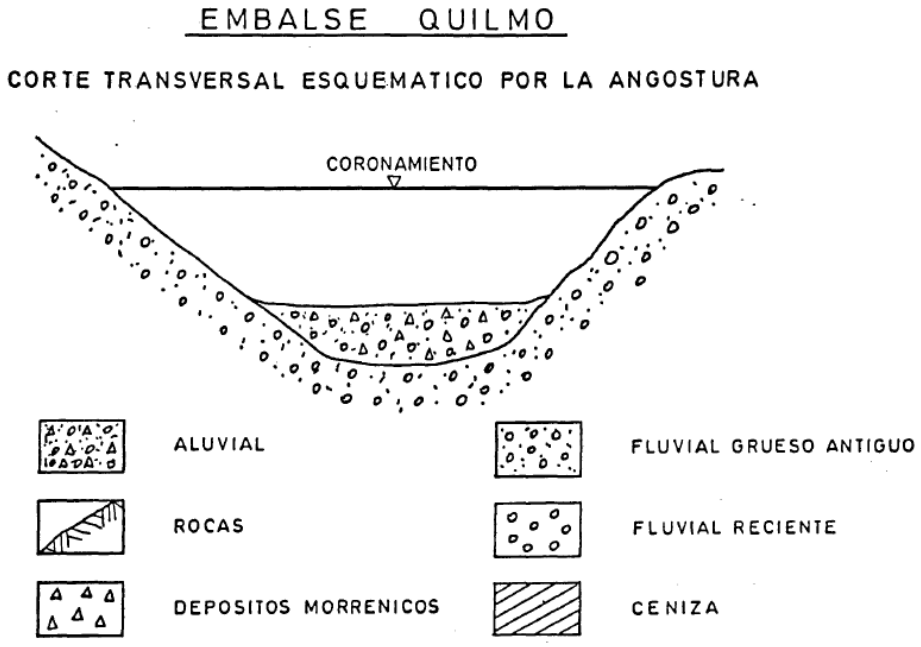
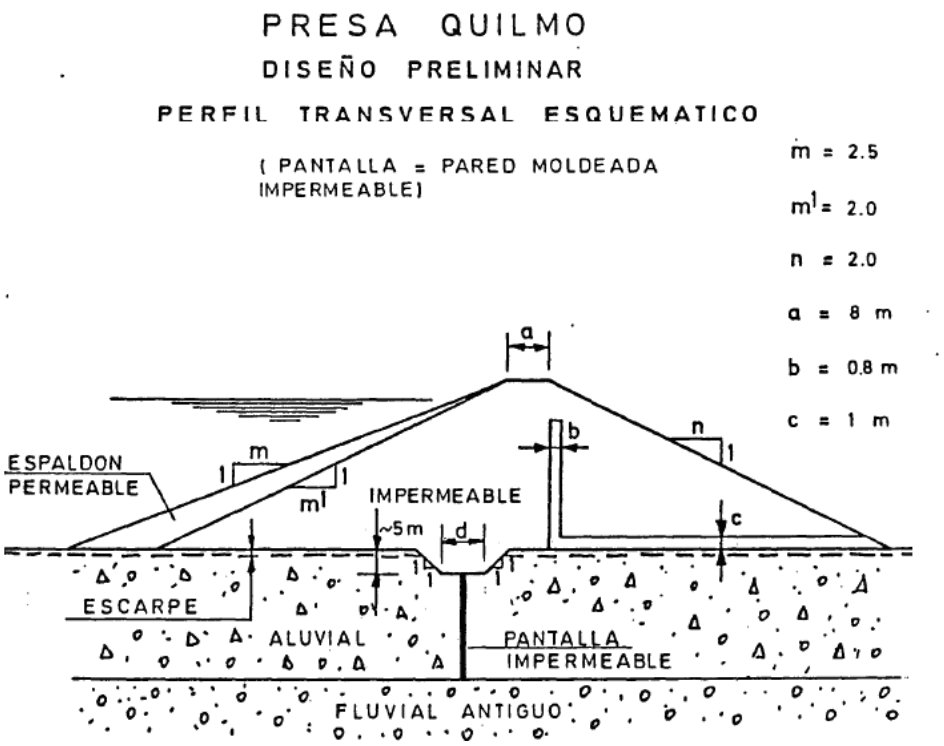


Figura 3-44. Diseño preliminar presa Changaral Alto.



3.8.2.3. PRESA RÁNQUIL

3.8.2.3.1. Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009.

El embalse constaría principalmente de una presa para 10 Hm3, emplazada en el Estero Ránquil, cercano y al oriente de la localidad de Capilla de Ránquil y de la localidad de Ñipas. Para el muro se estimaron 21 m de altura y 440 m de longitud. Como solución para el muro se propone una estructura zonificada, con relleno de suelo seleccionado y su núcleo impermeable que se prolonga en las fundaciones, con protección contraoleaje por aguas arriba, descarga, vertedero y demás obras complementarias.

Se indica en el perfil que, sin perjuicio de requerirse en una etapa más avanzada de estudios geotécnicos y sus prospecciones, los suelos de fundación se estiman adecuados para fundar un muro de presa. La geología descrita indica formaciones características de sedimentos glaciales y graciofluviales. El suelo de los primeros estratos corresponde a limos arcillosos que se extienden por los lomajes de las laderas de cerro y el llano, los cuales conforman el contorno del angostamiento entre cerros en que podría emplazarse el nuevo muro. En el lecho del estero existe material fluvial con gran incorporación de finos de arrastre, que será necesario interrumpir con un diente impermeable bajo el muro de presa.

3.8.3. DIAGNOSTICO DE LOS ANTECEDENTES CONSULTADOS

Los antecedentes generales consultados (cartografía y bibliografía), confirman la interpretación general de la zona, las formaciones geológicas que se desprenden de dicha información representan las unidades que conforman, de forma general, la geología de las zonas de estudio. En ocasiones la escala de la cartografía o del estudio, propicia que algunas de las litologías reconocidas en la zona de estudio no se tome en consideración.

A continuación se realiza el diagnostico de la información consultada de forma particular para cada una de las zonas de estudio.

3.8.3.1. Embalse Changaral.

3.8.3.1.1. Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009

La interpretación geológica, aunque somera, parece adecuada en cuanto a la existencia de suelos en la zona de implantación del muro, suelos fundamentalmente fluviales, y con una gran presencia de finos. No se menciona nada en cuanto a la existencia en el estribo derecho de una roca estratificada (ignimbrita) de alta competencia y que podrá servir de apoyo a dicho estribo.

3.8.3.1.2. Estudio Integral de Riego. Proyecto Itata. Volúmenes IV y V. 6.0. Obras matrices para el riego. 6.1 Estudio de identificación y reconocimiento de posibilidades. 6.2 anteproyecto de las obras. CNR-1994

En este documento se analiza la geología de la zona de emplazamiento del muro, mediante la ejecución de sondajes eléctricos y calicatas. De los resultados obtenidos se desprende la existencia de suelos no consolidados en los primeros metros para en profundidad alcanzar la roca. Esta interpretación coincidente con la del anterior punto, vuelve a ser acertada, incluyendo además para los estribos, la existencia de roca entre 7 y 13 m. de profundidad. Este hecho deberá corroborarse con la campaña de campo proyectada, determinando además la naturaleza de la roca.

En el valle señala la existencia de suelos finos sobre un fluvial antiguo de bolos. Se ha corroborado tanto la existencia de los suelos finos, como el fluvial de gravas y bolos apreciable en una gravera existente aguas abajo del muro en margen derecha.

Tampoco en este documento se menciona la existencia de paquetes de roca en el estribo derecho.

3.8.3.2. PRESA QUILMO

3.8.3.2.1. Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración

del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009.

La descripción realizada vuelve a ser muy somera, señalando la existencia en los estribos de limos arcillosos, sobre estratos de material fluvial. Coincide dicha descripción con la existencia en la zona de los estribos de un coluvial arcilloso y/o niveles fluviales antiguos, sin embargo estos podrían estar no solo sobre depósitos fluviales antiguos, sino también sobre areniscas arcillosas y tobas de la formación Mininco.

3.8.3.2.2. Estudio Integral de Riego. Proyecto Itata. Volúmenes IV y V. 6.0. Obras matrices para el riego. 6.1 Estudio de identificación y reconocimiento de posibilidades. 6.2 anteproyecto de las obras. CNR-1994

Destaca de este estudio, que tras los trabajos de campo, se indique que el nive de roca parece no alcanzarse hasta los 60 m de profundidad, sin embargo la existencia de las areniscas de la formación Mininco, observadas en las cercanías del estribo izquierdo, hacen dudar de dicha conclusión. Los sondeos a realizar en los estribos del muro, despejarán esta incertidumbre.

Parece acertada la conclusión de que los materiales fluviales y fluviales antiguos son aptos para su utilización en la construcción del cuerpo de presa. En cuanto a la sugerencia de traer materiales para filtros y drenes desde el río Ñuble, parece adecuada, aunque la existencia de antiguas graveras en el entorno, podría suponer su utilización para dichos fines.

3.8.3.3. PRESA RÁNQUIL

3.8.3.3.1. Programa de Construcción y Rehabilitación de Obras Medianas de Riego – PROM. Consultoría: Catastro de Obras de Riego y Elaboración del Plan de Inversiones al año 2018 Zona Sur - Regiones O'higgins a Magallanes Informe Final. Tomo 11: Perfiles De Iniciativas. CNR 2009.

Son pocos los datos geológico/geotécnicos que aporta este documento. Es acertada su descripción de los suelos arcillosos que afloran en la zona del muro de presa y en general en el valle, así como la afirmación de la existencia de material fluvial con gran incorporación de arrastres de finos, como se ha podido comprobar “in situ”.

No se hace mención a la posibilidad de encontrar roca en las lomas de los estribos.

Parece razonable su afirmación de que los terrenos existentes pueden ser aptos para la cimentación de una presa de materiales sueltos.

3.9. ANTECEDENTES HIDROGEOLÓGICOS

Según se señala en la **Caracterización Hidrogeológica de La Hoja Chillán (36°30'-36°45'latitud Sur Y 72°00'-72°15' Longitud Oeste), Memoria para optar al Título de Geólogo Felipe Ignacio Avilés Maldonado 2006**, el área está conformada por rocas intrusivas paleozoicas, correspondientes a la unidad denominada Batolito Costero del Sur (BCS) y por rocas sedimentarias pleisto-holocenas que constituyen la Formación Mininco. Petrográficamente el intrusivo es clasificado como granito y aflora en forma continua al NW del Estero Pataguas y Río Ñuble; se le considera, como una unidad de bajo rendimiento hidrogeológico, debido a su permeabilidad anisotrópica, que depende de la magnitud, densidad y geometría de las discontinuidades, así como del grado de alteración que presente la roca. Las sedimentitas de la Formación Mininco, por su parte se distribuyen ampliamente, son de origen fluvial y volcano-sedimentario y se componen de una alternancia de estratos horizontales y lenticulares con variada granulometría (arcilla, arena y ripio), los que presentan frecuentemente cambios laterales de litofacies.

Con la información litoestratigráfica, obtenida a partir de los sondajes, se define y caracteriza un sistema acuífero compuesto de 7 unidades hidrogeológicas (acuíferos) alojados en estratos de la Formación Mininco. El nivel piezométrico de este sistema se encuentra durante el periodo estival, entre 55 y 185 m s.n.m., con una disminución progresiva de E a W, mientras que su profundidad es menor a 15 m, en gran parte del área de estudio con una media de 11,46 m. La dirección del movimiento del agua subterránea tiene una trayectoria dominante de este a oeste y coincide con los patrones generales del flujo superficial.

La transmisibilidad del sistema, determinada a partir de ensayos de bombeo realizadas en 43 pozos, varía entre 1,79 y 351 m2/día. El cálculo y zonificación de transmisibilidad en el área de estudio indican que las condiciones hidráulicas más favorables se encuentran en el sector NE de la ciudad de Chillán. Este sector tiene una elongación con dirección NW-SE y tiene un rango de transmisibilidad entre 100 a 240 m2/día.

La principal fuente de recarga natural del sistema acuífero, corresponde a la infiltración de las precipitaciones, que se estima en 209,82 mm anuales y equivale a un volumen de 116,94 Hm3, con un tiempo de infiltración natural estimado, de aproximadamente un mes, para zonas en las que el nivel piezométrico se encuentre a no mas de 20 m de profundidad. La recarga artificial es generada por los retornos de riego (efectuado desde octubre hasta marzo) y se estima en 161,46 mm anuales (equivale al 30,5% de la recarga total), de lo que se obtiene un volumen infiltrado anual de 51,34 Hm^3.

La variación en la vulnerabilidad tiene gran dependencia con la profundidad de la zona no saturada y, en menor medida, con la variación en la conductividad hidráulica vertical de los suelos. La mayor parte del área de estudio, presenta una efectividad generalizada de protección alta a muy alta, a lo que se asocia una vulnerabilidad baja. El sector que registra los rangos más bajos de vulnerabilidad estimada, se encuentra en el SE del área, coincide con el área que presenta altos rangos de profundidad del nivel estático y valores bajos en la conductividad hidráulica vertical en los suelos.

De acuerdo con los resultados de los análisis químicos de muestras de agua subterránea, puede señalarse que predominan aguas bicarbonatadas cálcicas y sódicas, con bajos concentraciones de los parámetros, especialmente en cloruro y sulfato. Tales concentraciones evidencian una interacción entre el agua y la roca que la contiene y en menor medida de una influencia pluvial. El análisis hidroquímico revela que las aguas subterráneas, en el área de estudio, tienen características adecuadas para su empleo en el abastecimiento potable urbano

3.10. ANTECEDENTES HIDROGENERACIÓN

3.10.1. INTRODUCCIÓN

En el este apartado se presentan y analizan la documentación existente en materia de hidrogeneración asociada a infraestructuras de riego proyectadas.

3.10.2. REFERENCIAS

En relación a la implementación de generación eléctrica mediante microcentrales en la zona de estudio se ha localizado la siguiente bibliografía:

- Estimación del potencial de microgeneración asociado a obras de riego en las regiones resto de Maule y Bío Bío. Informe Final. Procivil Ingeniería Ltda. Convenio Ministerio de Energía con la Comisión Nacional de Riego. Agosto 1994.

3.10.3. REVISIÓN DE ANTECEDENTES DISPONIBLES.

El estudio *"Estimación del potencial de microgeneración asociado a obras de riego en las regiones resto de Maule y Bío Bío"*, toma como base la Región del Maule, cuyos resultados parametrizados y globalizados se extrapolan al resto de regiones, en concreto a la Región de Bío Bío, donde se analiza el caso particular de la subcuenca del río Ñuble y en especial el río Chillán.

El objetivo del estudio es completar el catastro de potencial hidroeléctrico menor de 2 Mw asociado a obras de riego existentes o en proyecto y estimar el potencial de generación de energía con centrales pequeñas asociadas a obras de riego en la Región del Bío Bío.

En el capítulo n°6 de dicho estudio se entrega la proposición metodológica para seleccionar muestras representativas del catastro de obras de riego en la Región del Bío-Bío, con diferenciación de canales, unificaciones masivas y embalses con descargas inferiores a 4m^3/s.

Se realiza un levantamiento de las bocatomas y extracciones desde cauces naturales en la región del Bío Bío, siendo un total de 2.778, y 3.218 en canales matrices.

Se recurre al Catastro Nacional de Obras de Riego: Canales y obras de regadío, seleccionando aquellos canales con capacidad preferentemente mayor de 4 m^3/s y al Catastro de Usuarios de Aguas.

De los embalses destinados a riego, se seleccionan aquellos con una capacidad de almacenamiento superior a 8 Hm^3 para asegurar un caudal mínimo de descarga, siendo el caudal a considerar para las obras de riego inferior a los 4 m^3/s.

Se establecen los desniveles brutos para microgeneración y se estima el potencial de cada una de las eventuales minicentrales a partir de los desniveles geométricos y los caudales de generación. En concreto para el Estero Quilmo, se analiza el Canal Flores resultando un potencial inicial de microgeneración de 34 KW.

3.10.4. DIAGNÓSTICO DE LOS ANTECEDENTES DISPONIBLES

El documento analizado presenta una metodología muy concisa para la determinación del potencial de generación de energía para una obra de riego y permite extrapolar los resultados obtenidos para una región piloto, en este caso la Región del Maule y la cuenca del río Chillán dentro de la Región del Bío Bío, a otras cuencas.

4. DEFINICIÓN Y VALORACIÓN PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS DE EMBALSE

4.1. DEFINICIÓN PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS

4.1.1. CRITERIOS

El presente estudio de prefactibilidad tiene como objeto desarrollar el diseño, a nivel de prefactibilidad, de tres embalses en la provincia de Ñuble, en concreto en los esteros Changaral, Quilmo y Ránquil. Para ello se parte de la información elaborada por la CNR correspondiente a los perfiles de los embalses. En dichos documentos se selecciona el **emplazamiento del muro del embalse**, por lo que esta variable no ha sido tenida en cuenta en el planteamiento de alternativas. No obstante, se ha de indicar que con la información cartográfica disponible y tras la visita al terreno por parte de los especialistas en presas y en geología, se ha considerado oportuno realizar unos pequeños ajustes del eje de las presas en planta, que se presentan en el **Anexo A.1.7 Planos Alternativa Presas**. El eje definitivo del muro de las presas se fijará en etapas posteriores cuando se cuente con el levantamiento topográfico de detalle de los emplazamientos de los muros.

En cuanto a los **criterios** que se han seleccionado para definir las alternativas a estudiar, han sido los siguientes:

- **Tipología de muro** del embalse.
- **Altura de muro** del embalse (ó volumen de almacenamiento pues ambas variables están relacionadas por las curvas de embalse).

Un aspecto **muy importante** a considerar es que el volumen de agua a suministrar para riego depende del tipo de cultivo y de la **superficie potencialmente regable**. Ésta superficie, viene condicionada por la geomorfología del terreno y la **cota de salida de la toma de riego**.

En esta etapa, la determinación del **tamaño del embalse** se ha establecido básicamente por criterios de **seguridad de riego (85%)**, garantizando las demandas hídricas de las zonas a regar. No obstante, se han analizado, a nivel preliminar, otros usos del embalse, como son:

- Capacidad de laminación de avenidas. Para el diseño de la presa se ha realizado una estimación de las dimensiones del aliviadero, pero en esta etapa aún no se dispone de un estudio de laminación (etapa 5), por lo que queda pendiente determinar el efecto laminador del embalse, no obstante en apartados posteriores se analiza el posible uso de los embalses como elemento controlador de crecidas.
- Abastecimiento a poblaciones. Se ha estudiado la posibilidad de suministrar agua para consumo humano desde los embalses a las poblaciones más cercanas. En los siguientes apartados se incluye un análisis de este posible uso.
- Suministro de agua a minería. No se han localizado posibles explotaciones mineras en las proximidades de los embalses.

- Hidrogeneración. Se plantea la posibilidad de emplear los embalses para generar energía por lo que se ha estudiado la viabilidad de realizar un proyecto de hidrogeneración. En apartados posteriores se realiza un análisis del potencial de hidrogeneración de los embalses.

4.1.2. CRITERIOS DE DISEÑO DE LOS CANALES

Se definieron los trazados de los canales de riego, tanto matrices como derivados, para cada una de las tres zonas de riego bajo los siguientes criterios generales:

- Se ha adoptado una pendiente longitudinal de la solera de los canales de 0,1%. Este es un valor usual para canales de riego y se considera adecuado para el nivel del análisis realizado.
- Se ha intentado maximizar la superficie de riego que abastecería cada embalse, por lo que el trazado de los canales matrices se ha realizado siguiendo la topografía del terreno, sobre la ladera de cerro, con la pendiente longitudinal definida.
- Para evitar en lo posible cruces de los canales de riego con los esteros, se ha dispuesto un canal matriz en cada una de las dos márgenes de los tres esteros en estudio, para un total de seis canales matrices.
- Para la definición de los canales derivados se ha adoptado el criterio de que ningún predio quede a más de 500 m de distancia del canal que lo alimente.

No se disponía de estudios geológicos de detalle de los terrenos que atraviesan los canales proyectados, cuando se redactó el Estudio de Alternativas, por ello, para estimar las características geotécnicas de estos terrenos, tanto con respecto a su impermeabilidad como a su excavabilidad, se acudió al estudio “Descripciones de Suelos y Materiales y Símbolos - Estudio Agrológico de la VIII Región” (CIREN 1.999).

En función de dicho estudio se dividieron los materiales que atraviesan los canales en impermeables y no impermeables, principalmente en base al contenido de arcillas de los suelos existentes. No obstante, en algunos casos, dada la escasa profundidad de los suelos existentes, son los sustratos subyacentes descritos los que definen la permeabilidad de la sección diseñada.

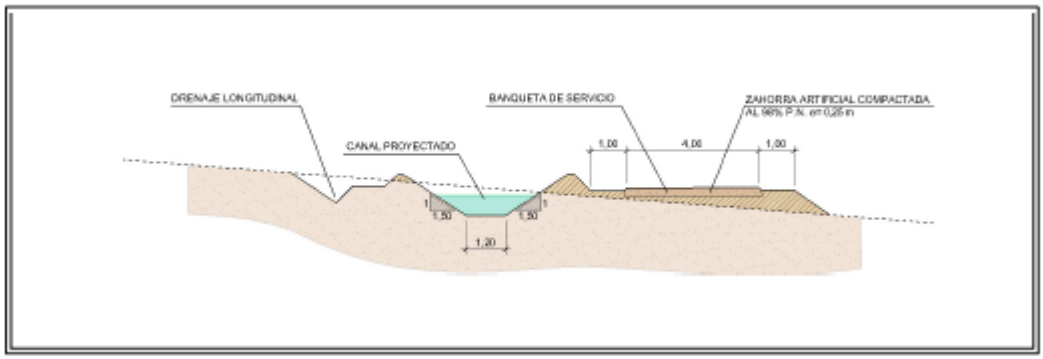
Finalmente se consideró que sería necesario impermeabilizar el 15% de la longitud de los canales de Changaral, el 70% de los de Quilmo, y el 40% de los de Ránquil. El revestimiento se realizaría mediante lámina de polietileno.

Había que destacar que la profundidad de los suelos era, en muchos casos, similar a la de los canales adoptados, por lo que habría que profundizar el estudio de las características geotécnicas de estos terrenos en las siguientes etapas del estudio para asegurar los diseños propuestos.

Por otro lado, en función del estudio agrológico de suelos se ha comprobó que una parte importante del canal matriz de la margen derecha de Quilmo se encuentra sobre materiales rocosos.

No se disponía de información suficiente para estimar la estabilidad de los taludes transversales de los canales proyectados. Se adoptó un valor del lado de la seguridad, de 1,5 H: 1V.

Figura 4-45. Sección transversal de los canales diseñados.



Con respecto al diseño hidráulico de los canales, se adoptaron los siguientes criterios:

- Las zonas regables se regarían por turnos en la situación proyectada. No obstante, para el dimensionamiento de los canales se consideró un caudal medio de riego suponiendo una jornada de ocho horas todos los días del mes. En función de estas hipótesis y conociendo la demanda bruta mensual en cada uno de los tres embalses se define el caudal de diseño para cada zona regable. Haciendo la proporción entre las superficies regadas por cada uno de los canales matrices, se obtiene finalmente el caudal de diseño de cada uno de ellos.
- Por su simplicidad y su contrastada aplicación para la caracterización del flujo en lámina libres, se emplea la fórmula de Manning-Strickler, cuya expresión es la siguiente:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

  Siendo:
  - v = velocidad media de flujo en la sección, en m/s.
  - R = radio hidráulico o radio medio, en m, igual a la relación entre la sección líquida en el canal y el perímetro mojado.
  - n = coeficiente de rugosidad de las paredes del canal.
  - S = pendiente del canal, en metros por metro o tantos por uno.
- Se adoptaron los criterios de velocidad máxima definidos en las "*Especificaciones Técnicas para Proyectos de Canales"*, Santiago, Chile Ex Dirección de Riego, MOP. (1960). No obstante, dadas las pendientes longitudinales adoptadas, los valores de velocidad finalmente obtenidos son significativamente más bajos que los máximos permitidos.

Tabla 4-32. Velocidades Máximas Permisibles de Canales

Tipo de terreno.	v (m/s)
Roca sana	4,5
Conglomerados firmes	2,5
Toscas	2,5
Ripios bien conglomerados	2,0
Arcillas	1,0
Trumaos	0,7
Arenas	0,5
Revestimientos de hormigones	6,0
Revestimientos de suelo-cemento	3,0

- Para el dimensionamiento de las secciones se adoptó un coeficiente de Manning de 0,030, que se corresponde a un canal excavado en tierra serpenteante y lento ("Hidráulica de canales abiertos", Ven Te Chow). No se ha tenido en cuenta un menor coeficiente de Manning en los tramos revestidos ya que se prevé la existencia de una capa de sedimentos que mantengan un valor del coeficiente similar al adoptado.

Dada la baja variabilidad de los caudales de diseño, que se mueven entre 0,46 m^3/s y 1,31 m^3/s, se ha adoptado en la presente etapa la misma sección tipo para todos los canales proyectados. Hay que destacar también que dado el pequeño tamaño del canal necesario, una gran parte de los costos serán independientes de la sección del canal (banqueta de servicio, drenaje longitudinal del canal, etc).

Se define por tanto una sección tipo de canal con 1,2 m de ancho en la base y 1,25 m de profundidad, con unos taludes transversales 1,5 H: 1 V. Para esta sección tipo se ha obtenido una revancha mínima de 0,25 m, lo que supone un 20% de la profundidad total de la misma. Por el lado del desmonte de tierras se dispondrá de una cuneta longitudinal para recoger las aguas de escorrentía, mientras que al otro lado se dispondrá de una banqueta de servicio para garantizar el acceso al canal durante las operaciones de explotación, mantenimiento y reparación.

El trazado de los canales y el emplazamiento de las obras son presentados en los planos del Anexo A.1.15. A continuación se presenta la Tabla siguiente, donde se muestra la longitud de los canales matrices y derivados que se han diseñado y considerado en esta etapa del estudio.

Tabla 4-33. Longitud de canales matrices y derivados proyectados

Estero	Canal	Longitud (km)
Changaral	Matriz Margen Derecha	7,50
	Matriz Margen izquierda	12,15
	Derivado Margen Izquierda	0,65
	Derivado Margen Derecha	1,42
Quilmo	Matriz Margen derecha	12,22
	Matriz Margen izquierda	20,22
	Derivado 1 Margen Izquierda	0,96
	Derivado 2 Margen Izquierda	1,92
	Derivado Margen Derecha	1,00
Ránquil	Matriz Margen derecha	21,71
	Matriz Margen izquierda	27,50
	Derivado Margen Derecha	1,60

4.1.3. ALTERNATIVAS

A continuación se describen las distintas alternativas planteadas para cada embalse en función de de la tipología y diseño del muro de la presa.

4.1.3.1. EMBALSE CHANGARAL

4.1.3.1.1. Consideraciones sobre la tipología

El análisis tipológico y el prediseño para el muro de la presa de Changaral se basan en dos puntos fundamentales:

- Las condiciones geológico – geotécnicas de la angostura
- Las características de los materiales disponibles en el entorno

En un análisis tipológico general, para una presa de estas dimensiones, cabría plantearse tipologías como:

i. Presas de fábrica
   a) Presas de gravedad de concreto vibrado
   b) Presas de gravedad de concreto compactado con rodillo.
   c) Presas bóveda
   d) Presas de contrafuertes
ii. Presas de materiales sueltos

a) Presas homogéneas
    1. Presas homogéneas puras
    2. Presas de material homogéneo y funcionalmente zonadas
b) Presas de heterogéneas con impermeabilización térrea
    1. Con núcleo central
    2. Con núcleo aguas arriba
c) Presas de heterogéneas con impermeabilización no térrea
    1. Presas con pantalla aguas arriba asfáltica o de concreto (CFRD-CFED: Concrete Face Rockfill Dam - Concrete Face Earthfill Dam)
    2. Presas con núcleo no térreo impermeable (ACRD-ACED (Asphalt Core Rockfill Dam - Asphalt Core Earthfill Dam)

iii. Presas mixtas

De las primeras hipótesis de estructura geológica, como de la prospección geofísica mencionada, se deduce que el sustrato de roca basal se encuentra a una profundidad excesiva en comparación con la altura de la presa. Ello excluye a priori soluciones de fábrica (i). En particular las de contrafuertes (i.d), hoy casi en desuso, son las mayores exigencias en cuanto a capacidad portante del sustrato de apoyo. Las bóvedas (i.c) con, además, exigencias geométricas que no se dan en este caso, deberían ser excluidas de partida.

Presas de gravedad, tanto en concreto vibrado convencional (i.a), como compactado con rodillo (i.b), requieren disponer de una cimentación adecuada, que en este caso podrían encontrarse pero con excavaciones desproporcionadas respecto a la altura, salvo quizás en algún sector del estribo derecho. La gran longitud de presa en relación su altura permitiría plantear soluciones de presa mixta (iii) si la investigación del terreno revelara unas condiciones geotécnicas del sustrato a cotas más someras en una parte significativa de la traza, probablemente en el estribo derecho como se ha mencionado. En ese caso, se podría diseñar las estructuras hidráulicas, como aliviaderos, desagües de fondo, tomas de riego y elementos de purga, en esa zona con mayor facilidad.

Dado que gran parte de la longitud del muro de presa sería de materiales sueltos, no se vislumbra la posibilidad, incluso en caso de viabilidad técnica de cimentar una presa de fábrica en una zona de estribo, de obtener ningún tipo de ventaja y sí dos desventajas: la primera, menores rendimientos de ejecución en cada una de las partes de menor volumen y por lo tanto, como segunda, un sobrecoste no justificado. Ello nos lleva a no recomendar la solución mixta (iii).

La discusión tipológica, por tanto, la centraremos en presas de materiales sueltos.

De las primeras observaciones “in situ” y de los resultados de la prospección geofísica de la angostura, que confirma las primeras hipótesis de trabajo, si bien cuantificando con más detalle los espesores de materiales existentes, sobre la configuración del perfil geológico de la sección elegida, puede considerarse vigente el diagnóstico llevado a cabo para el primer informe. En el referido informe nº1 se propuso, como punto de partida, una sección tipo preliminar para la presa de Changaral, que podría obedecer, siempre sometido a posteriores conclusiones del estudio e investigación del terreno más detallados y de los materiales existentes en el entorno, al siguiente esquema conceptual:

Figura 4-46. Sección tipo preliminar para la presa de Changaral.

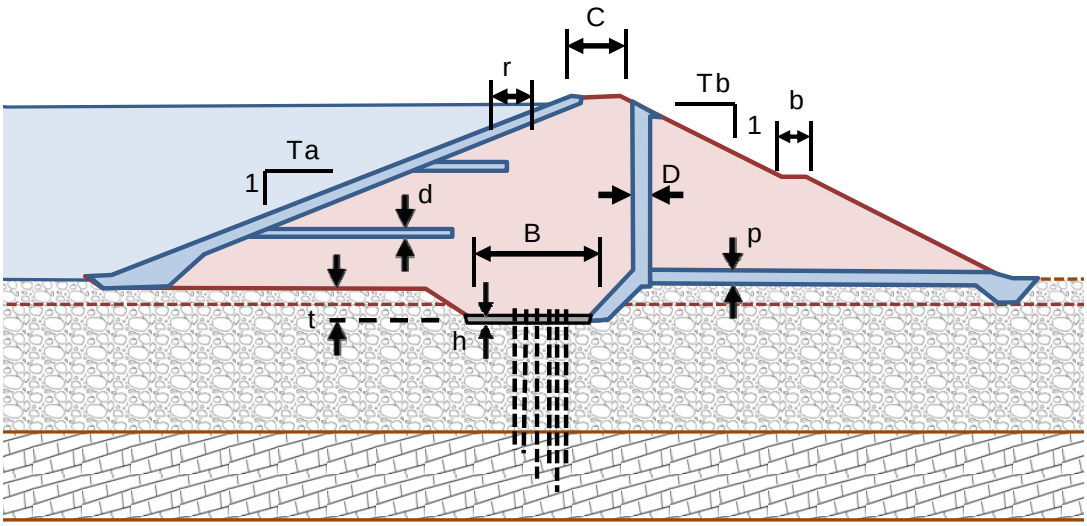


Tabla 4-34. Parámetros del muro del embalse Changaral.

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
C	Ancho de Coronación	6 m	Posible anchura mayor si se desea tráfico público.
Ta	Talud de aguas arriba	2.5 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales. Desembalse rápido.
Tb	Talud de aguas abajo	2 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales.
B	Berma auxiliar	4 m	Facilidad de construcción
D	Drenes auxiliares	1 m	Mejora drenaje construcción y desembalse rápido.
r	Rip-rap	2.5 m	Anchura suficiente para su fácil ejecución.
T	Profundidad de trinchera	5 m	Depende de alcanzar materiales consolidados
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa	Ancho efectivo del “núcleo virtual” impermeable
P	Dren de pie	1 m	Puede no extenderse a toda la planta (formación en “peine”).
D	Dren brasileño	1 / 1.5 m	Posible geotextil si no se cumplen condiciones de filtro
h	Losa de hormigón	0.40 m	Inyecciones de consolidación.

En cuanto a los materiales para la construcción del dique de la presa habrá que tener en cuenta los propios materiales locales, fácilmente accesibles, reduciendo al mínimo las cantidades a importar de mayores distancias. Es por ello que se inicia la concepción con una sección casi

homogénea (ii.a.1 y ii.a.2), constituida por los materiales cuaternarios que forman las terrazas aluviales de la zona. Las primeras impresiones los califican como gravas y arenas con alto contenido de finos arcillo-limosos.

No se puede garantizar la disponibilidad de material de enrocado de calidad suficiente como para poder considerarse una escollera (rockfill), incluso tras el proceso de compactación. Es por ello que las variantes de presas de materiales sueltos (ii) de escollera (rockfill) serían desechadas en el análisis, siempre que pueda concebirse otro tipo de solución que sea más favorable que la importación de material rocoso de otras áreas. Este transporte se recomienda sea reducido a pequeños volúmenes, siempre de carácter complementario, como drenes, filtros, etc.. y no propuesto para los principales constituyentes del cuerpo de presa, siempre por razones económicas. Descartaríamos las variantes de escollera en las tipologías heterogéneas y de impermeabilización no térrea (ii.b y ii.c).

Así pues, el material predominante, aunque con moderadas diferencias en sus características, ha de cumplir las funciones de resistencia e impermeabilidad simultáneamente.

La impermeabilidad de estos materiales, que deberá ser objeto de ensayo en fases ulteriores, permitiría su uso en un dique homogéneo desde el punto de vista volumétrico. Las presas totalmente homogéneas (ii.a.1) no son hoy en día adoptadas salvo en diques muy pequeños sin importancia. La inclusión de elementos complementarios, como se ha propuesto en el informe nº1 da lugar a un muro de presa de material predominantemente homogéneo que podría denominarse como presa homogénea funcionalmente zonada (ii.a.2). La facilidad de drenaje debe ser implementada la sección por medio de pequeños volúmenes, adecuadamente dispuestos en tongadas de materiales granulares limpios, con características de filtro y dren que doten a la sección de características específicas como:

- Mejores condiciones de estabilidad
- Facilidad de drenaje en desembalse rápido
- Reducción de zonas saturadas a embalse lleno
- Mejor comportamiento sísmico

El mismo material, en su zona central, cumple la función de núcleo impermeable, mientras que en los espaldones, complementado por los drenes horizontales (aguas arriba) y de tipo brasileño (aguas abajo) la función es resistente.

Los drenes, que suponen una proporción baja de la sección, pueden importarse de zonas de acarreos fluviales a distancias razonables. Será parte del estudio de materiales a llevar a cabo en las fases subsiguientes.

Esta tipología de presa de material homogéneo y funcionalmente zonada (ii.a.2) será, una de las soluciones seleccionadas para su estudio más detallado y presupuesto, al margen de otras consideraciones relacionadas con la eficiencia del embalse.

En caso de que los materiales constituyentes del cuerpo de la presa no presentaran condiciones de estabilidad interna e impermeabilidad suficientemente garantizadas o requiroeran controles

excesivos y selección compleja en la ejecución de las obras, cabría la adopción del material en su función puramente resistentes para confiar la impermeabilidad a otro elemento no terreo a introducir en al sección, es decir,se optaría por una alternativa de presa heterogénea con impermeabilización no térrea (ii.c). Como antes se ha razonado, las alternativas con enrocado CFRD y ACRD se descartarían por la ausencia de materiales en condiciones económicamente favorables en el entorno. Ello, sin embargo no descarta las tipologías CFED (Concrete Face Earthfill Dam, ii.c.1) y ACED (Asphalt Core Earthfill Dam, ii.c.2) donde el enrocado es sustituido por materiales térreos no suficientemente impermeables.

Consideramos que el concreto puede ser tanto hidráulico como asfáltico para las tipologías (ii.c.1) de pantalla aguas arriba. En una angostura de las características de la de Changaral, donde la profundidad de aparición de un sustrato competente para la ubicación del plinto de apoyo y arranque de la pantalla, es relativamente discutible y al menos variable, la geometría de la pantalla y la evaluación de su coste real requeriría una investigación más detallada. En angosturas en roca clara, esta circunstancia apenas influye, si bien en una presa pequeña está poco justificado este esfuerzo de investigación sin grandes posibilidades de ofrecer una clara ventaja económica.

El riesgo de licuefacción en materiales arenosos constituyentes del espaldón saturado, frente a sismos, sí que justificaría el esfuerzo en diseñar una solución de este tipo. Nuestra impresión es que la granulometría de los materiales que constituirían el muro no son especialmente susceptibles a este fenómeno, por lo que no se aprecian ventajas que aconsejen profundizar en soluciones de esta tipología.

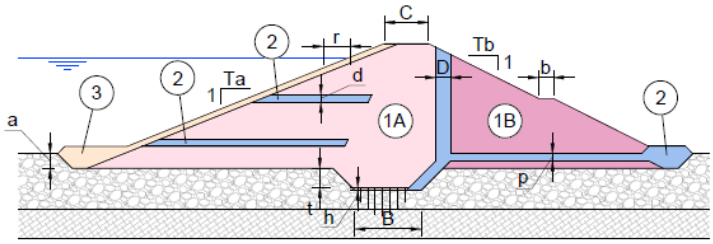
Quedaría analizar como posibilidad la adopción de una presa de tipo ACED (ii.c.2) con núcleo asfáltico vertical que mitigara las posibles deficiencias de estabilidad interna e inestabilidad del material constitutivo de muro. La ventaja de conocimiento de la posición definitiva del plinto de apoyo, al ser vertical, elimina las incertidumbres citadas para la tipología anterior y simplifica la investigación. Otras ventajas de tipo constructivo, como la independencia de las condiciones climáticas, la puesta en servicio parcial durante la construcción, etc.. no las consideramos relevantes en este caso, si bien son decisivas a favor de esta tipología en otros casos.

Esta tipología puede ser considerada para su estudio, teniendo en cuenta que el apoyo del plinto sobre el sustrato de apoyo genera gradientes hidráulicos mayores y mayores exigencias en los tratamientos de inyección.

Por ellos se proponen dos soluciones tipológicas a estudiar para la presa de Changaral:

- ***Solución 1: Presa homogénea funcionalmente zonada (ii.a.2).***

Figura 4-47. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada.

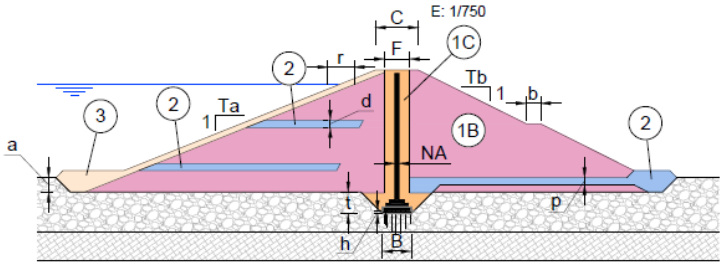


1A MATERIAL IMPERMEABLE
1B MATERIAL SEMIPERMEABLE
2 FILTROS Y DRENES
3 ENROCADO

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	POSIBLES VALORES
C	Ancho de coronación	6 m
Ta	Talud aguas arriba	2.5h/1v
Tb	Talud aguas abajo	2h/1v
b	Berma auxiliar	4 m
d	Drenes auxiliares	1 m
t	Profundidad de trinchera	5 m
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa
P	Dren de pie	1 m
r	Rip-rap	2.5 m
D	Dren brasileño	1/1.5 m
h	Losa de hormigón	0.40 m
a	Escarpe	2 m

- ***Solución 2: Presa de tierras con núcleo asfáltico (ACED (Asphalt Core Earthfill Dam) (ii.c.2)***

Figura 4-48. Sección tipo para presa de tierras con núcleo asfáltico.



1B MATERIAL SEMIPERMEABLE
1C NÚCLEO ASFÁLTICO
2 FILTROS Y DRENES
3 ENROCADO

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	POSIBLES VALORES
C	Ancho de coronación	6 m
Ta	Talud aguas arriba	2.5h/1v
Tb	Talud aguas abajo	2h/1v
b	Berma auxiliar	4 m
d	Drenes auxiliares	1 m
t	Profundidad de trinchera	5 m
B	Ancho de base	4 m
P	Dren de pie	1 m
r	Rip-rap	2.5 m
h	Losa de hormigón	0.40 m
a	Escarpe	2 m
NA	Núcleo asfáltico	0.50 m
F	Filtros	1.50 m x 2

Ya se citó en el informe nº1 que las condiciones de la capa aluvial subyacente, previsiblemente más consolidada, habrían de ser estudiadas mediante sondeos para confirmar la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina de inyecciones. Esta consideración es aplicable a ambas soluciones variantes. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría con esta capa mediante una capa de hormigón no erosionable que sirva de enlace y permita la ejecución de las inyecciones con un mínimo de presión sin dañar los materiales cohesivos constituyentes del cuerpo de presa.

Se considera vital:

- la cuantificación de los espesores de los materiales aluviales a lo largo de la traza de la presa prolongando el estudio en el margen izquierdo del estero
- la determinación de las características del material "in situ", como densidad, impermeabilidad, inyectabilidad y composición.
- descartar la presencia de arcillas dispersivas en su matriz

4.1.3.1.2. Elementos de desagüe

La presa de Changaral ha de disponer de diversos órganos de desagüe a saber:

- Desvío del río durante la construcción
- Aliviaderos para crecidas
- Desagües de fondo
- Tomas para riego
- Posible toma para aprovechamiento hidroeléctrico.

Para presas pequeñas, como la que nos ocupa, es de gran interés aprovechar las sinergias entre estos elementos, a fin de diseñarlos de la forma más eficiente y económica, sin perder de vista la funcionalidad y la seguridad.

En el estado de avance de los trabajos, se ha considerado como datos de partida los de los antecedentes hidrológicos, si bien, para las soluciones seleccionadas habrá que revisar las propuestas con los resultados de los estudios hidrológicos, fundamentalmente de crecidas.

Dada la altura moderada de la presa, así como el tamaño limitado de la cuenca vertiente y por tanto de los caudales de diseño, cabe combinar en una única estructura el propio desvío del río y el vertedero de crecidas ordinarias al menos.

La propuesta, en este nivel de desarrollo de los estudios consiste en la creación de una trinchera donde se alojaría primero una estructura hidráulica con funciones de desvío del río para después desdoblar, en su parte inferior los desagües de fondo y las tomas para aprovechamiento de regadíos y posiblemente, solo posiblemente, hidroeléctrico.

Sobre estos elementos, alojados en la parte inferior de la estructura, se situaría un aliviadero.
La condición para que esta propuesta sea viable es doble:

a) Una altura moderada que permita concebir una estructura desde niveles próximos al cauce, para que pueda desempeñar funciones de desvío durante la construcción, hasta la coronación.
b) Un anchura razonable para que exista espacio para una sección crítica hidráulica que garantice el paso del caudal de crecida erogado sin costes elevados.

La citada estructura se ejecutaría en las primeras etapas de la construcción, antes de comenzar los rellenos del muro de presa. En esta primera etapa consiste en una trinchera confinada por dos muros de concreto partiendo de una solera a una cota próxima al cauce por la que circulará el río una vez desviado mediante una pequeña ataguía.

En el centro (eje) de la estructura, un tajamar separador, permitirá aislar alternativamente la mitad de la sección para la instalación definitiva de conductos de desagües, tomas, etc..

Sobre este doble canal, la solera del aliviadero, situada a una cota que garantice la existencia de las condiciones de calado crítico en el perfil de eje de presa, cubrirá ambos canales que quedan como orificios de desvío para después ser reconvertidos en desagües y tomas.

El nivel de embalse normal, se establece mediante un umbral de vertedero en pico de pato simple, como un vertedero lateral con ambos lados habilitados para el vertido.

Para un caudal de diseño de 300 m3/seg, dato obtenido de los estudios mencionados en los antecedentes, se propone una longitud de vertido de 30 metros (dos lados enfrentados de 15 m) con 3 metros de altura de carga.

Para una anchura interior de la estructura de 10 m, se obtiene el caudal crítico de 300 m3/seg para las siguientes condiciones:

$$H_{CRIT} = 5.91 \text{ m } Y_{CRIT} = 2/3*H_{CRIT} = 3.94 \text{ m } V_{CRIT} = 7.61 \text{ m/seg}$$

Con lo que bastaría que la cota superior de la solera estuviera 5.91 m por debajo del nivel máximo en avenidas para asegurar que la sección es capaz de evacuar el caudal.

Por otra parte para 30 m de longitud de vertido, atendiendo a la expresión:

$$Q = L.CD.H^{2/3}$$

Se obtiene para C_D = 2.05 el caudal deseado para una H = 2.88 m y por lo tanto, adoptando una cota de umbral de vertido 3 m bajo el nivel máximo de avenidas, se garantiza la capacidad de

vertido al pico de pato para el caudal citado. Para H = 3 m la longitud efectiva de vertido necesaria es de 14.10 m por lo que estas condiciones son las que permiten diseñar la estructura del vertedero a situar, al final de la construcción sobre la propia solera que cubre los conductos de desvío y desagües de fondo.

Se propone que a la salida aguas abajo de los desagües de fondo, se ubique la toma de riego como un injerto sobre el propio conducto de desagüe. Esta configuración los conductos harían las tres funciones:

1. Durante la construcción como desvío del río, permitiendo incluso, de forma alternativa, la instalación de otros equipos a diseñar como blindajes, conductos o compuertas y sus elementos accesorios.
2. Durante emergencias como desagüe de fondo para rebajar el nivel de embalse con suficiente celeridad e incluso para evacuación de sedimentos durante crecidas, siempre que se adopte una pauta de explotación adecuada al efecto.
3. En época de estiaje, como suministro de las demandas de riego. El aprovechamiento hidroeléctrico, de ser económicamente viable, se llevaría a cabo, igualmente, desde el propio conducto citado, sin más que dotándolo del correspondiente grupo turboalternador. Si bien en la fase posterior del estudio se dictaminará esta circunstancia, creemos que es difícil que los caudales a manejar permitan un aprovechamiento rentable.

4.1.3.2. EMBALSE QUILMO.

4.1.3.2.1. Consideraciones sobre la tipología

El análisis tipológico y el prediseño para el muro de la presa de Quilmo se basa en dos puntos fundamentales:

- Las condiciones geológico – geotécnicas de la angostura
- Las características de los materiales disponibles en el entorno

En un análisis tipológico general, para una presa de estas dimensiones, cabría plantearse tipologías como:

i. Presas de fábrica
   a) Presas de gravedad de concreto vibrado
   b) Presas de gravedad de concreto compactado con rodillo.
   c) Presas bóveda
   d) Presas de contrafuertes
ii. Presas de materiales sueltos
   a) Presas homogéneas
      1. Presas homogéneas puras
      2. Presas de material homogéneo y funcionalmente zonadas

b) Presas de heterogéneas con impermeabilización térrea
    1. Con núcleo central
    2. Con núcleo aguas arriba
c) Presas de heterogéneas con impermeabilización no térrea
    1. Presas con pantalla aguas arriba asfáltica o de concreto (CFRD-CFED: Concrete Face Rockfill Dam - Concrete Face Earthfill Dam)
    2. Presas con núcleo no térreo impermeable (ACRD-ACED (Asphalt Core Rockfill Dam - Asphalt Core Earthfill Dam)

iii. Presas mixtas

De las primeras hipótesis de estructura geológica, como de la prospección geofísica mencionada, se deduce que el sustrato de roca basal se no encuentra a una profundidad razonable en comparación con la altura de la presa. Ello excluiría a priori soluciones de fábrica (i). En particular las de contrafuertes (i.d), hoy casi en desuso, son las mayores exigencias en cuanto a capacidad portante del sustrato de apoyo. Las bóvedas (i.c) con, además, exigencias geométricas que no se dan en este caso, deberían ser excluidas de partida.

Presas de gravedad, tanto en concreto vibrado convencional (i.a), como compactado con rodillo (i.b), requieren disponer de una cimentación adecuada, que en este caso podrían encontrarse pero con excavaciones desproporcionadas respecto a la altura, lo que no las hace recomendables en estas condiciones, salvo en proyectos de mayor envergadura donde este factor fuera menor en términos relativos. La gran longitud de presa en relación su altura permitiría plantear soluciones de presa mixta (iii) si la investigación del terreno revelara unas condiciones geotécnicas del sustrato a cotas más someras en una parte significativa de la traza. En ese caso, se podría diseñar las estructuras hidráulicas, como aliviaderos, desagües de fondo, tomas de riego y elementos de purga, en esa zona con mayor facilidad.

La cimentación de estas estructuras no exige que parte de la presa sea de fábrica, ya que la altura moderada de la presa permite la inserción de un elemento especial donde se alberguen estos dispositivos aunque esté flanqueado en ambos lados por diques de tierras, con sus correspondientes enlaces con las obras de fábrica.

Dado que gran parte de la longitud del muro de presa sería de materiales sueltos, no se vislumbra la posibilidad, incluso en caso de viabilidad técnica de cimentar una presa de fábrica en una zona de estribo, de obtener ningún tipo de ventaja y sí dos desventajas: la primera, menores rendimientos de ejecución en cada una de las partes de menor volumen y por lo tanto, como segunda, un sobrecoste no justificado. Ello nos lleva a no recomendar la solución mixta (iii).

La discusión tipológica, por tanto, la centraremos en presas de materiales sueltos.

De las primeras observaciones “in situ” y de los resultados de la prospección geofísica de la angostura, que confirma las primeras hipótesis de trabajo, si bien cuantificando con más detalle los espesores de materiales existentes, sobre la configuración del perfil geológico de la sección elegida, puede considerarse vigente el diagnóstico llevado a cabo para el primer informe. En el referido informe nº1 se propuso, como punto de partida, una sección tipo preliminar para la presa de Quilmo, que podría obedecer, siempre sometido a posteriores conclusiones del estudio e

investigación del terreno más detallados y de los materiales existentes en el entorno, al siguiente esquema conceptual:

Figura 4-49. Sección tipo preliminar para la presa de Quilmo.

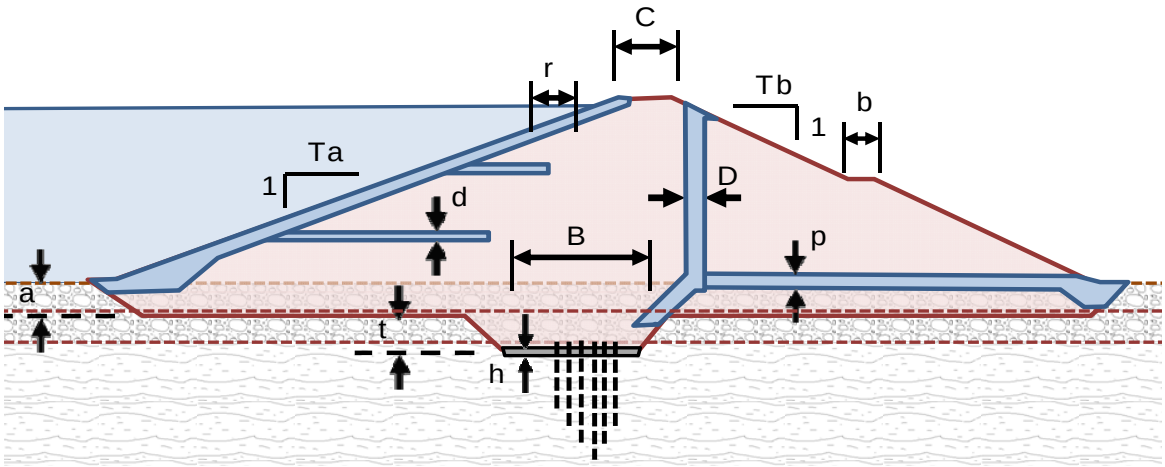


Tabla 4-35. Parámetros del muro del embalse Quilmo.

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
C	Ancho de Coronación	6 m	Posible anchura mayor si se desea tráfico público.
Ta	Talud de aguas arriba	2.5 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales. Desembalse rápido.
Tb	Talud de aguas abajo	2 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales.
B	Berma auxiliar	4 m	Facilidad de construcción
D	Drenes auxiliares	1 m	Mejora drenaje construcción y desembalse rápido.
t	Profundidad de trinchera	5 m	Depende de alcanzar materiales consolidados
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa	Ancho efectivo del “núcleo virtual” impermeable
P	Dren de pie	1 m	Puede no extenderse a toda la planta (formación en “peine”).
r	Rip-rap	2.5 m	Anchura suficiente para su fácil ejecución.
D	Dren brasileño	1 / 1.5 m	Posible geotextil si no se cumplen condiciones de filtro

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
H	Losa de hormigón	0.40 m	Inyecciones de consolidación.

En cuanto a los materiales para la construcción del dique de la presa habrá que tener en cuenta los propios materiales locales, fácilmente accesibles, reduciendo al mínimo las cantidades a importar de mayores distancias. Es por ello que se inicia la concepción con una sección casi homogénea (ii.a.1 y ii.a.2), constituida por los materiales cuaternarios que forman las terrazas aluviales de la zona. Las primeras impresiones los califican como zahorras procedentes de la meteorización de areniscas con alto contenido de finos arcillo-limosos.

No se puede garantizar la disponibilidad de material de enrocado de calidad suficiente como para poder considerarse una escollera (rockfill), incluso tras el proceso de compactación en condiciones económicas de extracción. Las areniscas subyacentes, que en algún nivel pudieran presentar condiciones, no afloran en las proximidades por lo que su extracción en profundidad sería realmente onerosa. Es por ello que las variantes de presas de materiales sueltos (ii) de escollera (rockfill) serían desechadas en el análisis, siempre que pueda concebirse otro tipo de solución que sea más favorable que la importación de material rocoso de otras áreas o su extracción compleja. Este transporte se recomienda sea reducido a pequeños volúmenes, siempre de carácter complementario, como drenes, filtros, etc.. y no propuesto para los principales constituyentes del cuerpo de presa, siempre por razones económicas. Descartaríamos las variantes de escollera en las tipologías heterogéneas y de impermeabilización no térrea (ii.b y ii.c).

Así pues, el material predominante, aunque con moderadas diferencias en sus características, ha de cumplir las funciones de resistencia e impermeabilidad simultáneamente.

La impermeabilidad de estos materiales, que deberá ser objeto de ensayo en fases ulteriores, permitiría su uso en un dique homogéneo desde el punto de vista volumétrico. Las presas totalmente homogéneas (ii.a.1) no son hoy en día adoptadas salvo en diques muy pequeños sin importancia. La inclusión de elementos complementarios, como se ha propuesto en el informe nº1 da lugar a un muro de presa de material predominantemente homogéneo que podría denominarse como presa homogénea funcionalmente zonada (ii.a.2). La facilidad de drenaje debe ser implementada la sección por medio de pequeños volúmenes, adecuadamente dispuestos en tongadas de materiales granulares limpios, con características de filtro y dren que doten a la sección de características específicas como:

- Mejores condiciones de estabilidad
- Facilidad de drenaje en desembalse rápido
- Reducción de zonas saturadas a embalse lleno
- Mejor comportamiento sísmico

El mismo material, en su zona central, cumple la función de núcleo impermeable, mientras que en los espaldones, complementado por los drenes horizontales (aguas arriba) y de tipo brasileño (aguas abajo) la función es resistente. En caso de identificar diferencia de características del

material en diferentes empréstitos del vaso, se podría seleccionar los más impermeables para la zona central y los más drenantes para el espaldón aguas arriba y aguas abajo por ese orden.

Los drenes, que suponen una proporción baja de la sección, pueden importarse de zonas de acarreos fluviales a distancias razonables. Será parte del estudio de materiales a llevar a cabo en las fases subsiguientes.

Esta tipología de presa de material homogéneo y funcionalmente zonada (ii.a.2) será, una de las soluciones seleccionadas para su estudio más detallado y presupuesto, al margen de otras consideraciones relacionadas con la eficiencia del embalse.

En caso de que los materiales constituyentes del cuerpo de la presa no presentaran condiciones de estabilidad interna e impermeabilidad suficientemente garantizadas o requirieran controles excesivos y selección compleja en la ejecución de las obras, cabría la adopción del material en su función puramente resistentes para confiar la impermeabilidad a otro elemento no terreo a introducir en al sección, es decir, se optaría por una alternativa de presa heterogénea con impermeabilización no térrea (ii.c). Como antes se ha razonado, las alternativas con enrocado CFRD y ACRD se descartarían por la ausencia de materiales en condiciones económicamente favorables en el entorno. Ello, sin embargo no descarta las tipologías CFED (Concrete Face Earthfill Dam, ii.c.1) y ACED (Asphalt Core Earthfill Dam, ii.c.2) donde el enrocado es sustituido por materiales térreos no suficientemente impermeables.

Consideramos que el concreto puede ser tanto hidráulico como asfáltico para las tipologías (ii.c.1) de pantalla aguas arriba. En una angostura de las características de la de Quilmo, donde la profundidad de aparición de un sustrato competente para la ubicación del plinto de apoyo y arranque de la pantalla, es relativamente discutible y al menos variable, la geometría de la pantalla y la evaluación de su coste real requeriría una investigación más detallada. En angosturas en roca clara que aflora, esta circunstancia apenas influye, si bien en una presa pequeña está poco justificado este esfuerzo de investigación sin grandes posibilidades de ofrecer una clara ventaja económica.

El riesgo de licuefacción en materiales arenosos constituyentes del espaldón saturado, frente a sismos, sí que justificaría el esfuerzo en diseñar una solución de este tipo. Nuestra impresión es que la granulometría de los materiales que constituirían el muro no son especialmente susceptibles a este fenómeno, por lo que no se aprecian ventajas que aconsejen profundizar en soluciones de esta tipología.

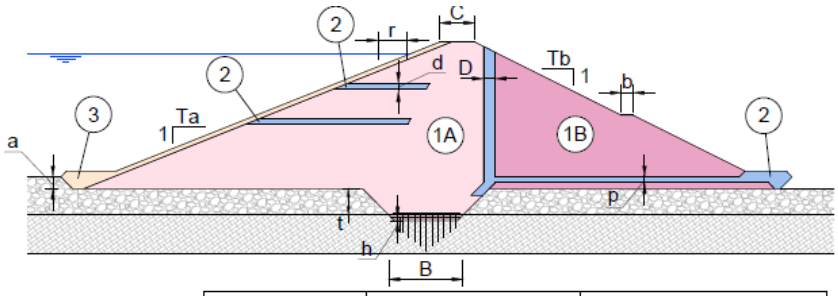
Quedaría analizar como posibilidad la adopción de una presa de tipo ACED (ii.c.2) con núcleo asfáltico vertical que mitigara las posibles deficiencias de estabilidad interna e inestabilidad del material constitutivo de muro. La ventaja de conocimiento de la posición definitiva del plinto de apoyo, al ser vertical, elimina las incertidumbres citadas para la tipología anterior y simplifica la investigación. Otras ventajas de tipo constructivo, como la independencia de las condiciones climáticas, la puesta en servicio parcial durante la construcción, etc.. no las consideramos relevantes en este caso, si bien son decisivas a favor de esta tipología en otros casos.

Esta tipología puede ser considerada para su estudio, teniendo en cuenta que el apoyo del plinto sobre el sustrato de apoyo genera gradientes hidráulicos mayores y mayores exigencias en los tratamientos de inyección.

Por ellos se proponen dos soluciones tipológicas a estudiar para la presa de Quilmo:

- ***Solución 1: Presa homogénea funcionalmente zonada (ii.a.2).***

Figura 4-50. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada.



(1A) MATERIAL IMPERMEABLE

(1B) MATERIAL SEMIPERMEABLE

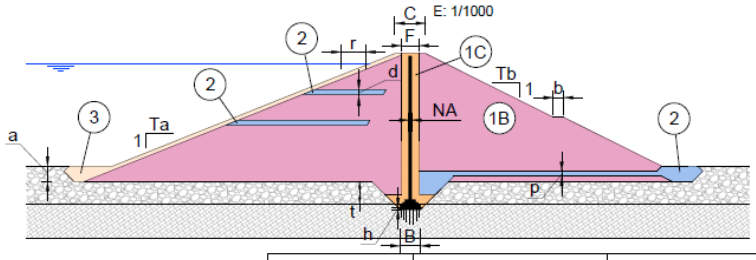
(2) FILTROS Y DRENES

(3) ENROCADO

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	POSIBLES VALORES
C	Ancho de coronación	6 m
Ta	Talud aguas arriba	2.5h/1v
Tb	Talud aguas abajo	2h/1v
b	Berma auxiliar	4 m
d	Drenes auxiliares	1 m
t	Profundidad de trinchera	5 m
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa
P	Dren de pie	1 m
r	Rip-rap	2.5 m
D	Dren brasileño	1/1.5 m
h	Losa de hormigón	0.40 m
a	Escarpe	2 m

- ***Solución 2: Presa de tierras con núcleo asfáltico (ACED (Asphalt Core Earthfill Dam) (ii.c.2)***

Figura 4-51-Sección tipo para presa de tierras con núcleo asfáltico.



PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	POSIBLES VALORES
C	Ancho de coronación	6 m
Ta	Talud aguas arriba	2.5h/1v
Tb	Talud aguas abajo	2h/1v
b	Berma auxiliar	4 m
d	Drenes auxiliares	1 m
t	Profundidad de trinchera	5 m
B	Ancho de base	4 m
P	Dren de pie	1 m
r	Rip-rap	2.5 m
h	Losa de hormigón	0.40 m
a	Escarpe	2 m
NA	Núcleo asfáltico	0.50 m
F	Filtros	1.50 m x 2

(1A) MATERIAL IMPERMEABLE
(1B) MATERIAL SEMIPERMEABLE
(1C) NÚCLEO ASFÁLTICO
(2) FILTROS Y DRENES
(3) ENROCADO

Ya se citó en el informe nº1 que las condiciones de la capa subyacente habrían de ser estudiadas mediante sondeos para confirmar la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina de inyecciones. Esta consideración es aplicable a ambas soluciones variantes. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría con esta capa mediante una capa de hormigón no erosionable que sirva de enlace y permita la ejecución de las inyecciones con un mínimo de presión sin dañar los materiales cohesivos constituyentes del cuerpo de presa.

Se considera vital:

- la cuantificación de los espesores de los materiales aluviales a lo largo de la traza de la presa
- la determinación de las características del material "in situ", como densidad, impermeabilidad, inyectabilidad y composición.
- descartar la presencia de arcillas dispersivas en su matriz
- Localizar el horizonte o techo de las areniscas en toda la angostura
- Confirmar la potencia de las areniscas
- Descartar vías de fuga clara del embalse por formaciones subyacentes al cuaternario.

Las condiciones de la capa aluvial subyacente previsiblemente más consolidada, han de ser estudiadas para confirmar la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina de inyecciones. En principio parece más conveniente, de aparecer a profundidades razonables, alcanzar el techo de las areniscas. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría

con esta capa mediante una capa de hormigón no erosionable que sirva de enlace y permita la ejecución de las inyecciones con un mínimo de presión sin dañar los materiales cohesivos constituyentes del cuerpo de presa.

4.1.3.2.2. Elementos de desagüe

La presa de Quilmo ha de disponer de diversos órganos de desagüe a saber:

- Desvío del río durante la construcción
- Aliviaderos para crecidas
- Desagües de fondo
- Tomas para riego
- Posible toma para aprovechamiento hidroeléctrico.

Para presas pequeñas, como la que nos ocupa, es de gran interés aprovechar las sinergias entre estos elementos, a fin de diseñarlos de la forma más eficiente y económica, sin perder de vista la funcionalidad y la seguridad.

En el estado de avance de los trabajos, se ha considerado como datos de partida los de los antecedentes hidrológicos, si bien, para las soluciones seleccionadas habrá que revisar las propuestas con los resultados de los estudios hidrológicos, fundamentalmente de crecidas.

Dada la altura moderada de la presa, así como el tamaño limitado de la cuenca vertiente y por tanto de los caudales de diseño, cabe combinar en una única estructura el propio desvío del río y el vertedero de crecidas ordinarias al menos.

La propuesta, en este nivel de desarrollo de los estudios consiste en la creación de una trinchera donde se alojaría primero una estructura hidráulica con funciones de desvío del río para después desdoblar, en su parte inferior los desagües de fondo y las tomas para aprovechamiento de regadíos y posiblemente, solo posiblemente, hidroeléctrico.

Sobre estos elementos, alojados en la parte inferior de la estructura, se situaría un aliviadero.

La condición para que esta propuesta sea viable es doble:

a) Una altura moderada que permita concebir una estructura desde niveles próximos al cauce, para que pueda desempeñar funciones de desvío durante la construcción, hasta la coronación.
b) Un anchura razonable para que exista espacio para una sección crítica hidráulica que garantice el paso del caudal de crecida erogado sin costes elevados.

La citada estructura se ejecutaría en las primeras etapas de la construcción, antes de comenzar los rellenos del muro de presa. En esta primera etapa consiste en una trinchera confinada por dos muros de concreto partiendo de una solera a una cota próxima al cauce por la que circulará el río una vez desviado mediante una pequeña ataguía.

En el centro (eje) de la estructura, un tajamar separador, permitirá aislar alternativamente la mitad de la sección para la instalación definitiva de conductos de desagües, tomas, etc..

Sobre este doble canal, la solera del aliviadero, situada a una cota que garantice la existencia de las condiciones de calado crítico en el perfil de eje de presa, cubrirá ambos canales que quedan como orificios de desvío para después ser reconvertidos en desagües y tomas u obras de entrega.

El nivel de embalse normal, se establece mediante un umbral de vertedero en pico de pato simple, como un vertedero lateral con ambos lados habilitados para el vertido.

Para un caudal de diseño de 295 m3/seg, dato obtenido de los estudios mencionados en los antecedentes, se propone una longitud de vertido de 30 metros (dos lados enfrentados de 15 m) con 3 metros de altura de carga.

Para una anchura interior de la estructura de 10 m, se obtiene el caudal crítico de 295 m3/seg para las siguientes condiciones:

$$H_{CRIT} = 5.85 \text{ m } Y_{CRIT} = 2/3*H_{CRIT} = 3.90 \text{ m } V_{CRIT} = 7.58 \text{ m/seg}$$

Con lo que bastaría que la cota superior de la solera estuviera 5.85 m por debajo del nivel máximo en avenidas para asegurar que la sección es capaz de evacuar el caudal.

Por otra parte para 30 m de longitud de vertido, atendiendo a la expresión:

$$Q = L.CD.H^{2/3}$$

Se obtiene para CD = 2.05 el caudal deseado para una H = 2.84 m y por lo tanto, adoptando una cota de umbral de vertido 3 m bajo el nivel máximo de avenidas, se garantiza la capacidad de vertido al pico de pato para el caudal citado. Para H = 3 m la longitud efectiva de vertido necesaria es de 13.85 m por lo que estas condiciones son las que permiten diseñar la estructura del vertedero a situar, al final de la construcción sobre la propia solera que cubre los conductos de desvío y desagües de fondo.

Se propone que a la salida aguas abajo de los desagües de fondo, se ubique la toma de riego como un injerto sobre el propio conducto de desagüe. Esta configuración los conductos harían las tres funciones:

- Durante la construcción como desvío del río, permitiendo incluso, de forma alternativa, la instalación de otros equipos a diseñar como blindajes, conductos o compuertas y sus elementos accesorios.
- Durante emergencias como desagüe de fondo para rebajar el nivel de embalse con suficiente celeridad e incluso para evacuación de sedimentos durante crecidas, siempre que se adopte una pauta de explotación adecuada al efecto.

- En época de estiaje, como suministro de las demandas de riego. El aprovechamiento hidroeléctrico, de ser económicamente viable, se llevaría a cabo, igualmente, desde el propio conducto citado, sin más que dotándolo del correspondiente grupo turboalternador. Si bien en la fase posterior del estudio se dictaminará esta circunstancia, creemos que es difícil que los caudales a manejar permitan un aprovechamiento rentable.

4.1.3.3. EMBALSE RÁNQUIL.

4.1.3.3.1. Consideraciones sobre la tipología

El análisis tipológico y el prediseño para el muro de la presa de Ránquil se basan en dos puntos fundamentales:

- Las condiciones geológico – geotécnicas de la angostura
- Las características de los materiales disponibles en el entorno

En un análisis tipológico general, para una presa de estas dimensiones, cabría plantearse tipologías como:

i. Presas de fábrica
   a) Presas de gravedad de concreto vibrado
   b) Presas de gravedad de concreto compactado con rodillo.
   c) Presas bóveda
   d) Presas de contrafuertes

ii. Presas de materiales sueltos
   a) Presas homogéneas
      1. Presas homogéneas puras
      2. Presas de material homogéneo y funcionalmente zonadas
   b) Presas de heterogéneas con impermeabilización térrea
      1. Con núcleo central
      2. Con núcleo aguas arriba
   c) Presas de heterogéneas con impermeabilización no térrea
      1. Presas con pantalla aguas arriba asfáltica o de concreto (CFRD-CFED: Concrete Face Rockfill Dam - Concrete Face Earthfill Dam)
      2. Presas con núcleo no térreo impermeable (ACRD-ACED (Asphalt Core Rockfill Dam - Asphalt Core Earthfill Dam)

iii. Presas mixtas

De las primeras hipótesis de estructura geológica, como de la prospección geofísica mencionada, se deduce que el sustrato de roca, de tipo granítico, se no encuentra a una profundidad razonable en comparación con la altura de la presa. Ello excluiría a priori soluciones de fábrica (i). En particular las de contrafuertes (i.d), hoy casi en desuso, son las mayores exigencias en cuanto a capacidad portante del sustrato de apoyo. Las bóvedas (i.c) con, además, exigencias geométricas que no se dan en este caso, deberían ser excluidas de partida.

Presas de gravedad, tanto en concreto vibrado convencional (i.a), como compactado con rodillo (i.b), requieren disponer de una cimentación adecuada, que en este caso podrían encontrarse pero con excavaciones desproporcionadas respecto a la altura, lo que no las hace recomendables en estas condiciones, salvo en proyectos de mayor envergadura donde este factor fuera menor en términos relativos. La gran longitud de presa en relación su altura permitiría plantear soluciones de presa mixta (iii) si la investigación del terreno revelara unas condiciones geotécnicas del sustrato a cotas más someras en una parte significativa de la traza. En ese caso, se podría diseñar las estructuras hidráulicas, como aliviaderos, desagües de fondo, tomas de riego y elementos de purga, en esa zona con mayor facilidad. Pero estas primeras prospecciones mediante geofísica de refracción confirman las impresiones de las visitas de campo de que el horizonte de roca granítica no alterada, con condiciones de cimentación adecuadas para una presa de fábrica, se encuentran a profundidades relativamente altas en comparación con la propia altura de la presa.

La cimentación de estas estructuras hidráulicas no exige que parte de la presa sea de fábrica, ya que la altura moderada de la presa permite la inserción de un elemento especial donde se alberguen estos dispositivos aunque esté flanqueado en ambos lados por diques de tierras, con sus correspondientes enlaces con las obras de fábrica.

Aun en el caso en que en una zona de la angostura se alcanzara el horizonte de roca sana a profundidades económicamente accesible, gran parte de la longitud del muro de presa sería de materiales sueltos, por lo que no se vislumbra la posibilidad de obtener ningún tipo de ventaja y sí dos desventajas: la primera, menores rendimientos de ejecución en cada una de las partes de menor volumen y por lo tanto, como segunda, un sobrecoste no justificado. Ello nos lleva a no recomendar la solución mixta (iii).

La discusión tipológica, por tanto, la centraremos en presas de materiales sueltos.

De las primeras observaciones “in situ” y de los resultados de la prospección geofísica de la angostura a que hemos hecho referencia, que confirma las primeras hipótesis de trabajo, si bien cuantificando con más detalle los espesores de materiales existentes, sobre la configuración del perfil geológico de la sección elegida, puede considerarse vigente el diagnóstico llevado a cabo para el primer informe. En el referido informe nº1 se propuso, como punto de partida, una sección tipo preliminar para la presa de Ránquil, que podría obedecer, siempre sometido a posteriores conclusiones del estudio e investigación del terreno más detallados y de los materiales existentes en el entorno, al siguiente esquema conceptual:

Figura 4-52. Sección tipo preliminar para la presa de Ránquil.

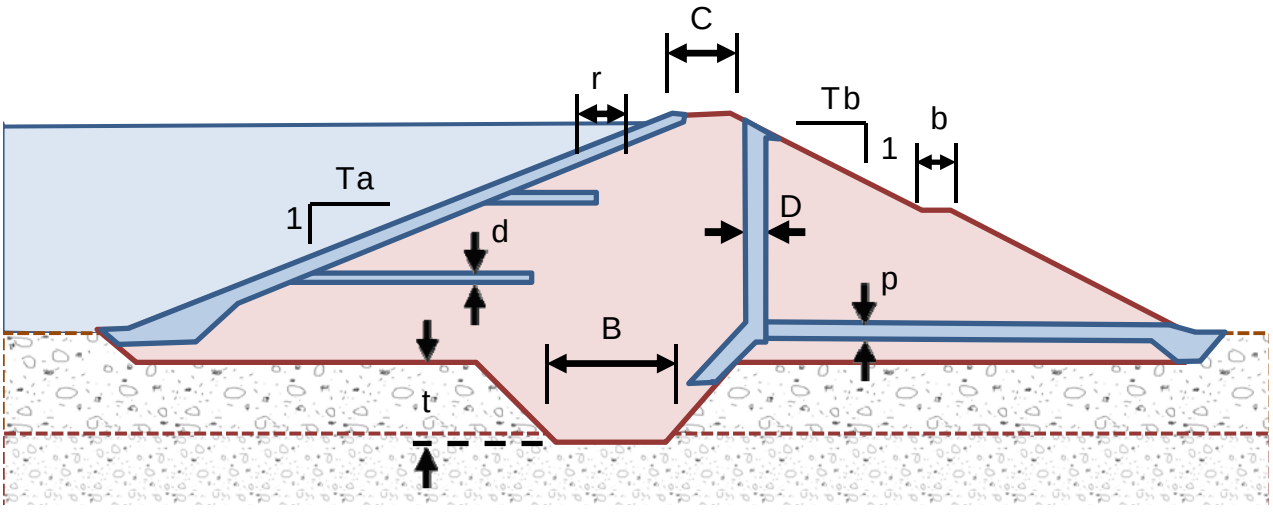


Figura 4-53. Parámetros del muro del embalse Ránquil.

Parámetro	Descripción	Posibles valores	Consideraciones
C	Ancho de Coronación	6 m	Posible anchura mayor si se desea tráfico público.
Ta	Talud de aguas arriba	3 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales. Desembalse rápido.
Tb	Talud de aguas abajo	2,5 h / 1v	Consecuencia del estudio sísmico, de materiales.
B	Berma auxiliar	4 m	Facilidad de construcción
D	Drenes auxiliares	1 m	Mejora drenaje construcción y desembalse rápido.
t	Profundidad de trinchera	Incógnita a determinar	Depende de alcanzar materiales menos alterados y de la profundidad desde donde se acomete (cimentación del resto del dique).
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa	Ancho efectivo del “núcleo virtual” impermeable
P	Dren de pie	1 m	Puede no extenderse a toda la planta (formación en “peine”).
r	Rip-rap	2.5 m	Anchura suficiente para su fácil ejecución.
D	Dren brasileño	1 / 1.5 m	Posible geotextil si no se cumplen condiciones de filtro

En cuanto a los materiales para la construcción del dique de la presa habrá que tener en cuenta los propios materiales locales, fácilmente accesibles, reduciendo al mínimo las cantidades a importar de mayores distancias. Es por ello que se inicia la concepción con una sección casi homogénea (ii.a.1 y ii.a.2), constituida por los materiales procedentes de la alteración de los

granitos subyacentes, descritos como jabres e incluso en zonas como arcillas con nódulos procedentes de la meteorización de rocas de composición granítica. Su descripción geotécnica, a obtener de los ensayos de identificación, se presume como suelos arcillosos. Hemos de otorgarles propiedades impermeables suficientes a efectos de estanqueidad pero dificultades en su tratamiento, control de humedad, colocación, etc… Como material para núcleo no han de descartarse.

Por otro lado, no se puede garantizar la disponibilidad de material de enrocado de calidad suficiente como para poder considerarse una escollera (rockfill), incluso tras el proceso de compactación en condiciones económicas de extracción. Los granitos subyacentes, que en algún nivel pudieran presentar condiciones, no afloran en las proximidades por lo que su extracción en profundidad sería realmente onerosa. Es por ello que las variantes de presas de materiales sueltos (ii) de escollera (rockfill) serían desechadas en el análisis, siempre que pueda concebirse otro tipo de solución que sea más favorable que la importación de material rocoso de otras áreas o su extracción compleja. Este transporte se recomienda sea reducido a pequeños volúmenes, siempre de carácter complementario, como drenes, filtros, etc.. y no propuesto para los principales constituyentes del cuerpo de presa, siempre por razones económicas. Descartaríamos las variantes de escollera en las tipologías heterogéneas y de impermeabilización no térrea (ii.b y ii.c).

Así pues, el material predominante, aunque con moderadas diferencias en sus características, ha de cumplir las funciones de resistencia e impermeabilidad simultáneamente.

La impermeabilidad de estos materiales, como hemos anticipado, aunque deberá ser objeto de ensayo en fases ulteriores, hace presumir que se permitiría su uso en un dique homogéneo desde el punto de vista volumétrico. Las presas totalmente homogéneas (ii.a.1) no son hoy en día adoptadas salvo en diques muy pequeños sin importancia. La inclusión de elementos complementarios, como se ha propuesto en el informe nº1 da lugar a un muro de presa de material predominantemente homogéneo que podría denominarse como presa homogénea funcionalmente zonada (ii.a.2). La facilidad de drenaje debe ser implementada la sección por medio de pequeños volúmenes, adecuadamente dispuestos en tongadas de materiales granulares limpios, con características de filtro y dren que doten a la sección de características específicas como:

- Mejores condiciones de estabilidad
- Facilidad de drenaje en desembalse rápido
- Reducción de zonas saturadas a embalse lleno
- Mejor comportamiento sísmico
- Facilidad de construcción

Estos materiales granulares son claves en la concepción del proyecto pese a representar pequeños volúmenes. No se han encontrado en las inmediaciones por lo que se sugiere su importación desde cauces como el Itata donde se aprecia abundancia de materiales granulares de buena calidad.

El mismo material, en su zona central, cumple la función de núcleo impermeable, mientras que en los espaldones, complementado por los drenes horizontales (aguas arriba) y de tipo brasileño

(aguas abajo) la función es resistente. En caso de identificar diferencia de características del material en diferentes empréstitos del vaso, se podría seleccionar los más impermeables para la zona central y los más drenantes para el espaldón aguas arriba y aguas abajo por ese orden.

Los drenes, que suponen una proporción baja de la sección, pueden importarse de zonas de acarreos fluviales a distancias razonables. Será parte del estudio de materiales a llevar a cabo en las fases subsiguientes.

Esta tipología de presa de material homogéneo y funcionalmente zonada (ii.a.2) será, una de las soluciones seleccionadas para su estudio más detallado y presupuesto, al margen de otras consideraciones relacionadas con la eficiencia del embalse.

Podría concebirse, a pesar de la impermeabilidad que adjudicamos a los amteriales disponibles en el propio vaso del embalse, estos no presentaran condiciones de estabilidad interna o bien por su falta de homogeneidad requirieran controles excesivos y selección compleja en la ejecución de las obras, cabría la adopción del material en su función puramente resistentes para confiar la impermeabilidad a otro elemento no terreo a introducir en al sección, es decir, se optaría por una alternativa de presa heterogénea con impermeabilización no térrea (ii.c). Como antes se ha razonado, las alternativas con enrocado CFRD y ACRD se descartarían por la ausencia de materiales en condiciones económicamente favorables en el entorno. Ello, sin embargo no descartaría las tipologías CFED (Concrete Face Earthfill Dam, ii.c.1) y ACED (Asphalt Core Earthfill Dam, ii.c.2) donde el enrocado es sustituido por materiales térreos no suficientemente impermeables.

Sin embargo, bajo los primeros metros de material procedente de la alteración de los granitos, no se aprecia un límite claro que pudiera identificarse como techo de un sustrato rocoso, sino, más bien, una evolución gradual y no homogénea hacia materiales cada vez más sanos al ganar profundidad.

Las soluciones no térreas citadas presentan el inconveniente de que bajo el plinto de enlace con el sustrato de apoyo rocoso, por su reducida dimensión, se establecen gradientes hidráulicos altos cuya imposición en materiales sin la competencia adecuada podría provocar la erosión interna o piping en el seno de la cimentación rodeando el plinto. La naturaleza de estos materiales en el cimiento impiden su inyectabilidad y la reducción efectiva de los gradientes, por lo que no se recomienda como solución prioritaria.

Es por esta razón por la que para la presa de Ránquil habría que desechar soluciones de presa de materiales sueltos con elemento impermeable no térreo (ii.c).

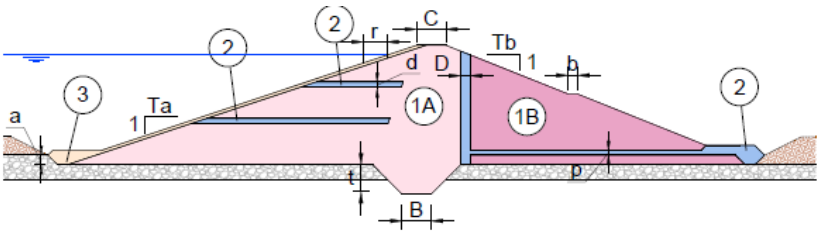
Se ha concebido, pues, una segunda solución con los mismos materiales que la solución 1 pero consistente en desplazar hacia aguas arriba los materiales más impermeables, aunque de la misma naturaleza que el resto, y establecer un núcleo inclinado aguas arriba, con el fin de reducir la masa saturada y la consiguiente mejora del comportamiento sísmico, si bien a costa de tender el talud y aumentar el volumen.

La disposición de los filtros y drenes en el seno de la sección convierte igualmente la presa en una presa de material homogéneo funcionalmente zonada (II.a.2).

Por ellos se proponen dos soluciones tipológicas a estudiar para la presa de Ránquil:

- Solución 1: Presa homogénea funcionalmente zonada (ii.a.2).

Figura 4-54. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada.

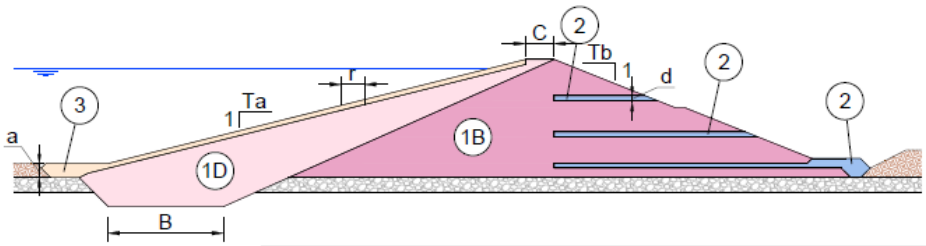


(1A) MATERIAL IMPERMEABLE
(1B) MATERIAL SEMIPERMEABLE
(2) FILTROS Y DRENES
(3) ENROCADO

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	POSIBLES VALORES
C	Ancho de coronación	6 m
Ta	Talud aguas arriba	3h/1v
Tb	Talud aguas abajo	2.5h/1v
b	Berma auxiliar	4 m
d	Drenes auxiliares	1 m
t	Profundidad de trinchera	5 m
B	Ancho de base	1/3 de la altura de presa
P	Dren de pie	1 m
r	Rip-rap	2.5 m
D	Dren brasileño	1/1.5 m
a	Escarpe	2 m

- Solución 2: Presa homogénea funcionalmente zonada con núcleo inclinado aguas arriba (ii.a.2).

Figura 4-55. Sección tipo para presa homogénea funcionalmente zonada con núcleo inclinado aguas arriba.



PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	POSIBLES VALORES
C	Ancho de coronación	6 m
Ta	Talud aguas arriba	3h/1v
Tb	Talud aguas abajo	2.5h/1v
b	Berma auxiliar	4 m
d	Drenes auxiliares	1 m
t	Profundidad de trinchera	5 m
B	Ancho de base	1/1.15 de la altura de presa
P	Dren de pie	1 m
r	Rip-rap	4.12 m
a	Escarpe	2 m

(1B) MATERIAL SEMIPERMEABLE
(1D) NÚCLEO ARCILLOSO
(2) FILTROS Y DRENES
(3) ENROCADO

Ya se citó en el informe nº1 que las condiciones de la capa subyacente habrían de ser estudiadas mediante sondeos para confirmar la posibilidad de constituir parte del cierre con la ayuda de una cortina de inyecciones. Esta consideración es aplicable a ambas soluciones variantes. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría con esta capa mediante una capa de hormigón no erosionable que sirva de enlace y permita la ejecución de las inyecciones con un mínimo de presión sin dañar los materiales cohesivos constituyentes del cuerpo de presa.

De la campaña geofísica de refracción llevada a cabo se confirma, no solo la necesidad de considerar el tratamiento de inyecciones para garantizar la estanqueidad de la angostura, sino la dificultad de garantizar que esas condiciones no se prolongan hacia la margen izquierda donde no se ha determinado un límite al aluvial. El cauce actual puede no ser más que uno de los posibles varios paleocauces inmersos en la terraza aluvial donde se ubica la angostura. Ello puede significar que, pese a que superficialmente pueda sugerir que la angostura elegida quedaría resuelta por un muro de presa, el cierre hidráulico real podría extenderse de forma impredecible hacia el margen izquierdo del estero y sin una acotación real de los costes.

Se considera vital:

- la determinación de las características del material “in situ”, como densidad, impermeabilidad, inyectabilidad y composición y su variabilidad en profundidad.
- descartar la presencia de arcillas dispersivas en su matriz

- confirmar la localización del horizonte o techo competente en todo el muro de la presa.
- descartar vías de fuga clara del embalse por formaciones suprayacentes.

Para ambas soluciones, la zona bajo el núcleo funcional, debe arraigar en un material con condiciones de estabilidad interna suficiente para soportar los gradientes hidráulicos. Es por ello que en previsión de que el horizonte rocoso se aleje demasiado de la superficie en alguna zona, se subraye la dificultar de una cortina de inyecciones en los materiales arcillosos ya que no sería una alternativa por la dificultad de su mejora vía inyecciones. En principio parece más conveniente, de aparecer a profundidades razonables, alcanzar el techo de niveles de competencia y estabilidad interna adecuadas. De ser así, la parte central del núcleo de la presa conectaría mediante la profundización de una generosa trinchera con estas capas no erosionables, en el caso de la solución nº1 y bajo el núcleo aguas arriba en el caso de la solución nº2..

4.1.3.3.2. Elementos de desagüe

La presa de Ránquil ha de disponer de diversos órganos de desagüe a saber:

- Desvío del río durante la construcción
- Aliviaderos para crecidas
- Desagües de fondo
- Tomas para riego
- Posible toma para aprovechamiento hidroeléctrico.

Para presas pequeñas, como la que nos ocupa, es de gran interés aprovechar las sinergias entre estos elementos, a fin de diseñarlos de la forma más eficiente y económica, sin perder de vista la funcionalidad y la seguridad.

En el estado de avance de los trabajos, se ha considerado como datos de partida los de los antecedentes hidrológicos, si bien, para las soluciones seleccionadas habrá que revisar las propuestas con los resultados de los estudios hidrológicos, fundamentalmente de crecidas.

Dada la altura moderada de la presa, así como el tamaño limitado de la cuenca vertiente y por tanto de los caudales de diseño, cabe combinar en una única estructura el propio desvío del río y el vertedero de crecidas ordinarias al menos.

La propuesta, en este nivel de desarrollo de los estudios consiste en la creación de una trinchera donde se alojaría primero una estructura hidráulica con funciones de desvío del río para después desdoblar, en su parte inferior los desagües de fondo y las tomas para aprovechamiento de regadíos y posiblemente, solo posiblemente, hidroeléctrico.

Sobre estos elementos, alojados en la parte inferior de la estructura, se situaría un aliviadero.

La condición para que esta propuesta sea viable es doble:

a) Una altura moderada que permita concebir una estructura desde niveles próximos al cauce, para que pueda desempeñar funciones de desvío durante la construcción, hasta la coronación.
b) Un anchura razonable para que exista espacio para una sección crítica hidráulica que garantice el paso del caudal de crecida erogado sin costes elevados.

La citada estructura se ejecutaría en las primeras etapas de la construcción, antes de comenzar los rellenos del muro de presa. En esta primera etapa consiste en una trinchera confinada por dos muros de concreto partiendo de una solera a una cota próxima al cauce por la que circulará el río una vez desviado mediante una pequeña ataguía.

En el centro (eje) de la estructura, un tajamar separador, permitirá aislar alternativamente la mitad de la sección para la instalación definitiva de conductos de desagües, tomas, etc..

Sobre este doble canal, la solera del aliviadero, situada a una cota que garantice la existencia de las condiciones de calado crítico en el perfil de eje de presa, cubrirá ambos canales que quedan como orificios de desvío para después ser reconvertidos en desagües y tomas u obras de entrega.

El nivel de embalse normal, se establece mediante un umbral de vertedero en pico de pato simple, como un vertedero lateral con ambos lados habilitados para el vertido.

Para un caudal de diseño de 250 m3/seg, como un punto de partida inicial, obtenido por similitud con los otros estudios, se propone una longitud de vertido de 30 metros (dos lados enfrentados de 15 m) con 3 metros de altura de carga.

Para una anchura interior de la estructura de 10 m, se obtiene el caudal crítico de 250 m3/seg para las siguientes condiciones:

$$H_{CRIT} = 5.25 \text{ m } Y_{CRIT} = 2/3*H_{CRIT} = 3.49 \text{ m } V_{CRIT} = 7.17 \text{ m/seg}$$

Con lo que bastaría que la cota superior de la solera estuviera 5.25 m por debajo del nivel máximo en avenidas para asegurar que la sección es capaz de evacuar el caudal.

Por otra parte para 30 m de longitud de vertido, atendiendo a la expresión:

$$Q = L.CD.H^{2/3}$$

Se obtiene para C_D = 2.05 el caudal deseado para una H = 2.84 m y por lo tanto, adoptando una cota de umbral de vertido 3 m bajo el nivel máximo de avenidas, se garantiza la capacidad de vertido al pico de pato para el caudal citado. Para H = 3 m la longitud efectiva de vertido necesaria es de 11.73 m por lo que estas condiciones son las que permiten diseñar la estructura del vertedero a situar, al final de la construcción sobre la propia solera que cubre los conductos de desvío y desagües de fondo.

Se propone que a la salida aguas abajo de los desagües de fondo, se ubique la toma de riego como un injerto sobre el propio conducto de desagüe. Esta configuración los conductos harían las tres funciones:

1. Durante la construcción como desvío del río, permitiendo incluso, de forma alternativa, la instalación de otros equipos a diseñar como blindajes, conductos o compuertas y sus elementos accesorios.
2. Durante emergencias como desagüe de fondo para rebajar el nivel de embalse con suficiente celeridad e incluso para evacuación de sedimentos durante crecidas, siempre que se adopte una pauta de explotación adecuada al efecto.
3. En época de estiaje, como suministro de las demandas de riego. El aprovechamiento hidroeléctrico, de ser económicamente viable, se llevaría a cabo, igualmente, desde el propio conducto citado, sin más que dotándolo del correspondiente grupo turboalternador. Si bien en la fase posterior del estudio se dictaminará esta circunstancia, creemos que es difícil que los caudales a manejar permitan un aprovechamiento rentable.

4.1.3.4. ALTERNATIVAS DE DISEÑO DE CANALES

Las alternativas propuestas para el diseño de los canales de riego dependió de las dos posibles alturas de toma de agua del canal matriz respecto de la salida al pie del embalse. Con objeto de evaluar los márgenes de superficie regable, se diseñaron dos redes de riego a distintas alturas de cabecera, las cuales propiciaron las siguientes áreas regables netas, las cuales se pueden analizar en las siguientes tablas.

Tabla 4-36. Superficies potencialmente regables en la zona del Embalse Changaral

ALTERNATIVA 1. COTA DE SALIDA 120m		ALTERNATIVA 2.COTA DE SALIDA 120m	
ÁREA REGABLE	**SUP (Ha)**	**ÁREA REGABLE**	**SUP (Ha)**
TOTAL CULTIVADO (sin bosque nativo)	386,18	TOTAL CULTIVADO (sin bosque nativo)	592,54
TOTAL PREDIOS (+ bosque nativo)	415,25	TOTAL PREDIOS (+ bosque nativo)	637,14
TOTAL AREA (+ caminos, y zonas no regables)	437,10	TOTAL AREA (+ caminos, y zonas no regables)	680,00

Tabla 4-37. Superficies potencialmente regables en la zona del Embalse Quilmo

ALTERNATIVA 1. COTA DE SALIDA 90m		ALTERNATIV 2.COTA DE SALIDA 92,5m	
ÁREA REGABLE	**SUP (Ha)**	**ÁREA REGABLE**	**SUP (Ha)**
TOTAL CULTIVADO (sin bosque nativo)	808,26	TOTAL CULTIVADO (sin bosque nativo)	947,96
TOTAL PREDIOS (+ bosque nativo)	918,48	TOTAL PREDIOS (+ bosque nativo)	1.077,23
TOTAL AREA (+ caminos, y zonas no regables)	1.034,32	TOTAL AREA (+ caminos, y zonas no regables)	1.171,27

Tabla 4-38. Superficies potencialmente regables en la zona del Embalse Ránquil

ALTERNATIVA 1. COTA DE SALIDA 65m		ALTERNATIV 2.COTA DE SALIDA 67,5m	
ÁREA REGABLE	**SUP (Ha)**	**ÁREA REGABLE**	**SUP (Ha)**
TOTAL CULTIVADO (sin bosque nativo)	614,95	TOTAL CULTIVADO (sin bosque nativo)	698,24
TOTAL PREDIOS (+ bosque nativo)	831,01	TOTAL PREDIOS (+ bosque nativo)	943,57
TOTAL AREA (+ caminos, y zonas no regables)	890,74	TOTAL AREA (+ caminos, y zonas no regables)	1.003,46

4.2. VALORACIÓN PRELIMINAR DE LAS PRESAS

4.2.1. INTRODUCCIÓN

Como se ha indicado en el apartado de definición preliminar de alternativas y en la descripción de la metodología de cálculo de regulación de los embalses, para cada uno de ellos se han planteado 2 tipologías de muro y 2 volúmenes de almacenamiento distintos en función de la cota de la toma de riego, que incluyen el volumen muerto del embalse como consecuencia de la acumulación de los sedimentos durante la vida útil del mismo (50 años).

4.2.1.1. GEOMETRÍA DE LAS ALTERNATIVAS

Para cada alternativa se ha determinado la cota del umbral del vertedero que permite ser capaz de almacenar el volumen necesario que permita el riego de la máxima superficie posible con una seguridad de riego del 85%.

La cota de coronación del muro se ha obtenido como suma de la cota del umbral del vertedero más una altura constante para todas las presas de **5,00 metros**. Esta altura es el resultado de la suma de los siguientes conceptos:

- Evacuación de avenidas extraordinarias: Altura de la lámina de agua sobre el vertedero se ha estimado que no supera los 3,00 metros.
- Asentamiento diferido en el tiempo de la presa.
- Altura de oleaje.

La cota de la **toma del embalse** también ha sido una variable a tener en cuenta en la propuesta de las alternativas. Para su diseño se ha establecido que siempre se encuentre 2,00 metros por encima de la cota actual del río, teniendo en cuenta así el volumen muerto del embalse. En función de la cota propuesta se obtienen distintas superficies de riego localizadas aguas abajo del muro. Si la salida de la conducción para riego se eleva la superficie potencialmente regable aumenta, pero por otra parte, el volumen útil de embalse para riego se reduce.

Se plantean para todos los emplazamientos la ejecución de **presas de materiales sueltos** pero de diversas tipologías para cada uno de los embalses estudiados, según se ha descrito en los apartados anteriores.

Tabla 4-39. Tipología de muros de embalse propuestos

Embalses	Presas de Materiales sueltos		
	Presa homogénea funcionalmente zonada	Presa de tierras con núcleo asfáltico (ACED)	Presa homogénea funcionalmente zonada con núcleo inclinado aguas arriba
Changaral	X	X	
Quilmo	X	X	
Ránquil	X		X

En el apartado anterior se ha descrito con detalle cada una de las tipologías de muros y se ha parametrizado para cada una de ellas las dimensiones, elementos singulares, etc, en función de su altura (entendida como diferencia entre la cota de coronamiento y el lecho del estero).

- **Embalse Changaral**

Tabla 4-40. Datos alternativas propuestas embalse Changaral

Alternativa	Cota Coronación (msnm)	Altura Presa H (m)	Cota Toma (msnm)	Tipología Muro
1	127,40	11,40	120,00	Materiales Homogénea
2	129,52	13,52	122,00	Materiales Homogénea
3	127,40	11,40	120,00	Materiales Núcleo Asfáltico
4	129,52	13,52	122,00	Materiales Núcleo Asfáltico

- **Embalse Quilmo**

Tabla 4-41. Datos alternativas propuestas embalse Quilmo

Alternativa	Cota Coronación (msnm)	Altura Presa H (m)	Cota Toma (msnm)	Tipología Muro
1	101,90	13,90	90,00	Materiales Homogénea
2	103,90	15,90	92,50	Materiales Homogénea
3	101,90	13,90	90,00	Materiales Núcleo Asfáltico
4	103,90	15,90	92,50	Materiales Núcleo Asfáltico

- **Embalse Ránquil**

Tabla 4-42. Datos alternativas propuestas embalse Ránquil

Alternativa	Cota Coronación (msnm)	Altura Presa H (m)	Cota Toma (msnm)	Tipología Muro
1	77,50	15,10	65,00	Materiales Homogénea
2	79,30	16,90	67,50	Materiales Homogénea
3	77,50	15,10	65,00	Mat. Núcelo inclinado aguas arriba
4	79,30	16,90	67,50	Mat. Núcelo inclinado aguas arriba

4.2.1.2. VOLÚMENES DE RELLENOS DE LAS ALTERNATIVAS

- **Embalse Changaral**

Tabla 4-43. Volúmenes de rellenos embalse Changaral

Alternativa	Volumen Muro (Hm3)
1	0,079
2	0,113
3	0,077
4	0,110

- **Embalse Quilmo**

Tabla 4-44. Volúmenes de rellenos embalse Quilmo

Alternativa	Volumen Muro (m3)
1	0,113
2	0,186
3	0,110
4	0,182

- **Embalse Ránquil**

Tabla 4-45. Volúmenes de rellenos embalse Ránquil

Alternativa	Volumen Muro (m3)
1	0,124
2	0,198
3	0,152
4	0,242

4.2.1.3. COSTOS DE CADA UNA DE LAS ALTERNATIVAS DE PRESAS

Tomando como base los precios de proyectos similares y los incluidos en los perfiles elaborado por la CNR, actualizados mediante el incremento del IPC interanual, se ha elaborado un presupuesto para determinar los costos directos de ejecución de las presas incluyendo el importe de los canales de distribución. En el **Anexo A.1.18** del presente informe se adjuntan las mediciones y los presupuestos de cada alternativa, así como las mediciones auxiliares que han servido de base para poder medir las alternativas.

- **Embalse Changaral**

Tabla 4-46. Costo privado de cada alternativa de embalse Changaral

Alternativa	Costo privado alternativa ($)
1	6.040.023.288
2	7.127.422.039
3	6.544.899.906
4	7.787.924.317

Tabla 4-47. Costo social de cada alternativa de embalse Changaral

Alternativa	Costo social alternativa ($)
1	5.868.780.036
2	6.935.237.076
3	6.364.248.479
4	7.583.209.219

- **Embalse Quilmo**

Tabla 4-48. Costo privado de cada alternativa de embalse Quilmo

Alternativa	Costo privado alternativa ($)
1	7.037.636.824
2	8.307.052.622
3	7.972.139.569
4	9.287.562.096

Tabla 4-49. Costo social de cada alternativa de embalse Quilmo

Alternativa	Costo social alternativa ($)
1	6.807.975.872
2	8.060.185.189
3	7.725.982.785
4	9.021.901.272

- **Embalse Ránquil**

Tabla 4-50. Costo privado de cada alternativa de embalse Ránquil

Alternativa	Costo privado alternativa ($)
1	9.120.460.989
2	10.387.851.300
3	9.676.281.978
4	11.270.822.363

Tabla 4-51. Costo social de cada alternativa de embalse Ránquil

Alternativa	Costo social alternativa ($)
1	8.849.329.849
2	10.101.820.931
3	9.401.940.278
4	10.979.691.734

4.2.2. RATIOS VOLUMEN AGUA EMBALSADA VS VOLUMEN MURO

A partir de los volúmenes de cada alternativa se obtienen las relaciones entre los volúmenes de relleno de los muros y los volúmenes embalsados. A mayor valor de este ratio, mayor eficiente es el muro.

Del análisis de los resultados obtenidos se observa que teniendo en cuenta únicamente este ratio, el embalse de Changaral presenta los mejores valores pues con poco volumen de muro se consiguen grandes volúmenes de agua a embalsar. Los ratios para Quilmo son también muy buenos pues superan para todas las alternativas el valor de 50 Hm^3/Ha. Los correspondientes a Ránquil son los peores de los 3 embalses pero están también por encima de los 20 Hm^3/Ha, que es un valor muy aceptable.

- **Embalse Changaral**

Tabla 4-52. Volúmenes embalsados – Volúmenes rellenos muro embalse Changaral

Alternativa	Volumen Agua / Volumen Muro
1	152,17
2	272,69
3	154,97
4	277,71

- **Embalse Quilmo**

Tabla 4-53. Volúmenes embalsados – Volúmenes rellenos muro embalse Quilmo

Alternativa	Volumen Agua / Volumen Muro
1	61,72
2	54,96
3	63,08
4	56,13

- **Embalse Ránquil**

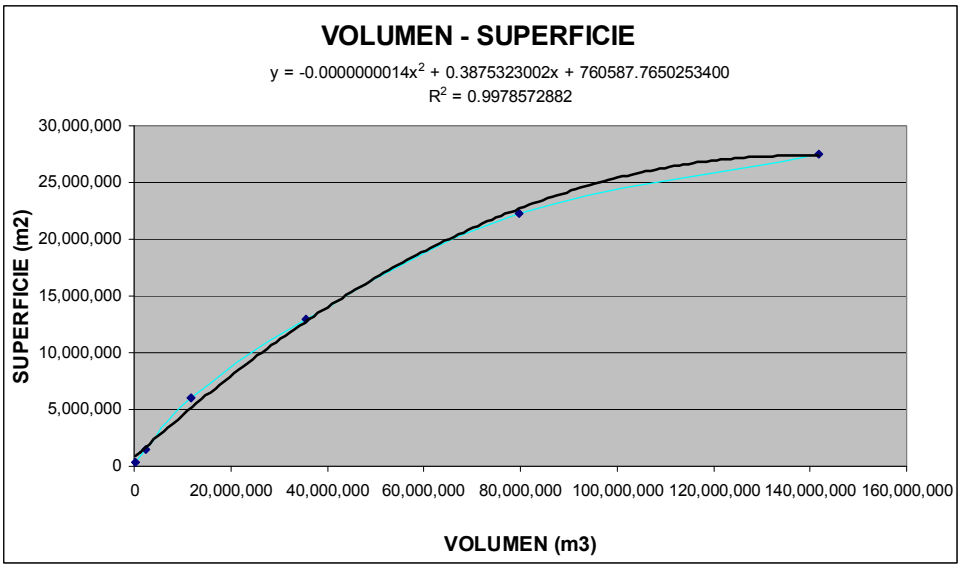
Tabla 4-54. Volúmenes embalsados – Volúmenes rellenos muro embalse Ránquil

Alternativa	Volumen Agua / Volumen Muro
1	29,49
2	26,20
3	24,10
4	21,41

4.2.3. RATIOS VOLUMEN AGUA EMBALSADA VS ÁREA INUNDADA

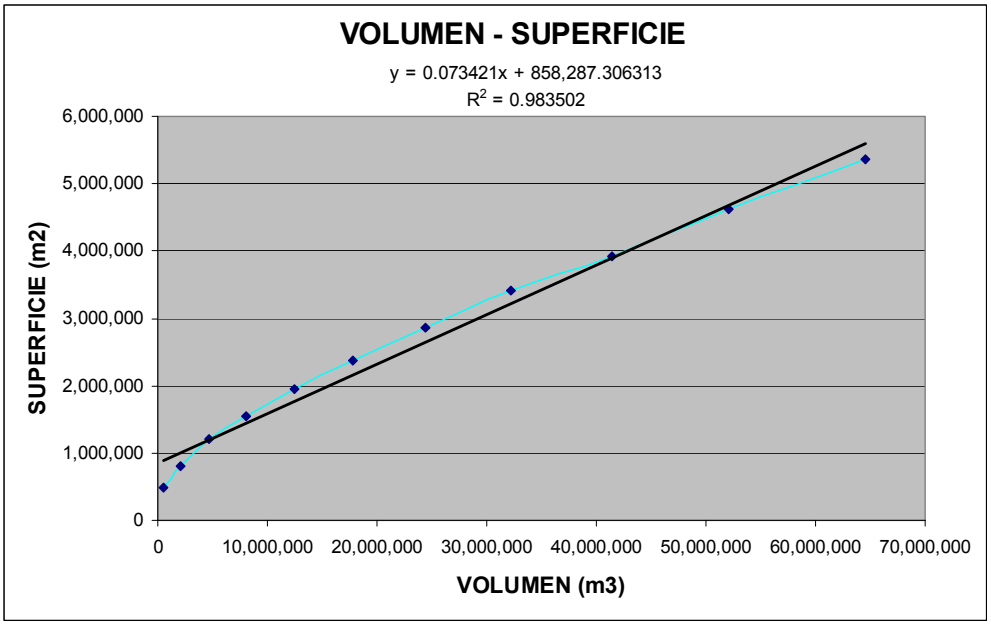
- **Embalse Changaral**

Figura 4-56.Curvas Volumen almacenado – Superficie inundada Embalse Estero Changaral.



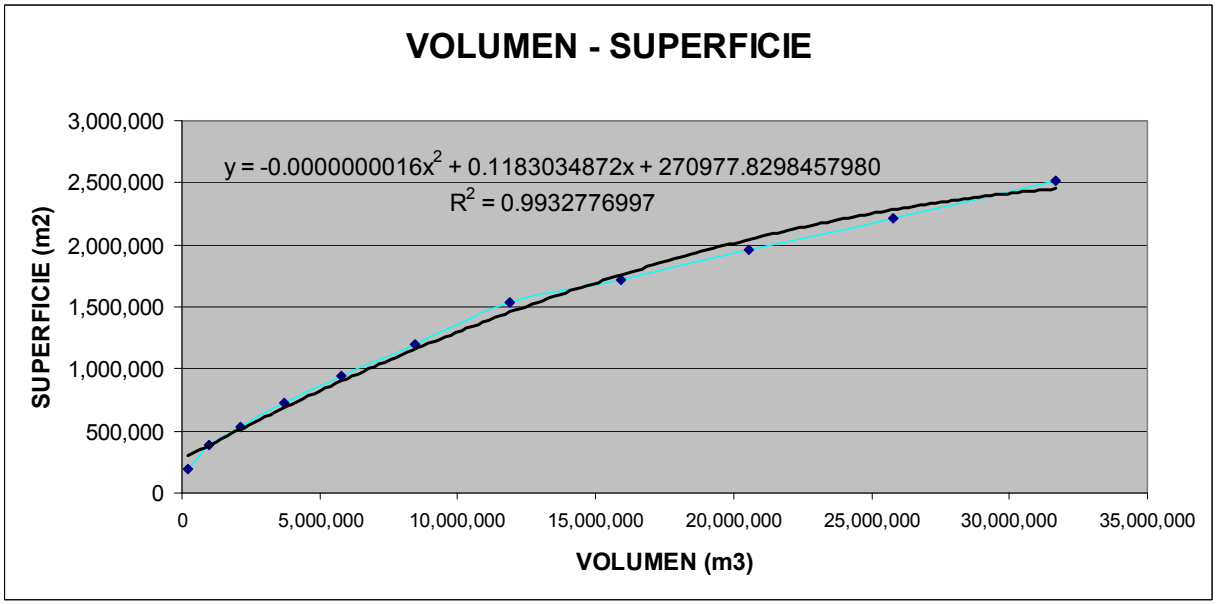
- **Embalse Quilmo**

Figura 4-57. Curvas Volumen almacenado – Superficie inundada Embalse Estero Quilmo



- **Embalse Ránquil**

Figura 4-58. Curvas Volumen almacenado – Superficie inundada Embalse Estero Ránquil



4.2.4. RATIOS COSTOS DIRECTOS EJECUCIÓN ALTERNATIVAS VS SUPERFICIE REGABLE

- **Embalse Changaral**

Tabla 4-55. Costos privados alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Changaral

Alternativa	Costo privado alternativa ($) / Superf. Regable (ha)
1	15.640.435
2	**12.028.592**
3	16.947.796
4	13.143.289

Tabla 4-56. Costos sociales alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Changaral

Alternativa	Costo social alternativa ($) / Superf. Regable (ha)
1	15.197.007
2	11.704.251
3	16.480.005
4	12.797.801

- **Embalse Quilmo**

Tabla 4-57. Costos privados alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Quilmo

Alternativa	Costo privado alternativa ($) / Superf. Regable (ha)
1	**8.707.145**
2	8.763.083
3	9.863.336
4	9.797.420

Tabla 4-58. Costos sociales alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Quilmo

Alternativa	Costo social alternativa ($) / Superf. Regable (ha)
1	8.423.002
2	8.502.664
3	9.558.784
4	9.517.175

- **Embalse Ránquil**

Tabla 4-59. Costos privados alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Ránquil

Alternativa	Costo privado alternativa ($) / Superf. Regable (ha)
1	**14.831.224**
2	14.877.193
3	15.735.071
4	16.141.760

Tabla 4-60. Costos sociales alternativas ($) – Superficie regable (ha) embalse Ránquil

Alternativa	Costo social alternativa ($) / Superf. Regable (ha)
1	14.390.324
2	14.467.548
3	15.288.951
4	15.724.811

4.2.5. COMPARATIVA DEMANDA VS OFERTA HÍDRICA

4.2.6. INTRODUCCIÓN

En este apartado se incluyen las curvas de oferta y demanda asociadas a cada embalse.

Se ha considerado, para la obtención de la oferta de caudal, un año promedio y un año seco, correspondiente a aquel año de valor medio anual de caudal con una probabilidad del 85% de ser superado.

Los valores medios de caudales anuales, para definir el año medio obtienen a partir de los datos de las series fluviométricas consideradas en cada embalse, indicadas anteriormente, completadas y extendidas.

4.2.6.1. DEFINICIÓN DEL AÑO SECO

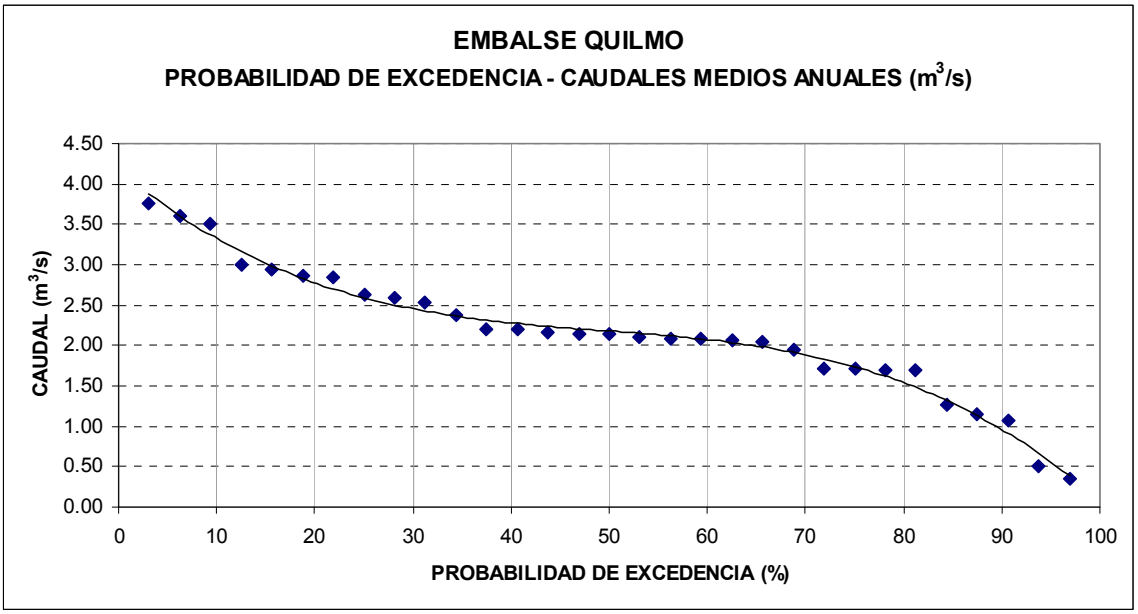
Para obtener el año seco se ha realizado un análisis estadístico de los valores de cada estación fluviométrica, considerando como año seco aquel cuyo valor de caudal medio anual tiene una probabilidad del 85% de ser superado.

Para calcular el año seco se han considerado los datos de la serie histórico fluviométrica completada y extendida en cada caso y se ha empleado la metodología de Weibull para obtener la probabilidad de excedencia asociada a cada valor de la serie, a partir de los valores medios anuales.

En las gráficas siguientes se muestra la representación de los valores e probabilidad de excedencia en abscisas frente a caudales medios en ordenadas y el valor de caudal medio anual correspondiente al año seco, con una probabilidad asociada del 85%, para cada uno de los embalses.

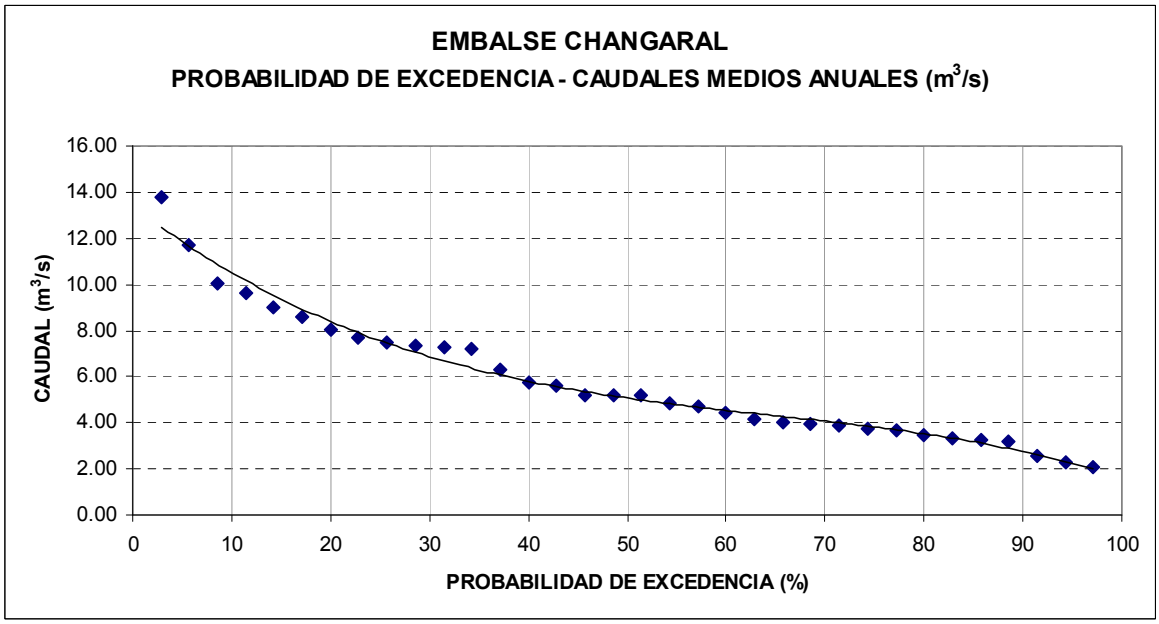
En cada embalse del análisis estadístico realizado, se ha obtenido el año seco de los correspondientes a la serie histórica. Se han tomado los valores mensuales asociados al año seco obtenido para la obtención de la oferta de caudal en un año seco. Se considera, por tanto la serie histórica, tomando como año seco el año de la serie correspondiente a la probabilidad del 85 % de excedencia. Puesto que el año 85% exactamente no se da en ningunos de los tres casos de datos, se ha considerado para los cálculos el año más próximo a este valor, siendo en cada caso:

Figura 4-59. Embalse Quilmo. Probabilidad de excedencia caudales medios anuales.



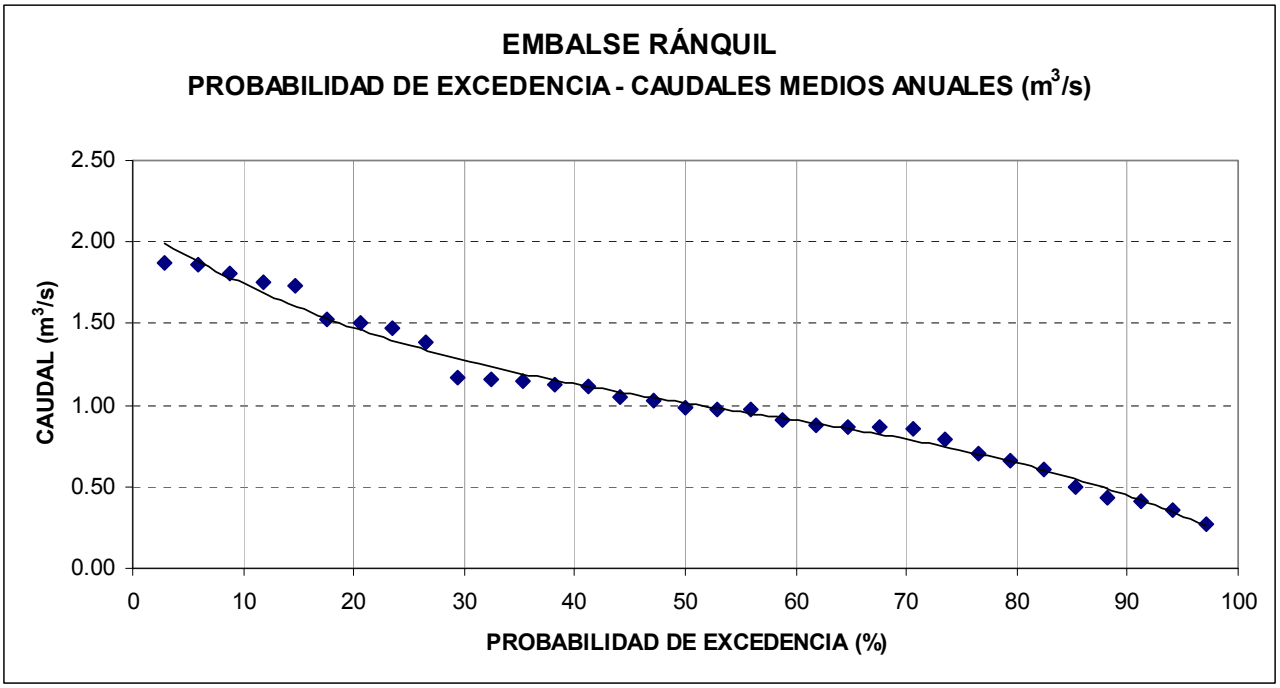
Q (85%) =	1.25 m^3/s

Figura 4-60. Embalse Changaral. Probabilidad de excedencia caudales medios anuales.



Q (85%) =	3.30 m^3/s

Figura 4-61. Embalse Ránquil. Probabilidad de excedencia caudales medios anuales.



Q (85%) =	0.51 m^3/s

4.2.6.2. GRÁFICAS OFERTA - DEMANDA

A continuación se incluyen las figuras correspondientes a la representación de los volúmenes disponibles en cada mes frente a los volúmenes demandados en millones de m^3.

Se incluyen dos gráficas asociadas a cada embalse, por una parte la representación del año promedio, en el que la oferta de volúmenes mensuales corresponde al promedio de cada mes de toda la serie histórica disponible considerada. Por otra parte, se ha tomado un año denominado seco correspondiente a un valor medio de caudal anual con una probabilidad del 85% de ser superado.

- **Embalse Changaral – Año promedio**

Figura 4-62. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 120.00 msnm. Año promedio

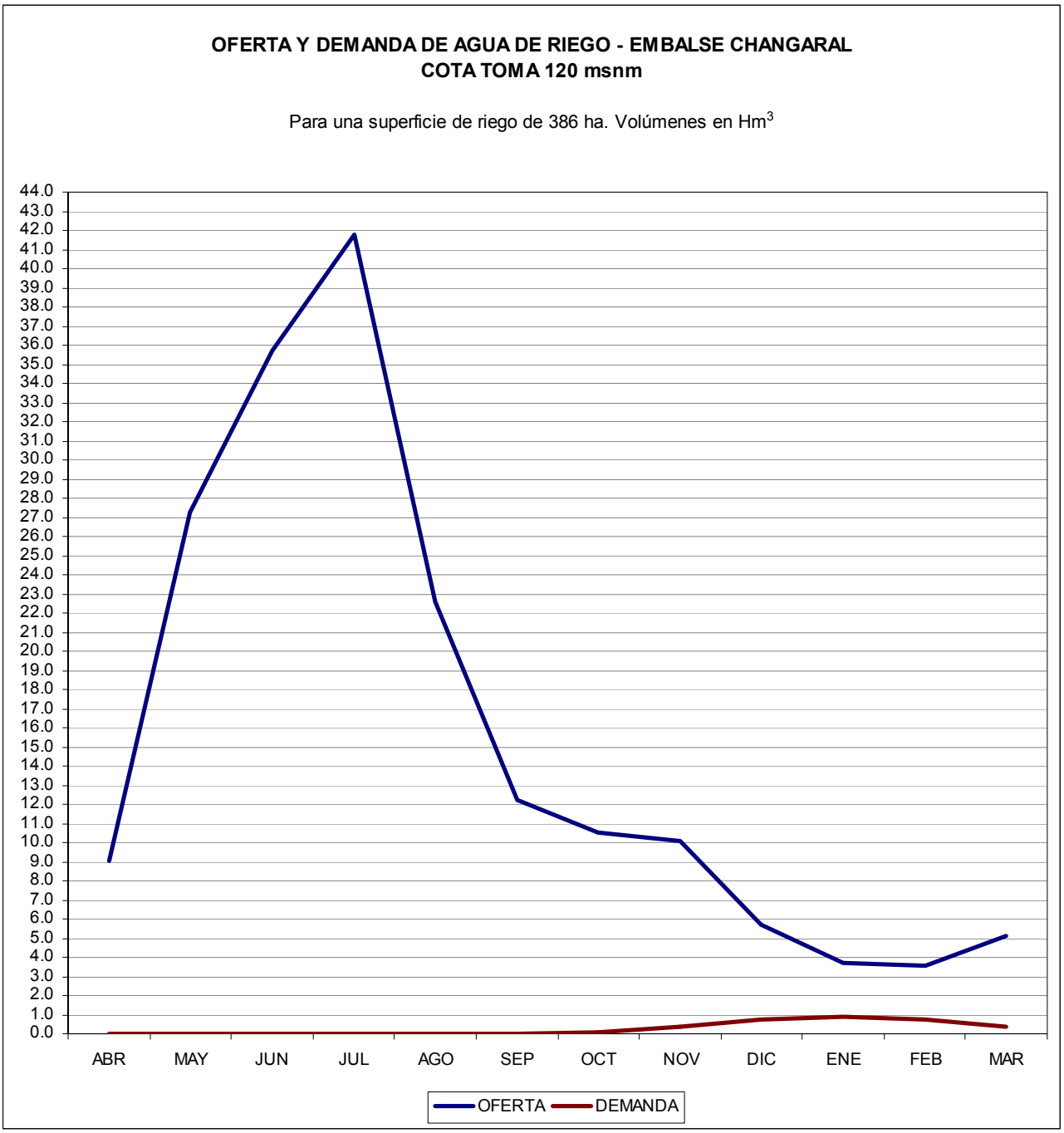
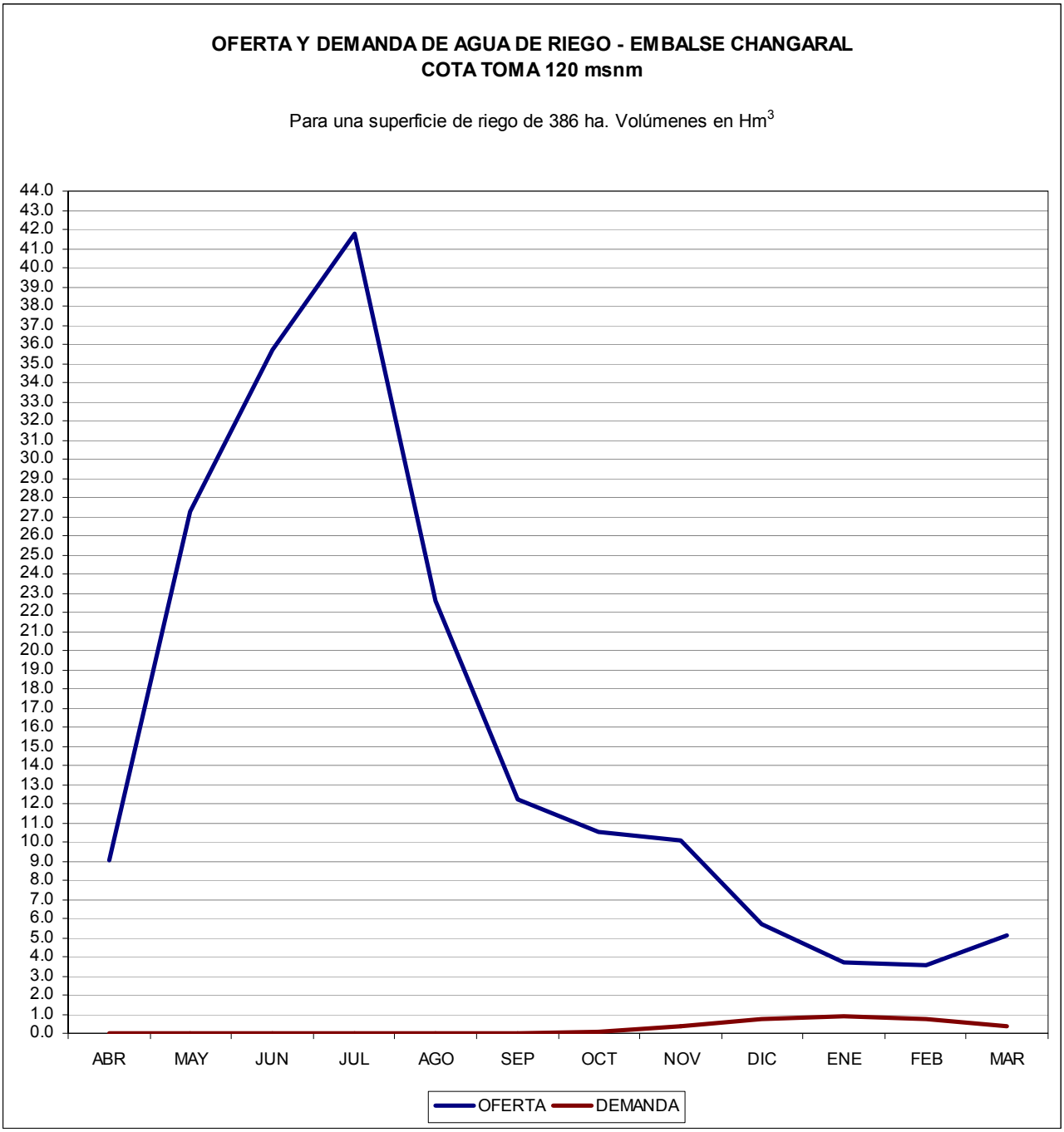


Figura 4-63. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 122.00 msnm



- **Embalse Changaral – Año seco**

Figura 4-64. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 120.00 msnm. Año seco.

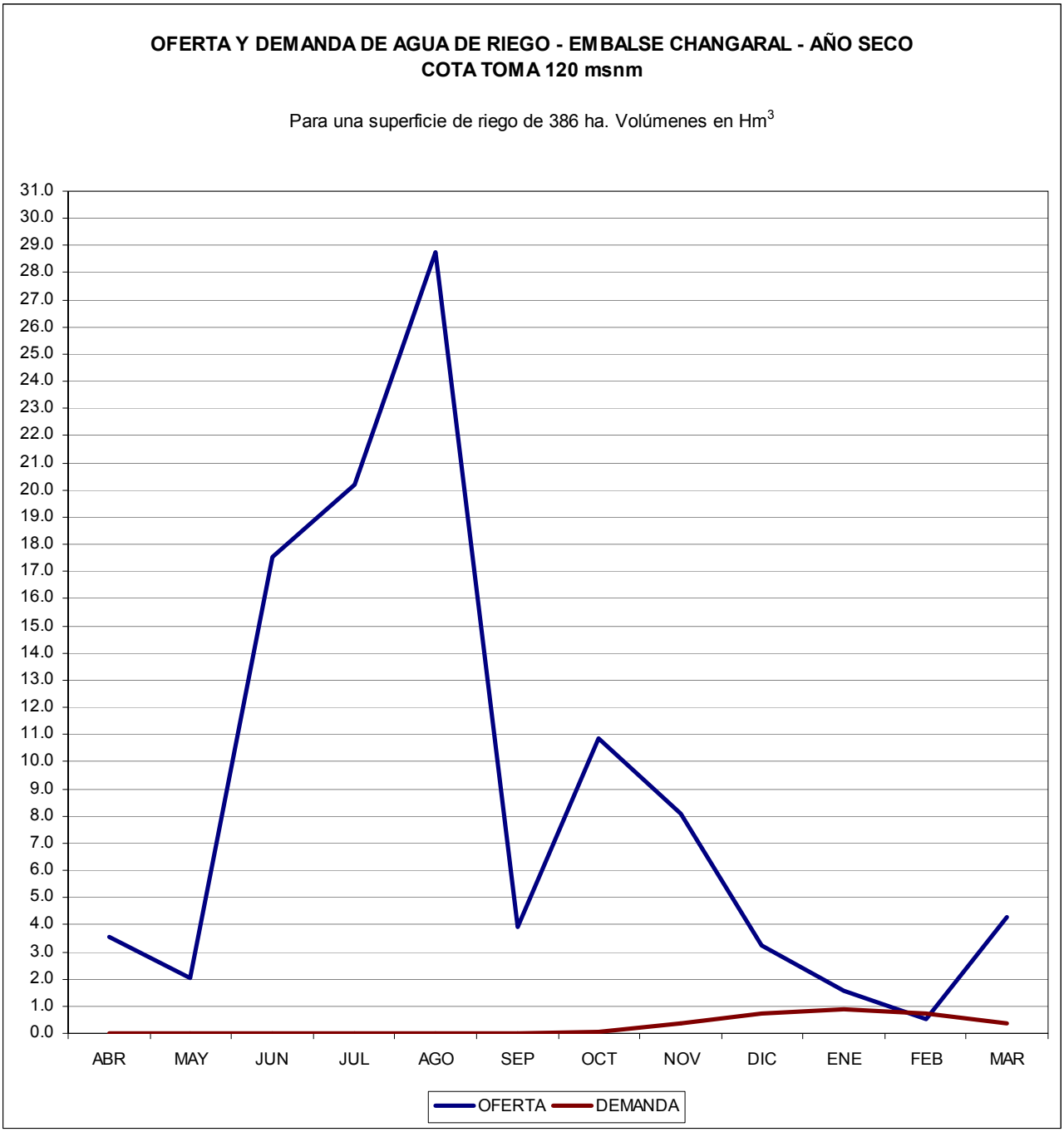
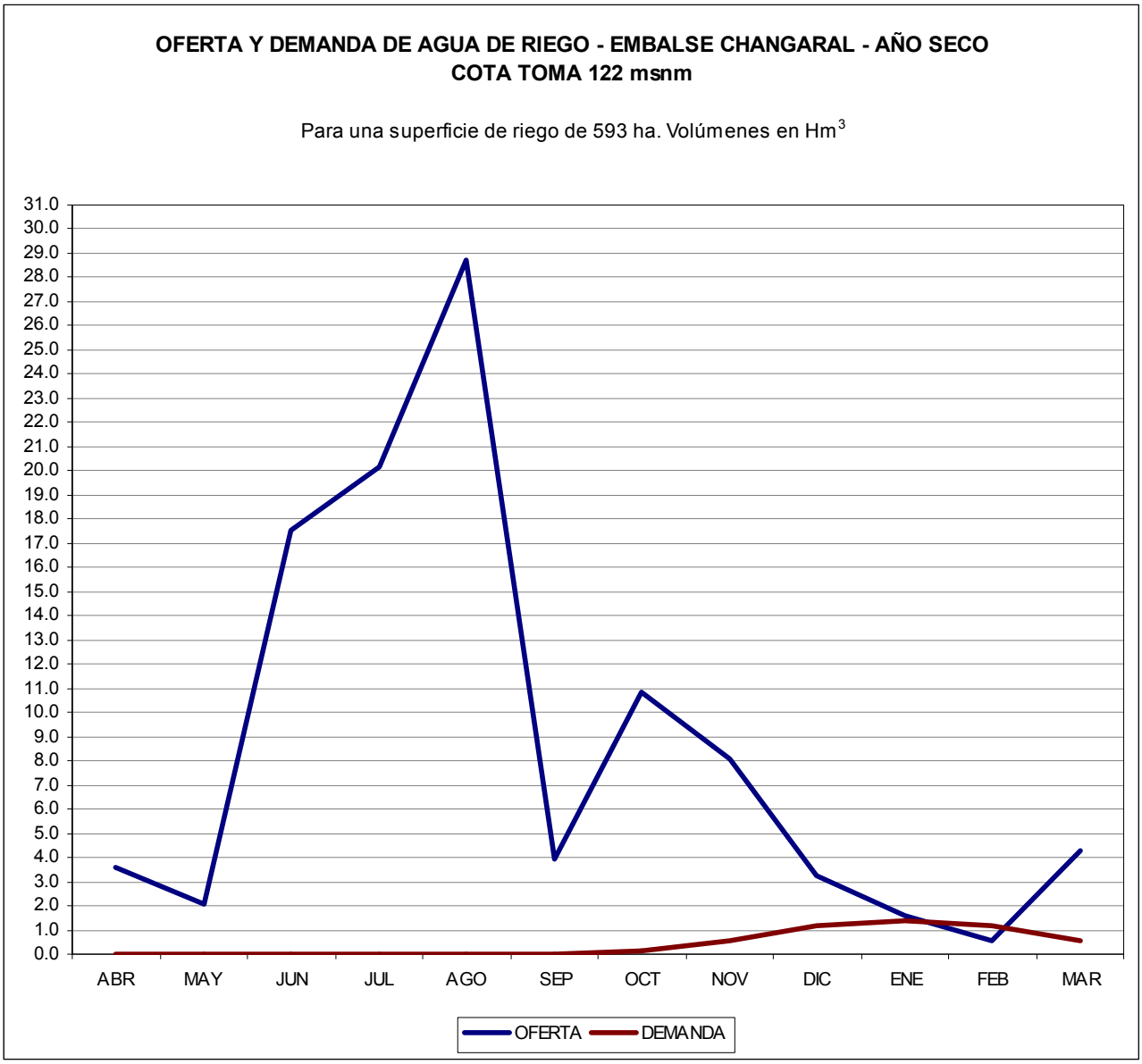


Figura 4-65. Oferta y demanda de agua de riego embalse Changaral. Cota Toma 122.00 msnm. Año seco.



- **Embalse Quilmo**

Figura 4-66. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 90.00 msnm. Año promedio.

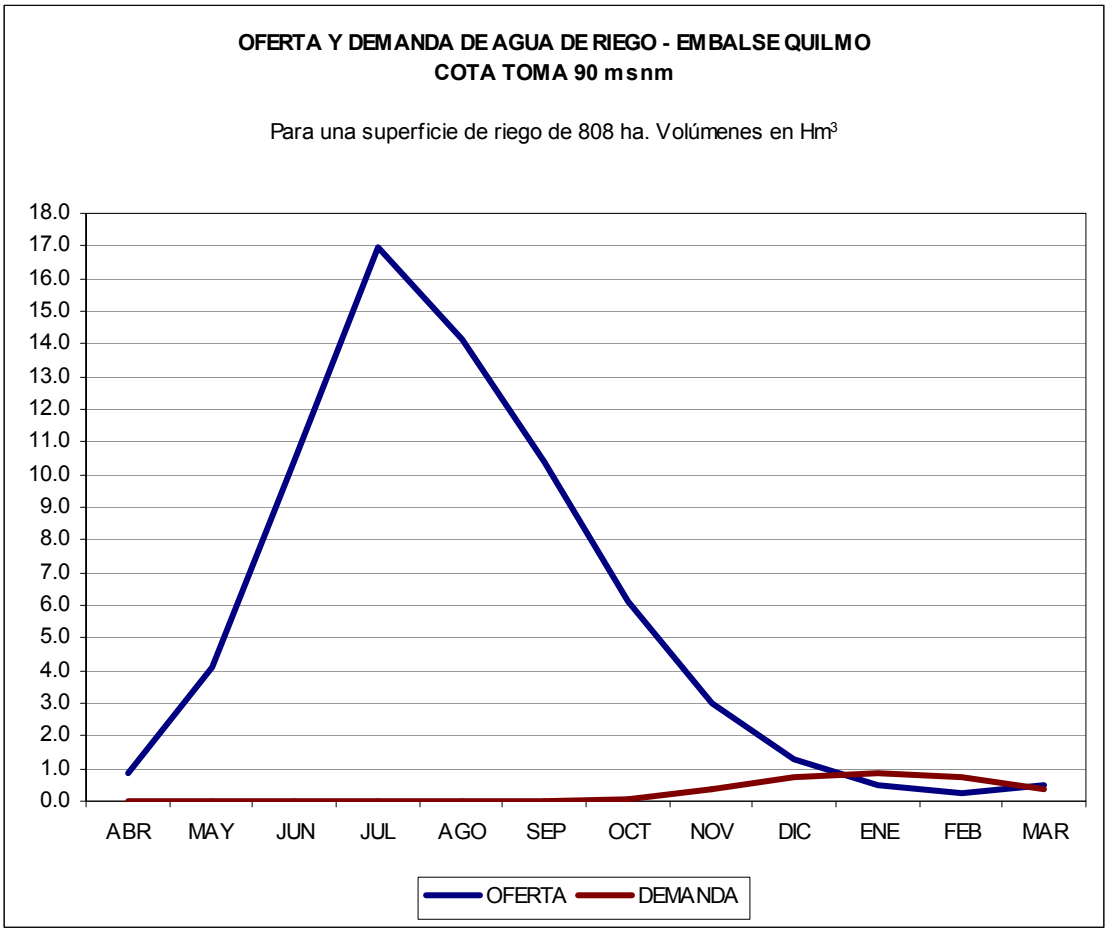
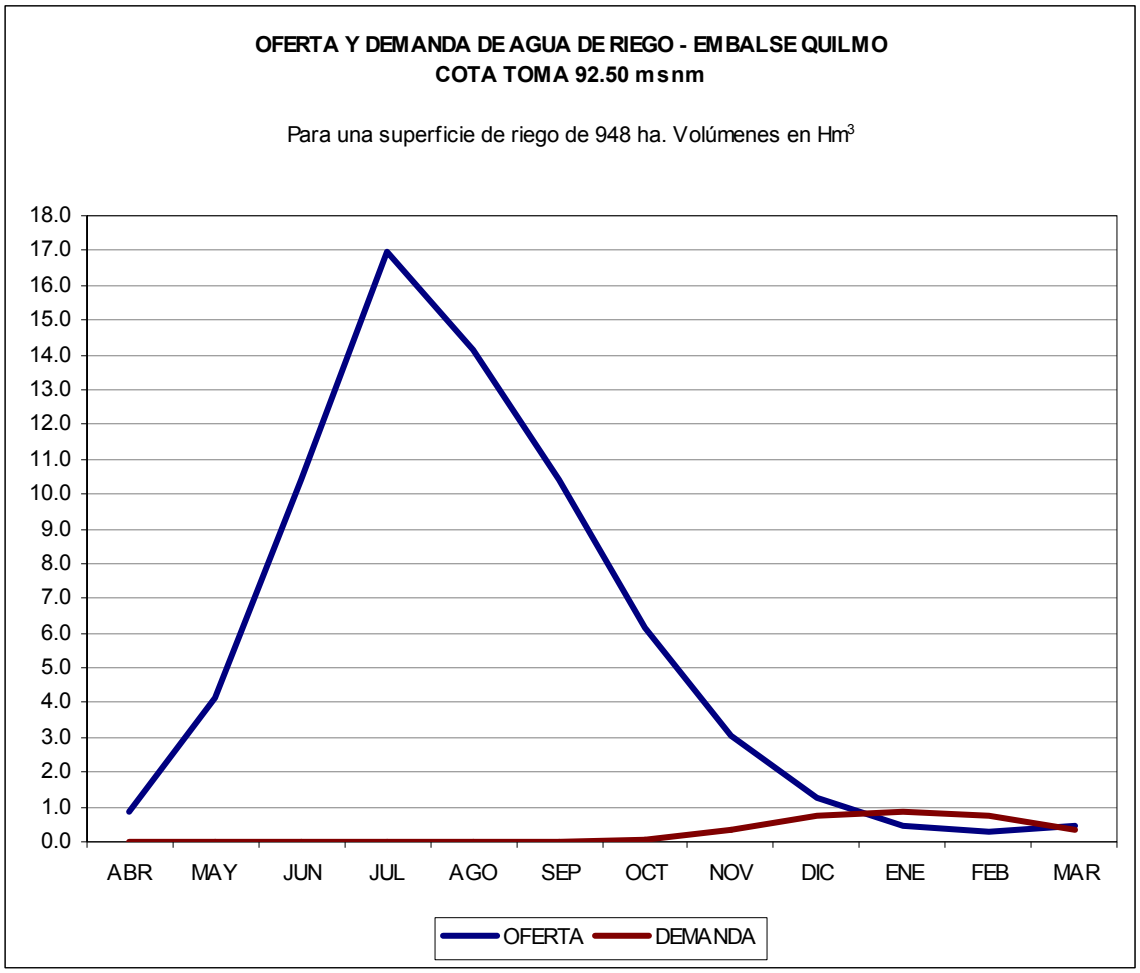


Figura 4-67. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 92.50 msnm. Año promedio



- **Embalse Quilmo – Año seco**

Figura 4-68. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 90.00 msnm. Año seco.

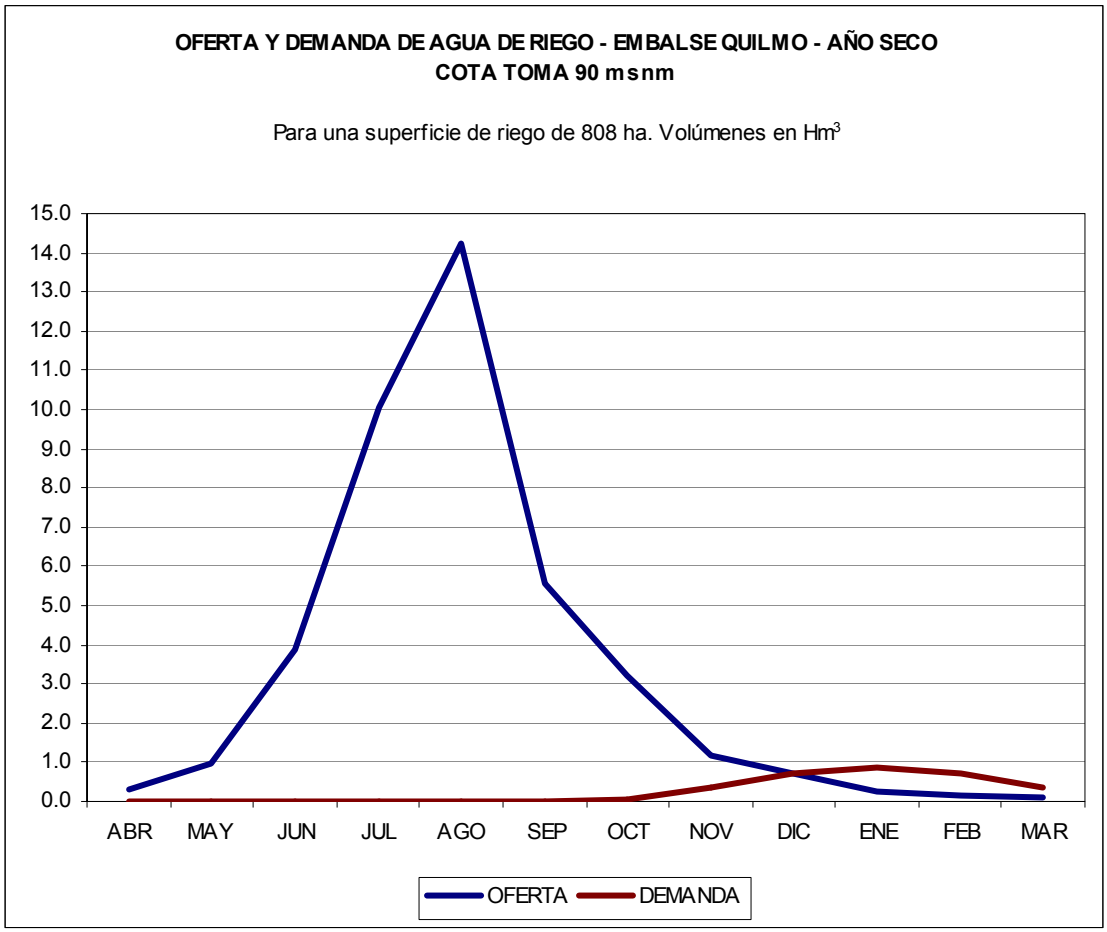
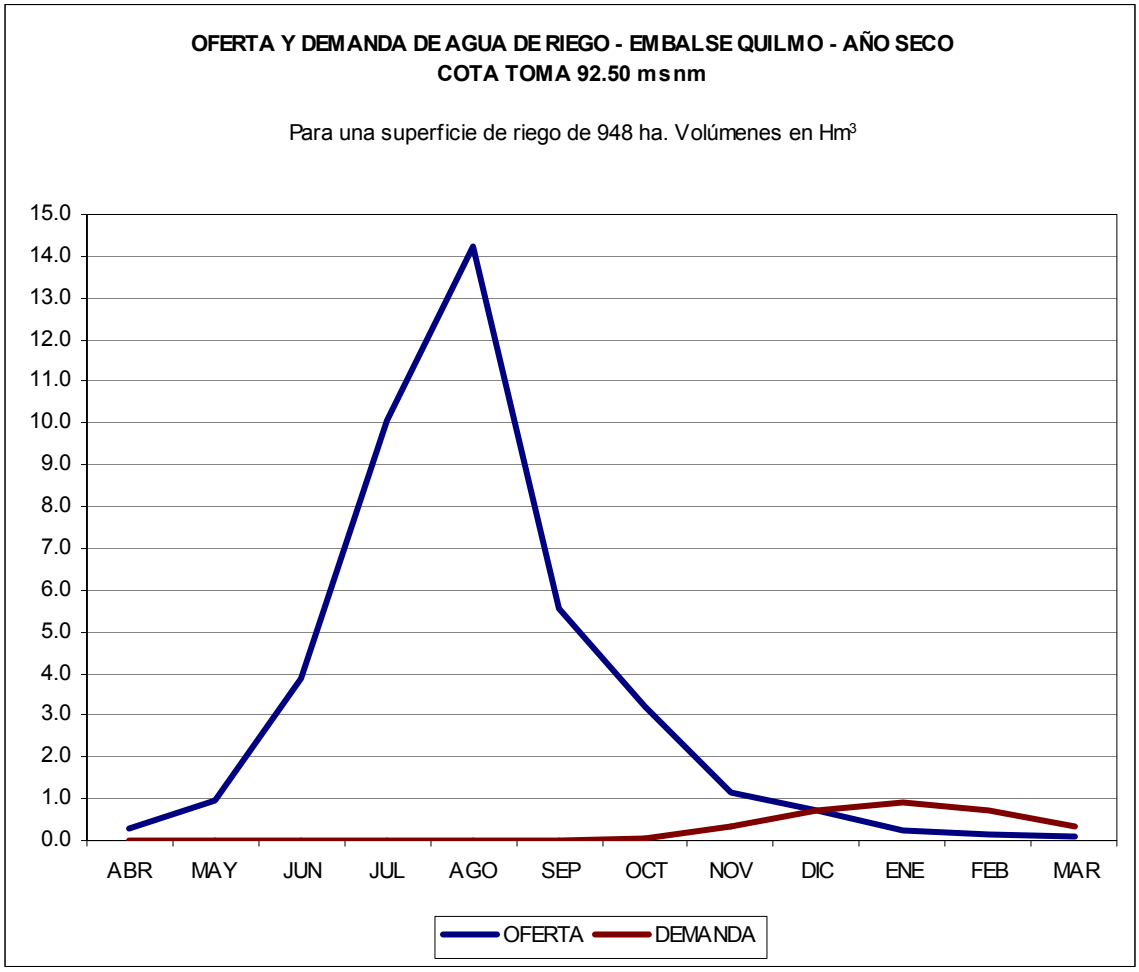


Figura 4-69. Oferta y demanda de agua de riego embalse Quilmo. Cota Toma 92.50 msnm. Año seco.



- **Embalse Ránquil**

Figura 4-70. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 65.00 msnm. Año promedio.

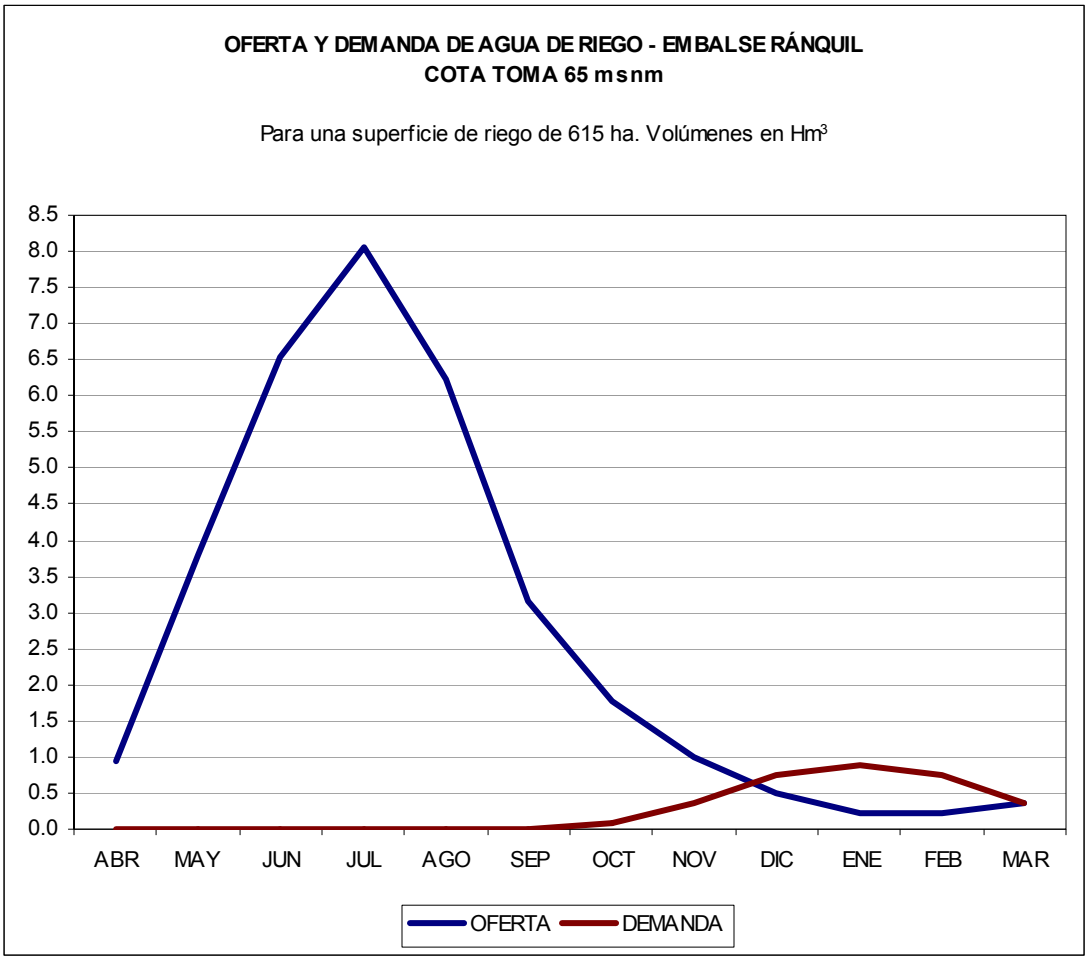
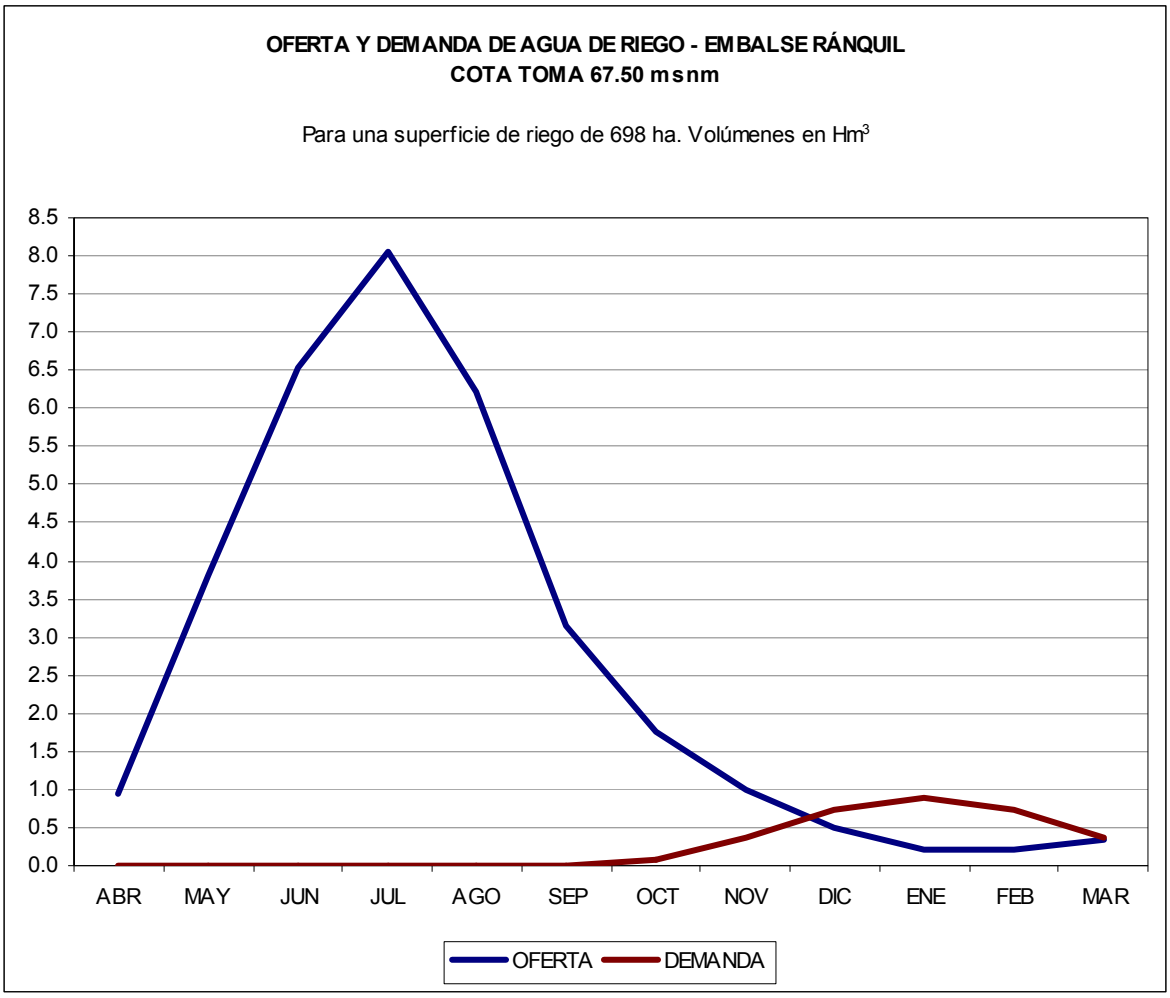


Figura 4-71. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 67.50 msnm. Año promedio



- **Embalse Ránquil – Año seco**

Figura 4-72. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 65.00 msnm. Año seco.

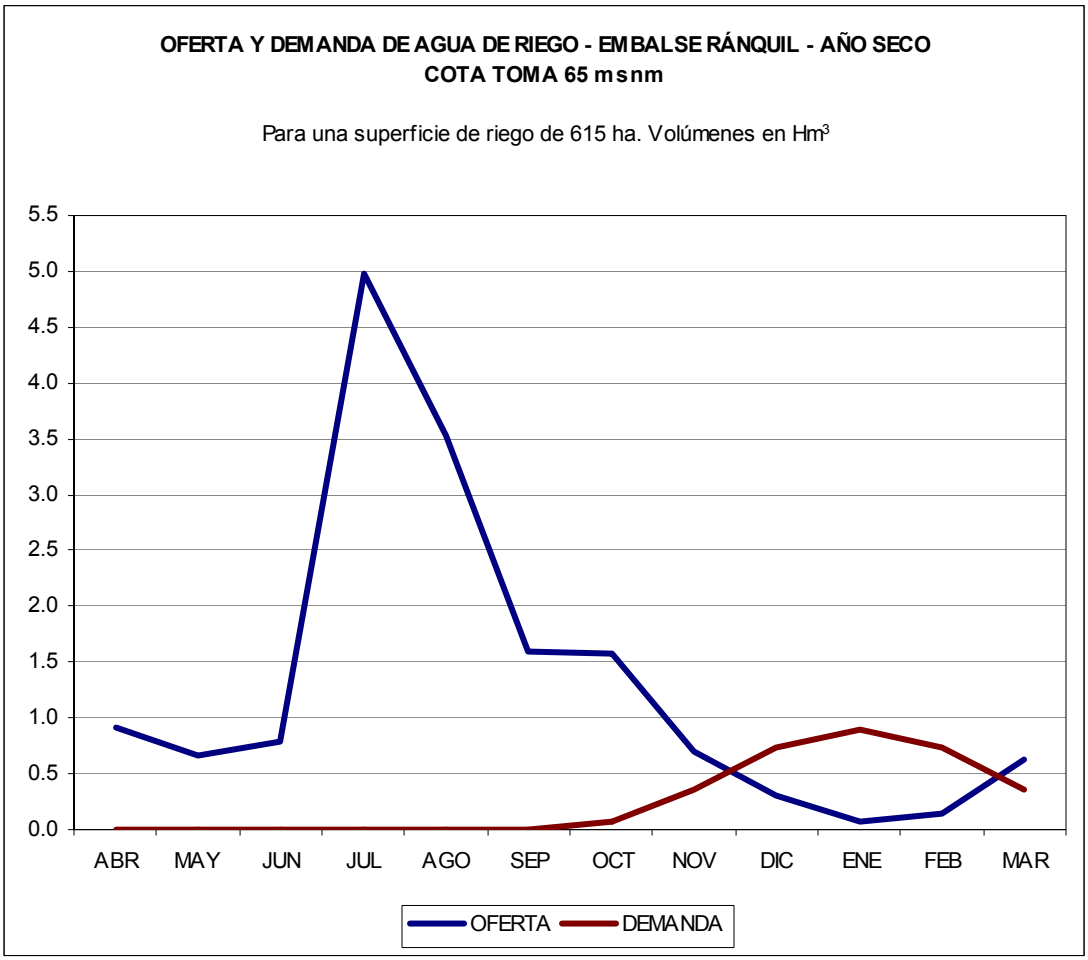
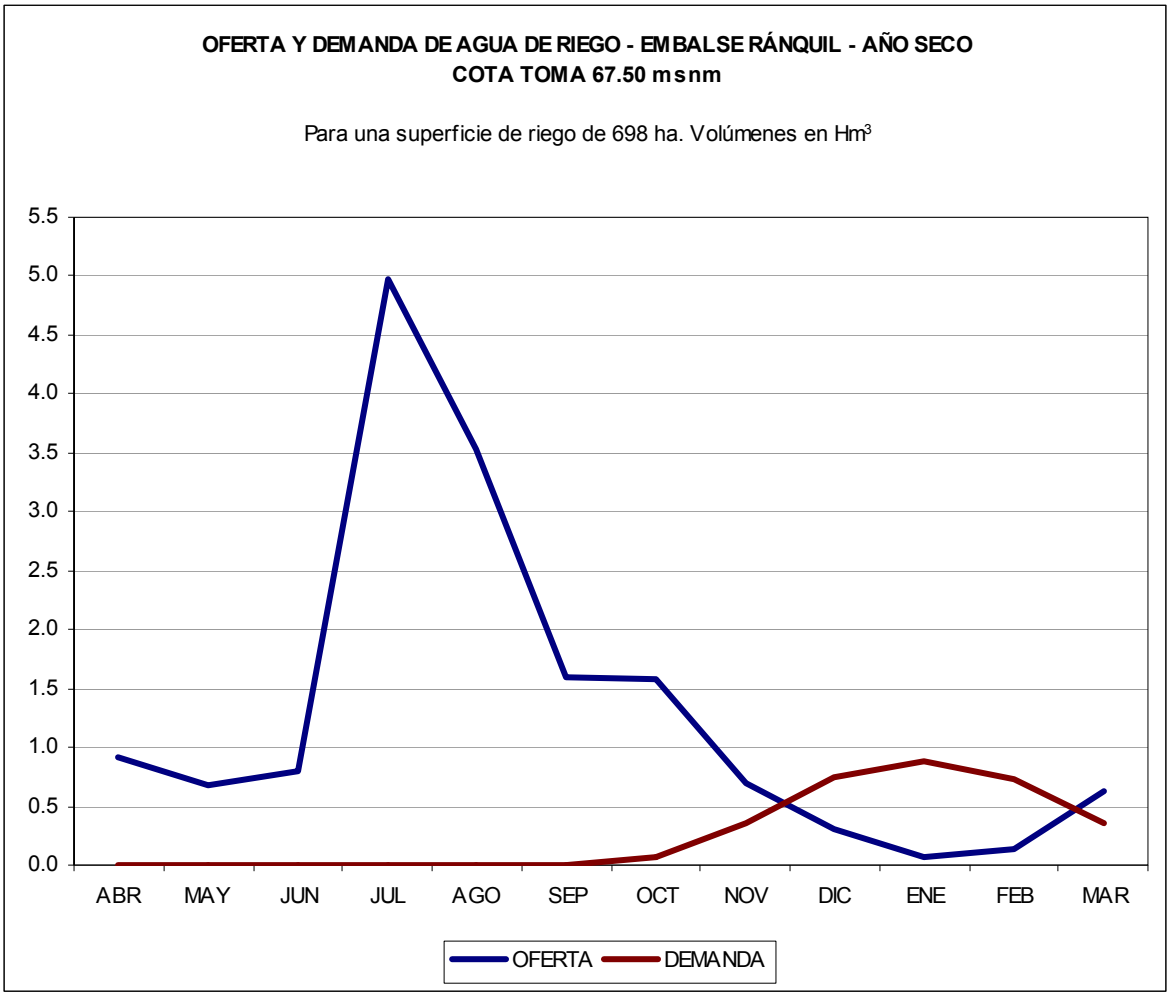


Figura 4-73. Oferta y demanda de agua de riego embalse Ránquil. Cota Toma 67.50 msnm. Año seco.



4.2.7. COMPARACIÓN HOMOGÉNEA DE COSTOS DE EMBALSE

4.2.7.1. FIJADA UNA DETERMINADA SUPERFICIE DE RIEGO

Para poder comparar el costo de ejecución de los muros de los 3 embalses, y dado que cada uno de ellos se ha diseñado para un determinado volumen de almacenamiento capaz de garantizar el riego de una determinada superficie con una seguridad del 85%, se ha fijado una superficie potencial de riego constante para los 3 embalses y se ha determinado el volumen mínimo de almacenamiento para cada caso.

Con estos volúmenes se obtendrá el costo de ejecución de los muros de los embalses y se le añadirá el costo de expropiación del área inundada, de modo que se pueda comparar homogéneamente los costos de implantación de cada embalse.

La superficie neta que se ha tomado como constante, **592,54 ha** (680 ha de superficie bruta), es la correspondiente a la alternativa más rentable de las estudiadas en Changaral en relación costo de alternativa vs superficie regable (alternativa 2). Para el embalse de Quilmo se valorará el costo de la alternativa 1, y para el embalse de Ránquil el costo de la alternativa 1.

Para dicha superficie se obtienen:

- Embalse Changaral, Alternativa 2 (presa materiales sueltos con cota de la toma a 122 msnm) y cota de coronación 129,52 msnm, necesaria para satisfacer el riego a la superficie fijada con una seguridad del 85%.
- Embalse Quilmo, Alternativa 1 (presa materiales sueltos con cota de la toma a 90msnm) y cota de coronación a 100,80 msnm.
- Embalse Ránquil, Alternativa 1 (presa materiales sueltos con cota de la toma a 65,00 msnm), y cota de coronación a 77,30 msnm.

Para dichas alturas y tipologías de muros se han obtenido los costos de ejecución de los mismos.

Se ha tenido en cuenta en la comparativa de los costos, que la construcción de los embalses supone la inundación de una serie de terrenos situados aguas arriba del muro, y que consecuentemente deberán de ser expropiados.

La cota de coronación de la presa es la que delimita los terrenos inundados y por tanto la que fija la zona a expropiar.

El resultado de este análisis comparativo es el siguiente:+

Tabla 4-61. Comparativa de costos de embalse fijada una superficie de riego de 592,54 ha

EMBALSE	COTA CORONACIÓN (msnm)	ALTURA PRESA (m)	ALTERNATIVA	ÁREA INUNDADA (ha)	PRECIO EXPROPIACIÓN (Pesos/ha)	**COSTO PRIVADO MURO (Pesos)**	COSTO EXPROPIACIONES ZONA INUNDADA (Pesos)	COSTO TOTAL (Pesos)	**COSTO PRIVADO (Pesos) / ÁREA RIEGO (ha)**
CHANGARA	129,52	13,52	PRESA HOMOGENEA FUNCIONALMENTE ZONADA. COTA TOMA 122,00	2706,95	$ 2.800.000	$ 4.902.749.910	$ 7.579.460.000	**$ 12.482.209.910**	**$ 21.065.599**
QUILMO	100,80	12,80	PRESA HOMOGENEA FUNCIONALMENTE ZONADA. COTA TOMA 90,00	208,20	$ 2.800.000	$ 3.062.233.590	$ 582.960.000	**$ 3.645.193.590**	**$ 6.151.810**
RÁNQUIL	77,30	14,80	PRESA HOMOGÉNEA FUNCIONALMENTE ZONADA. COTA TOMA 65,00	119,30	$ 2.400.000	$ 3.604.133.979	$ 286.320.000	**$ 3.890.453.979**	**$ 6.565.724**

EMBALSE	COTA CORONACIÓN (msnm)	ALTURA PRESA (m)	ALTERNATIVA	ÁREA INUNDADA (ha)	PRECIO EXPROPIACIÓN (Pesos/ha)	**COSTO SOCIAL MURO (Pesos)**	COSTO EXPROPIACIONES ZONA INUNDADA (Pesos)	COSTO TOTAL (Pesos)	**COSTO SOCIAL (Pesos) / ÁREA RIEGO (ha)**
CHANGARA	129,52	13,52	PRESA HOMOGENEA FUNCIONALMENTE ZONADA. COTA TOMA 122,00	2706,95	$ 2.800.000	$ 4.781.737.079	$ 7.579.460.000	**$ 12.361.197.079**	**$ 20.861.372**
QUILMO	100,80	12,80	PRESA HOMOGENEA FUNCIONALMENTE ZONADA. COTA TOMA 90,00	208,20	$ 2.800.000	$ 2.974.071.498	$ 582.960.000	**$ 3.557.031.498**	**$ 6.003.023**
RÁNQUIL	77,30	14,80	PRESA HOMOGENEA FUNCIONALMENTE ZONADA. COTA TOMA 65,00	119,30	$ 2.400.000	$ 3.514.379.809	$ 286.320.000	**$ 3.800.699.809**	**$ 6.414.250**

Para la misma superficie a regar los costos de los embalses de Quilmo y Ránquil son mucho menores que los de Changaral, siendo el de Quilmo el que obtiene el mejor resultado. Si tenemos en cuenta los costos adicionales de expropiación de los terrenos inundados, el costo de Changaral llega a triplicar al de Quilmo y Ránquil.

Si se tiene en cuenta los costes de ejecución de la red de distribución de canales entonces el embalse de Quilmo sale mucho más beneficiado en la comparativa con el de Ránquil ya que las longitudes de los canales de Ránquil son mucho mayores que las de Quilmo para regar la misma superficie.

4.2.7.2. FIJADO UN VOLUMEN ÚTIL PARA RIEGO

Se ha fijado un volumen útil utilizable para riego de 5,6 Hm^3 que se corresponde con el volumen de la alternativa 2 del embalse de Changaral. Con dicho volumen se ha calculado las alturas de embalse de Quilmo y Ránquil para las alternativas más económicas y se ha valorado a nivel presupuestario.

El resultado se recoge en la tabla siguiente:

Tabla 4-62. Comparativa de costes fijado un volumen útil de 5,6 Hm3

COSTES EMBALSES FIJADO VOLUMEN ÚTIL PARA RIEGO EN 5,6 Hm3

EMBALSE	COTA CORONACIÓN (msnm)	ALTURA PRESA DESDE NIVEL ESTERO (m)	**COSTO PRIVADO MURO (Pesos)**	SUPERFICIE INUNDADA (ha)	PRECIO EXPROPIACIÓN (Pesos/ha)	COSTO EXPROPIACIONES ZONA INUNDADA (Pesos)	**COSTO TOTAL PRIVADO MURO + EXPROPIACIONES (Pesos)**
CHANGARAL	129,52	13,52	$ 4.902.749.910	2.707,0	$ 2.800.000	**$ 7.579.460.000**	**$ 12.482.209.910**
QUILMO	102,20	14,20	$ 3.931.653.807	234,3	$ 2.800.000	**$ 656.040.000**	**$ 4.587.693.807**
RÁNQUIL	81,50	19,00	$ 6.447.653.191	161,3	$ 2.400.000	**$ 387.024.000**	**$ 6.834.677.191**

EMBALSE	COTA CORONACIÓN (msnm)	ALTURA PRESA DESDE NIVEL ESTERO (m)	**COSTO SOCIAL MURO (Pesos)**	SUPERFICIE INUNDADA (ha)	PRECIO EXPROPIACIÓN (Pesos/ha)	COSTO EXPROPIACIONES ZONA INUNDADA (Pesos)	**COSTO TOTAL SOCIAL MURO + EXPROPIACIONES (Pesos)**
CHANGARAL	129,52	13,52	$ 4.781.737.079	2.707,0	$ 2.800.000	**$ 7.579.460.000**	**$ 12.361.197.079**
QUILMO	102,20	14,20	$ 3.872.385.638	234,3	$ 2.800.000	**$ 656.040.000**	**$ 4.528.425.638**
RÁNQUIL	81,50	19,00	$ 6.324.471.216	161,3	$ 2.400.000	**$ 387.024.000**	**$ 6.711.495.216**

Como conclusión a este análisis se observa que el embalse de Quilmo es el más económico destacando por encima de Ránquil y siendo un tercio de los costos de Changaral, estando éste ultimo muy penalizado por las expropiaciones de la zona inundada.

Como se ha indicado en el anterior apartado, si se incluyeran los costos de los canales de distribución, la comparativa aún favorecería más a Quilmo sobre Ránquil, pues la red de canales de distribución del embalse de Quilmo tienen un coste mucho menor que la red de canales de Ránquil.

5. ESTUDIOS DE TERRENO

5.1. CAMPAÑA GEOTECNICA

Conforme a lo solicitado en los Términos de Referencia del presente estudio, el Consultor ha realizado los estudios de terrenos relativos a la geotecnia, previstos en las bases, y que se detallan en el cuadro adjunto:

Figura 5-74. Resumen trabajos de geotecnia

Fundación Presa	Zona Inundación	Empréstitos	Canales
Realización de 3 sondajes mecánicos con extracción de testigo en la zona del cauce y en los empotramientos de la presa	Realización de 13 calicatas de entre 4 y 6 m de profundidad	Realización de 17 calicatas de entre 4 y 6 m de profundidad, en tres zonas propuestas	Realización de 17 calicatas de hasta 2m de profundidad
Realización de 2 calicatas de 4 y 6 m de profundidad		Realización de 4 perfiles sísmicos en las tres zonas propuestas	
Realización de 1 perfil sísmico en las zona de muro	Realización de 5 ensayos de permeabilidad Matsuo	Realización de 8 sondajes eléctricos verticales (SEV) repartidos en las tres zonas propuestas	
Realización de 4 sondajes eléctricos verticales (SEV)			

5.2. GEOMENSURA

5.2.1. INTRODUCCIÓN

El presente informe corresponde a la totalidad de los trabajos topográficos realizados en el marco de la Consultoría denominada “Estudio de Pre-factibilidad para el Proyecto de Construcción de Embalse Estacionales del Secano, Provincia de Ñuble”, encomendado por la Comisión Nacional de Riego.

Para ello, se realizaron nuevos vuelos Color a escala 1:8.000 y 1:20.000 para obtener una restitución escala 1:2.000 y 1:5.000 respectivamente.

Los trabajos topográficos corresponden a la Red de vinculación GPS primaria para el sector donde se ubicará el embalse del estero Quilmo y Red GPS secundaria con vértices intervisibles para los. También, se realizó una nivelación geométrica corriente para el total de vértices monumentados en terreno en el área de Quilmo, para ello se consideraron veinticinco Hitos o vértices PRs.

Todo esto se realizó según las normativas vigentes por la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) 2011.

Los trabajos realizados corresponden a los siguientes:

- Construcción de PRs en la zona de ubicación del muro y en la zona de riego.
- Poligonal Geodésica de PRs.
- Nivelación de PRs.
- Levantamientos topográficos.
- Realizar el levantamiento Aerofotogramétrico a escala 1:2.000 de la zona de ubicación del embalse y 1:5.000 de la zona de riego, a partir del nuevo vuelo Aerofotogramétrico escala 1:8.000 y 1:20.000.

En el Anexo B.1 Trabajos Topográficos se presente un mayor detalle los trabajos ejecutados dentro el estudio.

5.3. RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA

5.3.1. INTRODUCCIÓN

El siguiente apartado comprende al Levantamiento Aerofotogramétrico realizado para el Proyecto "Construcción Embalses Estacionales del Secano, Provincia De Ñuble", solicitado por el Consorcio WATS - TÉCNICAS DE INGENIERÍA - INTERCONTROL LEVANTE - MONTEGRANDE.

Para ello, se realizaron nuevos vuelos Color a escala 1:8.000 y 1:20.000 para obtener una restitución escala 1:2.000 y 1:5.000 respectivamente.

Todo esto se realizó según las normativas vigentes por la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) 2011.

5.3.2. OBJETIVO GENERAL

Realizar el levantamiento Aerofotogramétrico a escala 1:2.000 y 1:5.000 de las zonas solicitadas, a partir del nuevo vuelo Aerofotogramétrico escala 1:8.000 y 1:20.000.

5.3.3. OBJETIVO ESPECÍFICO

Los objetivos específicos son:

- Apoyo Aerofotogramétrico GPS de los vuelos a escala 1:8.000 y 1:20.000 y restitución digital escala 1:2.000 y 1:5.000.
- Obtener las mediciones geodésicas diferenciales de las líneas bases que definen cada punto Estereoscópico.
- Calcular a través del programa de Postproceso los resultados estadísticos de las líneas bases involucradas y posteriormente obtener las coordenadas de ajuste compensadas de cada punto de control.

- Cálculo de coordenadas del Sistema de Referencia Global Datum WGS-84 y coordenadas UTM Zona 18.
- Entrega de coordenadas finales para la restitución digital de los sectores de interés.

5.3.4. VUELO AEROFOTOGRAMÉTRICO

Estas cubiertas fotográficas se realizaron en Febrero de 2014, y consta de 03 Líneas de Vuelo para la cobertura a escala 1:8.000, y 01 línea de vuelo para la cobertura a escala 1:20.000.

Los vuelos contienen las siguientes fotografías:

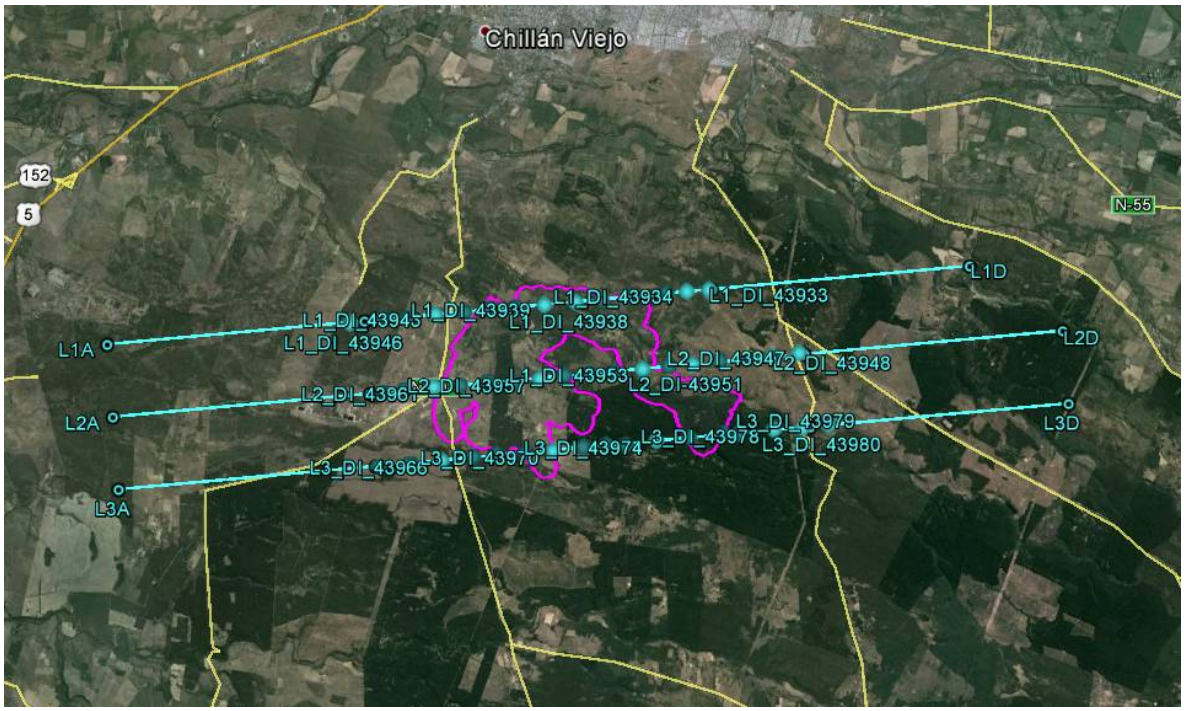
- **<u>Vuelo Escala 1:8.000</u>**
  - Línea 1 N° 43933 al 43946.
  - Línea 2 N° 43947 al 43963.
  - Línea 3 N° 43964 al 43980.

- **<u>Vuelo Escala 1:20.000</u>**
  - Línea 1 N° 44013 al 44026.

Figura 5-75. Líneas de Vuelo Escala 1:20.000.



Figura 5-76. Líneas de Vuelo Escala 1:8.000.



5.4. RESULTADOS DEL LEVANTAMIENTO

Según los resultados del levantamiento, tenemos lo siguiente:

- Se realizó una poligonal GPS de vinculación planimétrica desde el vértice **IGM GLOR** (La Gloria) a los vértices **EQ1, ER01 y ECH1**, para el control de la Red GPS Topográfica.
- Se estableció un total de 25 PRs para la red o poligonal GPS desde el vértice **EQ1** en la localidad de Quilmo, la cual permitirá realizar los controles topográficos de las obras de ingeniería por realizar en la localidad.
- La nivelación geométrica para el sector de Quilmo tuvo origen en el vértice **PN 1G48A** materializado por el IGM con cota absoluta **117,599 metros**. El proyecto considerado es "Estudio de Prefactibilidad para el Proyecto Construcción Embalses Estacionales del Secano, Provincia De Ñuble".
- Los PRs EQ25 y EQ26 no fueron Nivelados Geométricamente, por lo que su coordenada se obtuvo de los desniveles de la medición GPS y posterior ajuste con la Cota Geométrica de EQ1

<u>Traslado Altimétrico para las zonas de Changaral y Ránquil</u>

El traslado de cota para los sectores de Changaral y Ránquil se realizó desde el vértice EQ1 el cual cuenta con cota Geométrica desde un PN IGM.

La siguiente tabla muestra las diferencias de Cota Elipsoidal y las obtenidas mediante el modelo EGM2008 y el arrastre de cotas desde EQ1.

Tabla 5-63. Diferencias de Cotas.

VARIACION DE COTAS				
PUNTO	**Altura Elipsoidal**	ELEVACION GEOIDAL	COTA GEOMETRICA	∆ Cota Geoidal/Geométrica
EQ1	129.404	108.865	108.547	0.318
ER1	82.441	61.536	61.218	0.318
ECH1	139.387	118.218	117.894	0.324

- Todos los resultados de los procesos internos del sistema GNSS del software Trimble Business Center Versión 3.10 se entregan en los informes de los resultados estadísticos, en cuanto a la red Geodésica GPS.

<u>Nota Recordatoria.</u> Los embalses Changaral y Ránquil fueron descartados en la etapa 2, continuando solamente el estudio del embalse en estero Quilmo.

5.5. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO. ESCALA: 1:500

Para realizar el levantamiento topográfico del área de Interés, zona denominada “Área Presa”, se realizaron mediciones en modo RTK desde los vértices existentes EQ1 y EQ25 materializados en la primera etapa del proyecto.

Todos los trabajos realizados se encuentran normados por Manual de Procedimientos Geodésicos y Topográficos de la CNR Dic 2013.

Figura 5-77. Zona levantamiento topográfico.



5.5.1. METODOLOGÍA Y PROCEDIMIENTO DE TERRENO

5.5.1.1. METODOLOGÍA DE TERRENO

La metodología aplicada para el proyecto Levantamiento Topográfico zona Muro en el levantamiento topográfico fue realizada a partir de los vértices (EQ1 y EQ25) generados por Geocen en la primera etapa del proyecto.

Para una mejor planificación del levantamientos se utilizaron los nuevos vértices denominados EQ1 y EQ25 como base de medición de las líneas bases GPS para la determinación de los puntos, siempre considerando las distancias máximas de las líneas bases y cumpliendo con los tiempos de medición para así cumplir con las precisiones y asegurar las tolerancias para el método aplicado.

Los tiempos de medición estuvieron sujetos a las distancias y entornos de ubicación de cada vértice a medir de aproximadamente treinta minutos y mascara de elevación de diez grados. Los equipos utilizados son GPS Geodésicos Doble frecuencia y doble constelación GPS + Glonass.

6. ESTUDIOS BÁSICOS

Los Estudios Básicos desarrollados fueron los siguientes:

1. Estudio Geológico
2. Estudio Geotécnico
3. Estudio Hidrológico
4. Estudio de Crecidas
5. Estudio Derechos de Agua
6. Estudio Hidrogeológico
7. Estudio Sedimentológico
8. Estudio Sísmico

A continuación se detalla cada uno de ellos.

6.1. ESTUDIO GEOLÓGICO

En el marco del estudio de prefactibilidad para el mejoramiento del riego en la provincia de Ñuble en los valles de los esteros Changaral, Quilmo y Ránquil, se analizaron 3 posibles ubicaciones tentativas de embalses en los valles indicados.

Las unidades geológicas presentes corresponden a rocas que abarcan desde el paleozoico superior hasta la actualidad, encontrando desde los afloramientos del Batolito de la Costa (Pzg) de edad Carbonifero, hasta las sedimentitas de la Formación Mininco de edad Mio-Plioceno, sin considerar los depósitos fluviales, aluviales y coluviales recientes.

En las primeras etapas del presente estudio de prefactibilidad se procedió al descarte de 2 de las ubicaciones estudiadas, para centrarse en la ubicación del estero Quilmo, como el único con posibilidad de ser viable, técnico-económicamente.

La zona del estero de Quilmo en el área de estudio se sitúa al sur de la población de Chillán a unos 8 km, junto al cruce de la carretera N-59-Q con el propio estero Quilmo. El valle del estero Quimo transcurre en dirección E-O, mientras que el otro tributario que configura la zona de inundación en el estero, lo hace S-N, alcanzando el estero Quilmo por su margen izquierda, cerca de la zona del muro de presa estudiado.

El área mencionada se ubica en la unidad morfoestructural de la Depresión Central enteramente en la Formación Mininco, del Plioceno, compuesta de sedimentitas lagunares y fluviales representadas por areniscas tobaceas, limolitas y con intercalaciones de arcillolitas y tobas. El aporte es principalmente andesítico en las areniscas, encontrándose también cenizas en la matriz.

La base de la Formación Mininco está constituida por areniscas y arcillas de la Formación Curanilahue, que se encuentra afectada por el callamiento y/o fracturación que se manifiesta principalmente en el Batolito de la Costa. Siguiendo a Gajardo (1981), “En la depresión Central las trazas de estas estructuras están cubiertas por los depósitos pleisto-holocénicos..”. Esto significa que no se encuentran indicios de que las fallas o fracturación afecten a la Formación Mininco, que es la que se encuentra presente en el área del estudio de prefactibilidad.

La geología local está caracterizada por formaciones superficiales compuestas de sedimientitas lagunares y fluvuiales con areniscas tobaceas, limolitas con intercalaciones de arcillolitas y tobas de la Formación Mininco.

La estratigrafía local, referida a las formaciones superficiales, es definida a continuación.

Tras el recorrido del valle del estero Quilmo se reconocen importantes niveles de depósitos cuaternarios de origen fluvial y coluvial así como depósitos aterrazados antiguos de origen fluvial. La morfología general del valle, con suaves relieves y una red importante de cursos asociados, indican un carácter donde predomina la acción fluvial y aluvial.

De acuerdo a las observaciones de terreno, se reconoce en ambas laderas del valle del estero Quilmo, sobre el cauce del río actual, remanentes de antiguas terrazas fluviales asociadas al estero Quilmo, cuando éste escurría a cotas ligeramente más altas.

Estos depósitos están constituidos por gravas arenosas con limos, además de algunos niveles francamente arenosos y limosos, los que incluyen bloques subredondeados a redondeados de hasta 50 cm de tamaño máximo, en general variables entre 15 y 30 cm.

Las gravas presentes son en general redondeadas; algunos clastos rocosos tienen un moderado grado de meteorización o descomposición, siendo en general duros a muy duros. La matriz está constituida por arenas y finos limosos que se presenta algo cementada.

En muchas ocasiones tapizando los depósitos de la formación Mininco en las laderas del valle, encontramos depósitos coluviales. Se trata de depósitos muy inmaduros y los componen fragmentos rocosos, provenientes de las partes altas de las laderas, generalmente monomícticos y angulosos. Tienen formas de abanico irregular que, a causa de la inestabilidad gravitacional o por saturación de agua, provocan derrumbes. Los depósitos coluviales originados en las laderas del estero Quilmo presentan arcillas, bloques, gravas y arenas.

Estos depósitos coluviales se han generado por una meteorización química y física de rocas, localizadas en las partes altas de ambas laderas del valle.

Los depósitos expuestos en las riberas del actual cauce del estero Quilmo, están constituidos principalmente por arenas, gravas y limos, con la inclusión de algún bolo, siendo la naturaleza de gravas y arenas de origen volcánico. En las márgenes del río se aprecia la existencia de depósitos de inundación con una fracción más fina de limos arenosos, en donde se desarrollan suelos aptos para el cultivo. Forman parte de los abanicos procedentes de los relieves de la cordillera.

Desde el punto de vista hidrogeológico, la investigación realizada a puesto de manifiesto la existencia de varios niveles piezométricos asociados a los depósitos existentes en la zona de estudio. Existe un nivel asociado al acuífero libre del propio estero de Quilmo y que se ha instalado en los fluviales actual y antiguo. Además se han detectado 3 niveles piezométricos más, estos asociados a los niveles detríticos de la Formación Mininco, son niveles que suponen sendos acuíferos semiconfinados, lo que se traduce en niveles piezométricos elevados respecto a la cota del agua del estero.

El análisis de los riesgos geológicos primeramente se realizó mediante interpretación fotogeológica de las fotografías aéreas existentes. Adicionalmente, se revisaron aquellas publicaciones, estudios de impacto ambiental, memorias de título, etc., realizadas en zonas cercanas y de similares características, con la finalidad de identificar riesgos declarados o actuales y se realizaron visitas a terreno con el objeto de identificar los posibles riesgos en el área del proyecto.

El Complejo Volcánico Nevados de Chillán, se sitúa aproximadamente a 70 km del área del proyecto. Corresponde a un complejo que se edificó sobre un basamento de lavas y rocas graníticas, el cual presenta numerosos centros de emisión orientados en una franja de dirección NO de 10 km de extensión, sin embargo, no se tiene registro de estudios específicos del peligro volcánico asociado a los numerosos centros de emisión de este complejo volcánico.

No se han observado señales de remociones en masa a lo largo de las laderas del embalse. Tampoco se estima que el riesgo de remociones en masa pueda aumentar con la presencia del embalse, dadas las características geomorfológicas del valle y la naturaleza de los materiales presentes en él.

6.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

6.2.1. SITIO DE EMBALSE

Las prospecciones geológico-geotécnicas ejecutadas en el sitio de embalse fueron los sondajes SM-1, SM-2 y SM-3, de 42 metros de profundidad los dos primeros (estribos) y 34 metros el último, 32 calicatas, los perfiles de refracción sísmica LSNB-2, de 440 metros de longitud, y los sondajes eléctricos verticales SEV-CP-1, SEV-CP-2, SEV-CP-3 y SEV-CP-4 efectuados sobre el eje del muro proyectado. Se dispone además de la información de los perfiles de refracción sísmica PS-Y-1, PS-Y-2, PS-Y-3.1 y PS-Y-3.2, y de ocho sondajes eléctricos verticales denominados del SEV-Y-1 al SEV-Y-8, realizados en las zonas de yacimientos aguas arriba del sitio de muro de presa proyectado, que completan la información del área de inundación de este embalse.

Del análisis de los sondajes calicatas, perfil sísmico y sondajes eléctricos verticales, realizados en el eje del muro, se desprende que no se ha podido encontrar sustrato rocoso competente en ninguna zona del mismo, existiendo suelos cuaternarios de origen fluvial, aluvial y coluvial, bajo los cuales se dispone una serie sedimentaria de génesis Fluvial/lacustre, compuesta fundamentalmente por areniscas arcillosas, limolitas, limos, tobas y arenas.

Por lo tanto a partir de la naturaleza de estos depósitos se han establecido, de más antiguas a más modernas, las siguientes unidades geotécnicas:

- **Unidad Pplm.-** Se trata de los depósitos fluvio-lacustres presentes en la zona más occidental de la cuenca intermedia. Se trata de areniscas limosas, limolitas y tobas, que presentan cierto grado de cementación que les confiere en muchas casos la consistencia de una roca blanda, aunque en general se comportan como un suelo muy consistente y compacto.
- **Unidad Q1fa.-** Se trata de depósitos fluvio-aluviales antiguos, presentes en las laderas y cauce del estero Quimo. Fundamentalmente está compuesta por arenas y gravas areno-limosas con pasadas de niveles más arenosos, de clastos de naturaleza volcánica.
- **Unidad Qc.-** En zonas con cierta pendiente, y sobre las dos unidades anteriores, aflora en ocasiones un nivel de limos arenosos con gravas dispersas. Se trata de un suelo evolucionado a partir de las dos unidades anteriores.
- **Unidad Qf.-** A lo largo del estero Quilmo y de sus tributarios, la dinámica fluvial ha depositado suelos que van desde niveles de gravas limo-arenosas de las zonas de mayor energía, hasta limos y arcillas con algún canto disperso de las zonas de inundación.

En el perfil geofísico realizado a lo largo del eje del muro de presa, se obtuvieron velocidades de hasta 500 m/s para los depósitos coluviales de las unidades Qc y Qf, de entre 500 m/s y 1500 m/s para los depósitos de la unidad Q1fa, y con más 1500 m/s para los depósitos Pplm. Además los sondajes eléctricos verticales, corroboran la existencia de un modelo de tres capas.

A partir de las calicatas, sondajes y geofísica, se pueden establecer que los suelos cuaternarios presentan espesores que no superan los 10 m. El espesor de los materiales mio-pliocenos de la

unidad Pplm no se ha podido establecer ya que no se ha alcanzado su muro con la investigación de los sondajes, aunque se estima que estos superan ampliamente los 50 m.

De los ensayos de permeabilidad tipo Lefranc realizados en los depósitos de suelos hasta los 34 m de profundidad en la zona del cauce y hasta 42 m de profundidad en los estribos, se obtuvieron las permeabilidades de las unidades Pplm y Q1fa, se obtuvieron permeabilidades elevadas en el caso de loas gravas y arenas de la unida Q1fa con valores de 10^{-3} a 10^{-4} cm/s, mientras que para los depósitos de la unidad Pplm, la permeabilidad obtenida ha sido variable en función del predominio de la componente cohesiva o granular, con valores de entre 10^{-5} y 10^{-7} cm/s.

El sustrato competente para la cimentación de una presa de materiales sueltos, se establece en los materiales de la unidad Pplm, en donde se han obtenido valores de velocidad sísmica superiores a 1500 m/s y resistencia a la compresión simple con valores medios de 200 kPa.

En la zona del cauce aflora la unidad Qf, con un tramo limo-arcilloso con niveles de gravas de alrededor de unos 4,00 m de potencia, que descansa sobre las gravas y arenas de la unidad fluvio-aluvial Q1fa, de alrededor también de 4,00 m de espesor. Bajo estas gravas y arenas encontramos los materiales que caracterizan a la unidad Pplm, pertenecientes a la formación Mininco. Estos materiales varían en su litología desde areniscas gruesas arcillosas hasta limolitas de color oscuro, con niveles de tobas negras. A rasgos generales podemos indicar que los materiales de la unidad Pplm se presentan zonados, con un primer tramo superior de 15 m de espesor, de una componente inminentemente cohesiva con presencia mayoritaria de limolitas y limos con intercalaciones de areniscas y arenas. Por debajo, la unidad Pplm se torna mucha más granular con mayor presencia de areniscas y arenas, siendo en este caso las intercalaciones de limolitas y limos.

En el estribo izquierdo afloran los materiales de la unidad Q1fa, gravas y arenas de cantos redondeados de naturaleza ígnea, con tamaño medio de 5-10 mm y tamaños máximos que pueden llegar hasta los 50 cm, y con un espesor de alrededor de 7 m. Subyacente se dispone la unidad Pplm , las limolitas y areniscas de la Formación Mininco, que en este caso también aparece zonada, con un primer tramo más superficial de unos 30 m de potencia, en donde predominan los materiales cohesivos, con grandes paquetes de limolitas y limos con intercalaciones de areniscas y arenas en bancos de hasta 4,00 m de espesor. En profundidad, la unidad pasa a ser más granular aumentando la presencia de areniscas y arenas y disminuyendo la presencia de limolitas.

En el estribo derecho afloran los depósitos coluviales, de carácter limoso, presentando una potencia de alrededor de 4 m. Apoyan estos materiales sobre las gravas limo-arenosas de la unidad Q1fa, que en esta ladera presentan también un espesor de alrededor de 4,00 m. Nuevamente, al igual que en el cauce y la ladera izquierda, por debajo de las gravas se dispone la unidad Pplm, que como en los caso anteriores presenta un primer tramo más superficial de carácter cohesivo con limolitas y limos con intercalaciones de niveles de areniscas y arenas, y con una potencia de alrededor de 30 m, en profundidad aumenta la proporción de areniscas y arenas.

Las permeabilidades obtenidas mediante los ensayos Lefranc para cada una de las unidades presentes en el eje de muro, suponen una permeabilidad alta (k=10-4 cm/s) para los niveles

granulares del fluvio-aluvial antiguo y actual, y permeabilidades que van desde k=10-5 cm/s, de los niveles de areniscas arcillosas y arenas, hasta k=10-7 cm/s, de los niveles de limolitas y limos. Establecemos así, que en la cerrada los primeros metros presentan una permeabilidad alta, a continuación y hasta una profundidad de 15 m en el cauce y unos 30 en estribos, la permeabilidad es baja o muy baja (excepto las intercalaciones de areniscas existentes).

Se ha detectado en el subsuelo del eje de muro la existencia de un acuífero multicapa confinado, así como un acuífero libre. El acuífero libre que suponen los caudales que discurren por el estero, se ha instalado en los depósitos fluvio-aluviales antiguo y actual. El acuífero multicapas está instalado en los niveles detríticos de la unidad Pplm, ósea, en las areniscas y arenas de la Formación Mininco. En este acuífero multicapas se han podido establecer 3 niveles piezométricos diferentes, situándose por encima del nivel freático del estero (agua artesiana).

A falta de un estudio de detalle, que se escapa del nivel de prefactibilidad, de la red de filtración, se recomienda que el espesor impermeable debajo del cuerpo de presa sea del orden 1.5 veces su altura, bien por el estrato impermeable o bien por el propio jet-grouting, es decir, en nuestro caso un total de 25 m. Por lo tanto, se proponen pantallas de impermeabilización tanto debajo del cuerpo de presa como prolongación de los estribos.

Dadas las características geotécnicas del los materiales que deberían ser inyectados (elevados contenido en finos, especialmente limos) se sustituye el método previsto en la etapa 2 por pantallas de jet-grouting más adecuadas para el tipo de material, cuya inyectabilidad con cemento parece imposible y antieconómica por otros procedimientos como inyección química. Se descartan pantallas continuas plásticas por su coste y por su difícil optimización en tratamientos discontinuos.

Para las pantallas de los estribos se mantiene el mismo criterio de espesor impermeable, supuesta una continuidad en la estratificación. Más difícil es establecer la longitud de las pantallas, así que a falta de los estudios de detalle anteriormente citados, se recomienda un mínimo del 25% de la longitud de coronación de la presa, es decir, en nuestro caso del orden de 50 m cada una de ellas.

6.2.2. CANALES MATRICES

El reconocimiento de los materiales presentes a lo largo de los trazados propuestos para los canales matrices del área de riego, se basa en la ejecución de 17 calicatas y las observaciones realizadas en la totalidad de los trazados.

Se estima que, mayoritariamente, los suelos a excavar corresponderán a depósitos coluviales Qc sobre los depósitos de la formación Mininco Pplm, de forma menor también afecta a los materiales depósitos fluvio-aluviales antiguos y actuales. En general son fácilmente excavables con medios mecánicos convencionales, si bien, teniendo en consideración la morfología del área, se estima que en algunos de los cortes mayores, será posible la existencia de niveles cementados de la unidad Pplm, que podrá requerir del empleo de medios de ripado y/o martillo picador. Este aspecto deberá ser analizado convenientemente en posteriores fases de proyecto.

Debido a las características topográficas y geológico-geotécnicas de las distintas áreas sobre las que se desarrollan los canales, se prevé su revestimiento en algunas zonas. Además, la existencia de aguas subterráneas próximas a la superficie del terreno, harían necesario el planteamiento de un sistema de drenaje bajo estos revestimientos, con el fin de evitar posibles subpresiones.

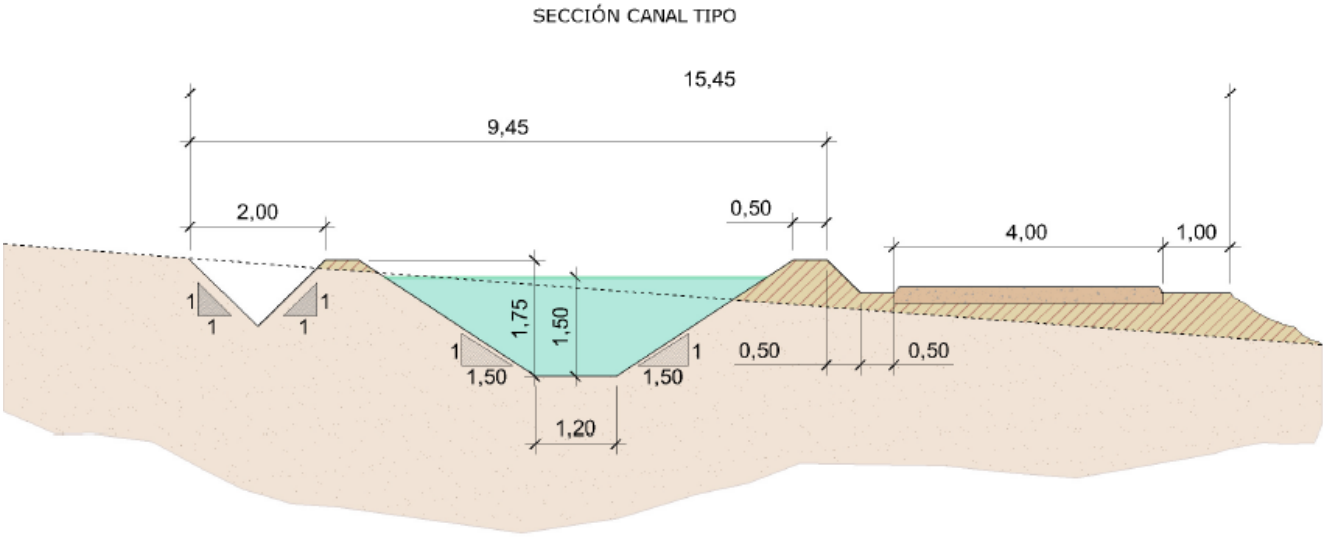
En el caso de aquellos canales o tramos de canales que se desarrollan en zonas de topografía más plana y donde además el contenido en finos de los suelos garantiza unas infiltraciones mínimas, no se estima necesario el revestimiento del canal y sólo habrá que considerar subpresiones en las obras que se proyecten.

De manera generalizada, atendiendo a las observaciones realizadas y la información disponible, pueden considerarse los siguientes aspectos de diseño, que se estiman de manera conservadora debido a la escala de trabajo:

Tabla 6-64. Características de los canales matrices

Alturas estimadas	Taludes de Corte	Taludes de Terraplén	Revestimiento	Drenaje
< 2 m	3H/2V	3H/2V	70%	Si

Figura 6-78. Sección tipo de los canales matrices.



Todas estas consideraciones son preliminares, pero permiten obtener una visión general del área en la que se desarrolla la red de canales y de los posibles requerimientos de las obras previstas, si bien deberán ser ratificadas en posteriores fases de proyecto de forma que se pueda optimizar tanto las excavaciones a realizar, como la necesidad real de revestimientos y drenajes.

6.2.3. EMPRÉSTITOS

De acuerdo a los resultados de las excavaciones y ensayos, se detectaron fuentes de material de empréstito constituidos de manera generalizada por materiales de naturaleza fluvial, con gravas areno-limosas y suelos gravo-arcillosos con algunos niveles limo-arcillosos.

En total se identificaron 3 posibles zonas, denominadas: Y-1, Y-2 y Y-3, además de identificarse 4 áreas potenciales, de las que podrían obtenerse más de 3 Hm3 de materiales aptos para la construcción del muro de presa proyectado.

Todos los volúmenes de materiales consignados para los diferentes yacimientos de este estudio, han sido minorados teniendo en consideración la presencia de un espesor medio de suelo vegetal y un margen de material que podría resultar inaceptable una vez excavados los yacimientos. El volumen finalmente estimado para cada uno de ellos, se resume en la siguiente tabla.

Tabla 6-65. Características principales de los yacimientos de empréstitos

Yacimiento Empréstito	Espesor Medio Suelo Vegetal (m)	Espesor Medio Material aprovechable (m)	Material de Empréstito Disponible (m^3)	Características del Material	Distancia a muro (km)
Y-1	0,3	> 2	>145.000	Arenas y gravas limosas. Qf/Q1fa	0
Y-2	0,3	> 1,5	>150.000	Arenas y gravas limosas. Qf/Q1fa	0,8
Y-3	0,3	> 1	>30.000	Arenas y gravas limosas. Qf/Q1fa	1,5
Exteriores	Aprox. 0,50	> 2	>3.000.000	Arenas y gravas limosas . Q1fa	0-4
Volúmenes totales estimados (m^3)			**> 3.325.000**		

Como se puede observar del balance de materiales potencialmente disponible en el entorno, en esta primera fase de proyecto se estima que no exista problema en la obtención de los materiales necesarios para la construcción del muro de presa. La confirmación de esta circunstancia deberá realizarse en sucesivas etapas, tras comprobar, con un estudio más detallado, que las condiciones de impermeabilidad de los materiales contemplados son las adecuadas.

6.2.4. PROGRAMA DE PROSPECCIONES PROPUESTAS

En futuras fases del proyecto, deberá elaborarse un programa de prospecciones de manera de resolver todas las dudas e incertezas asociadas a las características geológico-geotécnicas del muro de presa y de la zona de inundación.

Como primera aproximación, pueden considerarse las siguientes indicaciones frente a dicho programa:

- Completar el conocimiento de la geología del sitio de presa. Se propone realizar 2 sondajes intercalados entre los sondajes existentes.
- Confirmar la no inyectabilidad de los niveles arenosos de la unidad Pplm. Se propone realizar ensayos de inyectabilidad en los sondajes nuevos.
- Determinar la deformabilidad y resistencia de los materiales de la unidad Pplm. Se propone realizar presiómetros en los sondajes nuevos.
- Estudiar de forma más detallada el régimen hidrogeológico del entorno del sitio de presa. Se propone realizar algún sondaje en la cola del embalse en sus dos ramales, estero Quilmo y tributario de margen izquierda.
- Estudiar nuevas zonas de préstamos. Se propone una campaña de calicatas en las zonas donde los depósitos fluvio-aluviales antiguo Q1fa puede presentar potencias mayores

6.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO

El estudio hidrológico se incluye en el Anexo D.3 Hidrología, sedimentos y derechos de agua. Dentro del estudio hidrológico se realiza un análisis estadístico previo de los datos, que incluye tanto la información pluviométrica como fluviométrica utilizada. Se incluye el concepto de caudal ecológico de acuerdo a la legislación vigente.

En cuanto a los datos fluviométricos, se realiza el análisis para el extendido de los datos, efectuando un extenso y detallado estudio de correlaciones tanto con otras estaciones fluviométricas como con estaciones pluviométricas, estudiando mensualmente la idoneidad del ajuste en cada caso.

Por lo que respecta a la pluviometría, se obtienen las isoyetas para periodo de retorno 10 años. Se analizan las precipitaciones obteniendo los valores de precipitación máxima diaria para 24 horas, 48 y 72 horas.

6.3.1. PLUVIOMETRÍA Y FLUVIOMETRÍA

En cuanto a la pluviometría y fluviometría, se ha realizado un estudio previo y recopilación de información en los antecedentes (**Anexo A**).

En el caso de la fluviometría se ha realizado el completado de datos, análisis de datos anómalos y estudio de extendido de datos disponibles, con lo cual la estación a considerar estará definida. Se ha considerado la información fluviométrica contemplada en los antecedentes y se ha incluido para un estudio de mayor detalle y de acuerdo a los análisis y necesidades de este apartado la serie fluviométrica de caudales instantáneos de Quilmo Camino a Yungay.

En el caso de la pluviometría, se han determinado las estaciones más cercanas y se ha realizado el análisis de datos anómalos. En este caso se prevé un estudio de mayor detalle, revisando de nuevo los antecedentes. Se dispone de datos de estaciones suficientes de la DGA para realizar el trabajo.

Las estaciones fluviométricas y pluviométricas consideradas, que son las siguientes:

ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS

- RÍO QUILMO EN CAMINO A YUNGAY. Datos caudales mensuales.
- RÍO QUILMO EN CAMINO A YUNGAY. Datos caudales instantáneos.

ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Se han considerado los datos de precipitación máxima diaria de las estaciones siguientes:

- CHILLÁN VIEJO
- CHILLÁN SENDOS
- COIHUECO EMBALSE
- DIGUILLÍN

La metodología seguida para el análisis de datos dudosos, tanto fluviométricos como pluviométricos, es la del *Water Resources Council* que se describe en "Hidrología Aplicada" (Ven Te Chow, et. al.).

6.3.2. CAUDALES ECOLÓGICOS

Los caudales ecológicos se han considerado de acuerdo a lo establecido en el Reglamento para la Determinación del Caudal Ecológico Mínimo, correspondiente al Decreto Nº 014, Artículo 3º del título II.

6.3.3. DATOS FLUVIOMÉTRICOS

Se ha considerado la estación fluviométrica QUILMO EN CAMINO A YUNGAY con los valores de la altura limnigráfica y caudal instantáneo, además de los valores mensuales. Los valores máximos instantáneos son la base para los cálculos de caudales máximos asociados a periodos de retorno en el análisis de crecidas.

Las características que definen la estación son las que se indican a continuación.

Estación: RÍO QUILMO EN CAMINO A YUNGAY (CA)

Código BNA: 08117008-8	Altitud (msnm): 75	UTM Norte (mts):5938254
Cuenca: RÍO ITATA	Latitud S: 36º 40' 00"	UTME Este (mts): 754731
Subcuenca: Río Ñuble Bajo (bajo junta E Pangue y Río Itata)		Longitud W: 72º 08' 60"

Área de drenaje (Km^2): 162,00

6.3.3.1. DATOS DE PARTIDA

Los caudales máximos instantáneos obtenidos a partir de los listados de la serie histórica disponible son los que se indican en la tabla siguiente:

Tabla 6-66. Caudales máximos:

AÑO	QMAX ANUAL (m^3/s)
1957	14.40
1958	16.28
1959	15.28
1960	15.50
1961	15.00
1962	11.00
1963	15.00
1964	15.00
1965	13.00
1966	9.20
1967	10.02
1968	6.80
1969	10.02
1970	30.60
1971	25.00
1972	20.30
1973	42.60
1974	48.26
1975	20.30
1976	11.60
1977	19.26
1978	25.00
1979	37.30
1980	21.50
1981	28.70
1982	38.68
1983	43.60

Los listados de las estaciones se incluyen en el **Anexo D.3.**

6.3.3.2. ANÁLISIS Y EXTENDIDO DE DATOS FLUVIOMÉTRICOS

En este apartado se realiza un análisis más extenso que el análisis previo de la estación de datos fluviométricos mensuales. La necesidad de este análisis viene motivada porque los datos disponibles en la estación fluviométrica de Quilmo abarcan desde 1957 hasta 1983 se ha realizado un análisis detallado de los datos disponibles con el fin de generar una serie más extensa hasta la

actualidad, que servirá de base de entrada para los cálculos de regulación del embalse a partir de datos históricos, esto es, para el modelo de simulación.

En el análisis y extendido de datos fluviométricos mensuales se ha realizado lo siguiente:

1. Correlación con estaciones fluviométricas cercanas.

En primer lugar se realiza un análisis de la posible correlación de la estación Quilmo Camino a Yungay con estaciones fluviométricas cercanas y que dispongan de datos suficientes y hasta la actualidad para poder extender, en su caso, la serie de Quilmo. Deben tener además datos en años comunes con la estación Quilmo Camino a Yungay para poder hacer el análisis. Las posibles estaciones consideradas son las siguientes, indicándose entre paréntesis los años de datos disponibles:

- Chillán Camino a Confluencia (1956 – 2013)
- Chillan en Longitudinal (1958-1977/ parcialmente1982-83)
- Chillán en Esperanza (1939 – 1994)
- Chillán en Esperanza 2 (2003 – 2013)

La estación Quilmo Camino a Yungay dispone de información en los años 1957 -1983 (parcialmente 1994-95).

Las correlaciones con Chillán Camino a Confluencia y con Chillán en Esperanza son muy bajas, tanto en los meses lluviosos como en los más secos.

Por disponibilidad de datos y resultados, la estación a considerar para establecer las correlaciones, será Chillán Camino a Confluencia.

Con la estación Chillán Camino a Confluencia, y a partir de los resultados previos con bajas correlaciones, se ha realizado un nuevo análisis a partir del previo, eliminando de la correlación algunos datos que se salen del ajuste, obteniendo buenos resultados para los meses de enero, febrero, marzo, noviembre y diciembre.

2. Análisis de los datos de la estación fluviométrica de Quilmo Camino a Yungay.

A la vista de los resultados de bajas correlaciones obtenidos con otras estaciones fluviométricas en una buena parte de los meses y con la intención de mejorar los ajustes y resultados, se realiza el análisis de la propia estación de Quilmo en relación con las precipitaciones mensuales en las tres estaciones que influyen en la cuenca de Quilmo (según se explica posteriormente). Las estaciones pluviométricas son Chillán (Viejo + Sendos), Coihueco y Diguillín.

Se ha obtenido la precipitación sobre la cuenca en cada año con datos disponibles a partir de los porcentajes de influencia de cada una de las tres estaciones sobre la cuenca, según se indica en la tabla siguiente:

Tabla 6-67. Porcentaje de influencia de cada estación en la cuenca

ESTACIÓN	ÁREA CUENCA (Polig. Thiessen) (km^2)	% Estación sobre total cuenca
CHILLÁN VIEJO + SENDOS	65.446	53.8%
COIHUECO	31.741	26.1%
DIGUILLÍN	24.551	20.2%
Área total cuenca	121.738	

Del estudio realizado se concluye:

- Se pueden extraer relaciones claras entre la precipitación y el caudal en los meses con mayores precipitaciones y precipitaciones medias, en general.
- En los meses menos lluviosos, no se obtiene relación entre la precipitación y los caudales circulantes por el cauce.
- Concretamente en los meses de abril a octubre se obtienen relaciones directas entre la precipitación y el caudal. Se ajustan varios tipos de función, si bien en general las de mejor ajuste son las lineales y polinómicas de segundo orden.
- En el mes de noviembre se obtienen ajustes medios, no muy buenos.
- En los meses enero a marzo y el mes de diciembre no se aprecian relaciones entre el caudal y la precipitación (especialmente poco relacionados en diciembre y enero).

Estos resultados conducen a estimar que en la cuenca pude haber aportaciones no de precipitación directa, como pueden ser provenientes de flujos subterráneos, de forma que en los meses más lluviosos sí se genera una escorrentía que directamente afecta al caudal circulante pero en los meses más secos no, con caudales más constantes y con menos variaciones provenientes en buena parte de flujos subterráneos como acuíferos además de infiltraciones en el terreno. Por este motivo en los meses con poca correlación entre la precipitación y el caudal se ha analizado la relación entre los caudales en meses consecutivos con buenos resultados (más allá de dos meses consecutivos las correlaciones ya no son buenas).

- Se relacionan en cuanto a caudal los meses abril – marzo, marzo – febrero, febrero - enero, octubre – noviembre, noviembre – diciembre y diciembre – enero.

A continuación se incluye tabla resumen de fórmulas de obtención de caudales en cada mes:

Tabla 6-68. Fórmulas caudales estación Quilmo Camino a Yungay

MES	FÓRMULA OBTENCIÓN CAUDAL	TIPO AJUSTE	R2
ABRIL	$Q_{ABR} = 0.0038442*P + 0.0055392$	LINEAL	0.940
MAYO	$Q_{MAY} = 1.85684*10^{-5}*P^2 + 6.65330*10^{-4}*P - 0.0133026$	POLIN. 2º ORD.	0.908
JUNIO	$Q_{JUN} = 2.19746*10^{-5}*P^2 + 8.12703*10^{-3}*P - 0.103050$	POLIN. 2º ORD.	0.825
JULIO	$Q_{JUL} = 0.0139456*P + 2.7678124$	LINEAL	0.596

MES	FÓRMULA OBTENCIÓN CAUDAL	TIPO AJUSTE	R2
AGOSTO	$Q_{AGO} = 0.0194301*P + 1.9767921$	LINEAL	0.510
SEPTIEMBRE	$Q_{SEP} = 0.0188964*P + 1.3531894$	LINEAL	0.885
OCTUBRE	$Q_{OCT} = 1.15020*10^{-4}*P^2 - 7.47452*10^{-3}*P + 1.65691$	POLIN. 2º ORD.	0.905
NOVIEMBRE	$Q_{NOV} = 0.47597* Q_{OCT} - 0.04443$	LINEAL	0.755
DICIEMBRE	$Q_{DIC} = 0.25556* Q_{NOV} + 0.09315$	LINEAL	0.626
MARZO	$Q_{MAR} = 2.08684* Q_{ABR} + 0.03231$	LINEAL	0.463
FEBRERO	$Q_{FEB} = 0.53468* Q_{MAR} + 0.03965$	LINEAL	0.602
ENERO	$Q_{ENE} = 0.49453* Q_{FEB} + 0.01549$	LINEAL	0.720

Los caudales en m^3/s y las precipitaciones en mm.

De todo el análisis realizado, tanto de las correlaciones con la estación fluviométrica Chillán Camino a Confluencia, como con las precipitaciones y entre meses, se considera extender la serie fluviométrica Quilmo Camino a Yungay de la siguiente forma:

- Meses abril, mayo, junio, julio, agosto, septiembre, octubre y noviembre mediante las relaciones con la precipitación.
- Noviembre, mediante la relación con octubre.
- Diciembre, enero, febrero y marzo mediante las correlaciones con la estación Chillán Camino a Confluencia.

En el **Anexo D.3.4** se incluyen los cálculos en Excel realizados. Además, la serie fluviométrica de Quilmo Camino a Yungay completada hasta 2013.

6.3.4. PLUVIOMETRÍA

El estudio se ha centrado en las estaciones que se encuentran en el entorno de la cuenca del embalse Quilmo. Estas estaciones son:

- CHILLANCITO
- NUEVA ALDEA
- PEMUCO
- CHILLÁN VIEJO
- CHILLÁN SENDOS
- COIHUECO EMBALSE
- DIGUILLÍN

La estación Chillán Sendos se encuentra muy próxima a Chillán Viejo, habiendo sido utilizada para completar esta última, tal y como se ha indicado anteriormente.

Las series se han estudiado estadísticamente, siendo la base para los cálculos realizados en los apartados siguientes.

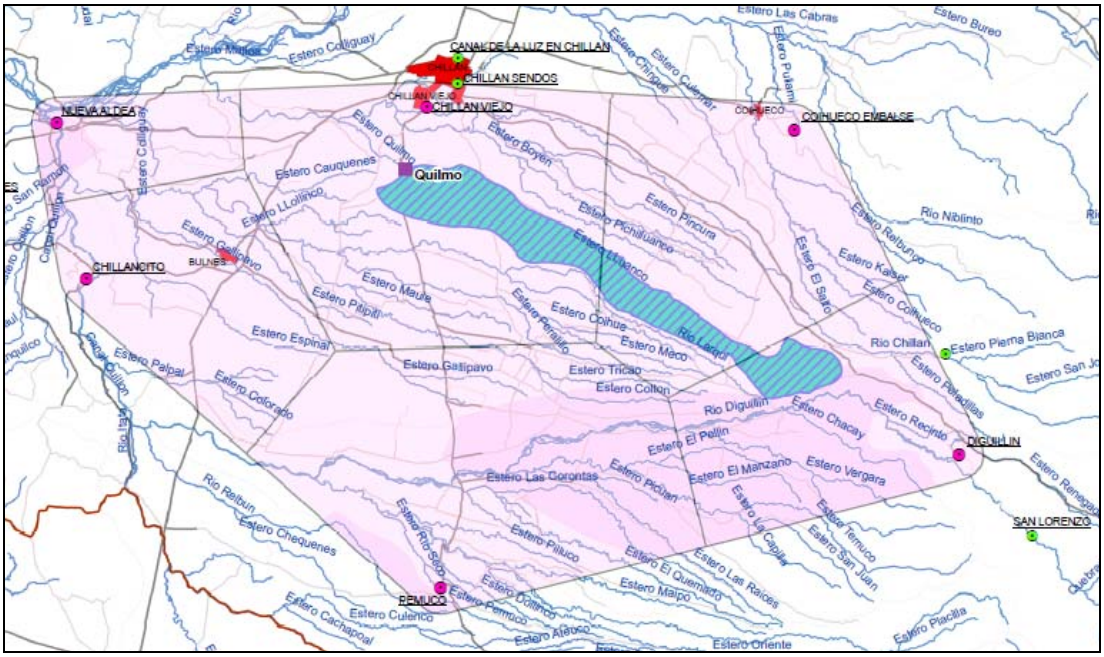
En el **Anexo D.3.1** se incluyen los listados de las estaciones y en el **Anexo D.3.3** el análisis realizado para el completado de datos de Chillán Viejo con Chillán Sendos y el estudio de *outliers* o valores anómalos altos y bajos.

Se ha efectuado el análisis pluviométrico de la influencia de cada una de las estaciones pluviométricas consideradas sobren la cuenca del Embalse de Quilmo. Para ello se han utilizado los polígonos de Thiessen, considerando las estaciones:

22. CHILLANCITO
23. NUEVA ALDEA
24. PEMUCO
25. CHILLÁN VIEJO
26. CHILLÁN SENDOS
27. COIHUECO EMBALSE
28. DIGUILLÍN

En la figura siguiente se muestran las estaciones consideradas y los polígonos de Thiessen. Se marcan con color magenta las estaciones consideradas definitivamente en el análisis, seleccionadas por disponibilidad de datos suficientes.

Figura 6-79. Estaciones pluviométricas consideradas y polígonos de Thiessen.



De donde se deduce, como se muestra en la gráfica, que algunas de las estaciones analizadas no influyen en la cuenca del embalse Quilmo, Las estaciones con influencia en la cuenca, determinadas a partir de los polígonos de Thiessen, son:

- CHILLÁN VIEJO
- CHILLÁN SENDOS
- COIHUECO EMBALSE
- DIGUILLÍN

La estación Chillán Sendos se utiliza para completar la de Chillán Viejo. Para ello se ha analizado la correlación entre ambas y se ha concluido la validez del completado de datos entre ambas (**Anexo D.3.3**).

En el **Anexo D.3.5** Planos hidrológicos se incluyen los planos de cuenca, de cuenca con las estaciones pluviométricas consideradas con los polígonos de Thiessen y plano de isoyetas.

En la tabla siguiente se resume el porcentaje de influencia de cada estación en la cuenca:

Tabla 6-69. Porcentaje de influencia de cada estación en la cuenca:

ESTACIÓN	ÁREA CUENCA (Polig. Thiessen) (km^2)	% Estación sobre total cuenca
CHILLÁN VIEJO + SENDOS	65.446	53.8%
COIHUECO	31.741	26.1%
DIGUILLÍN	24.551	20.2%
Área total cuenca	121.738 km^2	

6.3.5. ISOYETAS

Se consideran los valores indicados en la tabla siguientes para las estaciones pluviométricas que se indican. El valor de precipitación máxima diaria para periodo de retorno 10 años se ha obtenido a partir de los datos muestrales.

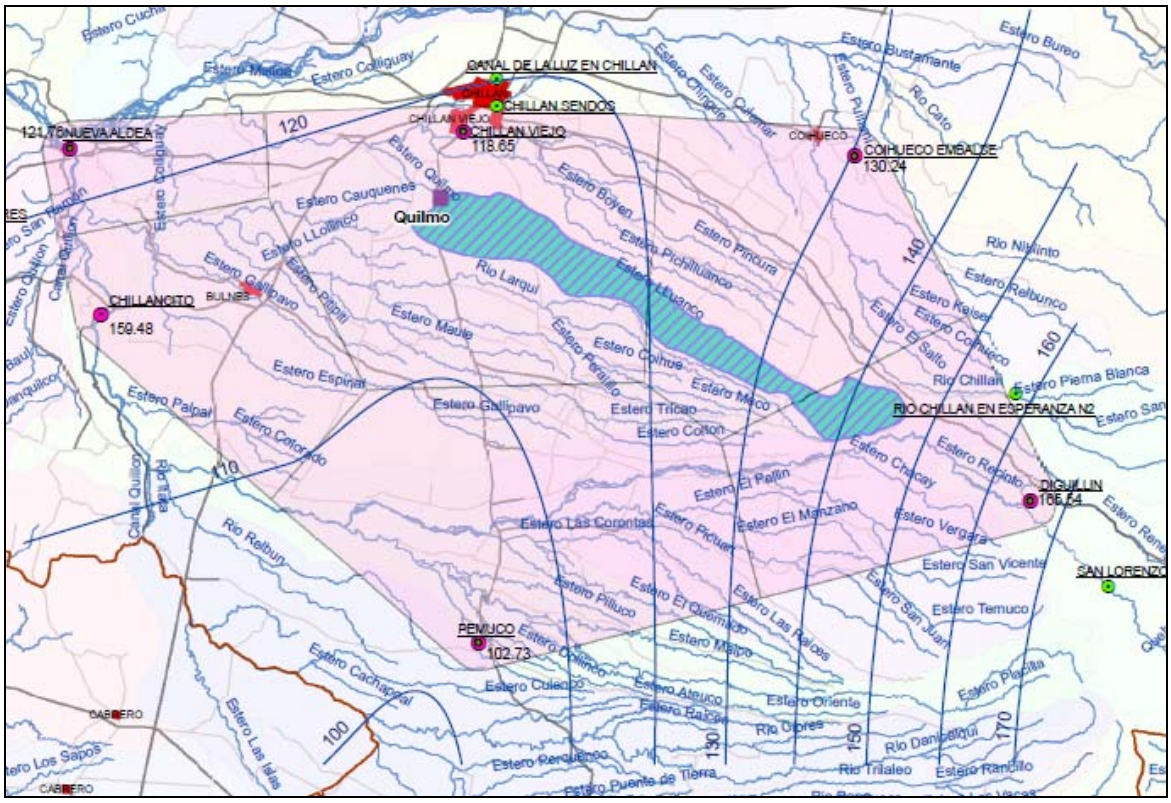
Tabla 6-70. Precipitación máxima diaria para periodo de retorno 10 años

ESTACIÓN	PMD (mm)
CHILLAN VIEJO + SENDOS	118.65
COIHUECO EMBALSE	130.24
DIGUILLÍN	165.54
PEMUCO	102.73
CHILLANCITO	159.48
NUEVA ALDEA	121.76

En el **Anexo D.3.6** se incluyen los cálculos realizados para la obtención de las isoyetas para periodo de retorno 10 años así como los listados de las estaciones pluviométricas utilizadas.

Como se puede ver Chillancito presenta un valor notablemente elevado respecto al resto de estaciones en su entorno próximo. Por este motivo se ha realizado la obtención de las isoyetas con y sin considerar esta estación, mostrándose a continuación el resultado de isoyetas sin esta estación.

Figura 6-80. Isoyetas T = 10 excluyendo estación Chillancito.



6.4. ESTUDIO DE CRECIDAS

En este apartado se describen los cálculos de crecidas para el aliviadero y las obras de desvío, asociados a distintos periodos de retorno. Se utilizan dos metodologías. Por una parte, a partir de los datos disponibles de caudales máximos instantáneos, se hacen ajustes mediante diversas funciones de distribución. Por otra parte, se realiza el cálculo mediante métodos indirectos, tanto método de la DGA-AC, como Verni y King, método racional y mediante Hidrograma Unitario Sintético. Además, se incluye el cálculo de la precipitación máxima probable y el caudal máximo asociado.

Se realiza además, el cálculo de crecidas en los canales por métodos indirectos.

6.4.1. ANÁLISIS DE FRECUENCIA

El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para, predecir el comportamiento futuro de los caudales en un sitio de interés, a partir de la información histórica de caudales. Se utiliza asimismo para determinar las precipitaciones asociadas a periodos extremos. Es un método basado en procedimientos estadísticos que permite calcular la magnitud del caudal o precipitación, a partir de una serie de datos disponible, asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada. Cuando se pretende realizar extrapolaciones, período de retorno mayor que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles.

Tanto en el análisis de datos fluviométricos como pluviométricos se han considerado varias funciones de distribución, que son las siguientes:

- ✓ Normal
- ✓ Log Normal
- ✓ Pearson III
- ✓ Log Pearson III
- ✓ Extrema Tipo I - Gumbel

Para seleccionar la distribución de probabilidades de la serie histórica se deben tener en cuenta algunas consideraciones.

- Para el ajuste a las distribuciones Log-Norma y Log-Pearson se requiere transformar la variable al campo logarítmico para modelarla, con lo que se disminuye la varianza muestral, pero también se filtran las variaciones reales de los datos.

- Las distribuciones de dos parámetros fijan el valor del coeficiente de asimetría, lo que en algunos casos puede no ser recomendable. La distribución Log - Normal de dos parámetros sólo es recomendable si el coeficiente de asimetría es cercano a cero. La distribución Gumbel es recomendable si el coeficiente de asimetría de los eventos registrados es cercano a 1,13

- Para ajustar distribuciones de tres parámetros (Log Normal III, Log Pearson) se requiere estimar el coeficiente de asimetría de la distribución; para ello es necesario disponer de una serie con longitud de registros larga, mayor de 50 años. Las distribuciones de dos parámetros son usualmente preferidas cuando se dispone de pocos datos, porque reducen la varianza de la muestra.

- Cuando la información es adecuada el análisis de frecuencia es la metodología más recomendable para la evaluación de eventos extremos, ya que la estimación depende solamente de los caudales máximos anuales que han ocurrido en la cuenca y no da cuenta de los procesos de transformación de la precipitación en escorrentía. Tiene algunas limitaciones relacionadas con el comportamiento de la serie histórica y con el tamaño y calidad de los datos de la muestra.

- El tamaño de la muestra influye directamente en la confiabilidad de los resultados, así a mayor período de retorno del estimativo mayor longitud de registros necesaria para mejor confiabilidad en los resultados.

Se han representado gráficamente los puntos de cada estación y los valores obtenidos de los ajustes con la probabilidad de excedencia asignada a cada valor de la muestra. Si n es el total de valores y m es el rango de un valor en una lista ordenada de mayor a menor (m=1 para el valor máximo) la probabilidad de excedencia se puede obtener por medio de la siguiente expresión:

Weibull $$P = \frac{m}{n+1}$$

Adicionalmente, el programa CHAC proporciona los resultados *de plotting positions* mediante la fórmula de Gringorten.

6.4.2. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

En cuanto a la pluviometría y fluviometría previamente se ha trabajado al respecto realizando análisis estadístico de las series disponibles y analizando los antecedentes.

En el caso de la pluviometría, se han determinado las estaciones más cercanas y se ha realizado el análisis de datos anómalos. Se dispone de datos de estaciones suficientes de la DGA para realizar el trabajo.

6.4.2.1. ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24, 48 Y 72 HORAS

La metodología seguida está descrita en la publicación “PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 1, 2 Y 3 DÍAS”, Ministerio de Obras Públicas, Dirección General del Agua, República de Chile.

Se ha utilizado esta metodología de forma que, partiendo de la precipitación máxima diaria de cada una de las estaciones para periodo de retorno 10 años. Los coeficientes de duración y de frecuencia se obtienen de la Tabla que se presenta en el Anexo de la publicación citada.

En la publicación de referencia se parte de la precipitación máxima diaria para un periodo de retorno de 10 años y a partir de este valor se obtienen las precipitaciones para otras duraciones, 2 y 3 días, y periodos de retorno.

Para la obtención de la precipitación correspondiente a periodo de retorno 10 años y duración 1 día, que es la base para los cálculos, en la publicación de referencia se incluye un mapa de isoyetas para periodo de retorno 10 años. En el caso de estudio, puesto que se dispone de información pluviométrica y ésta se ha analizado previamente, se determina la precipitación máxima probable en 1 día y para periodo de retorno 10 años a partir de la estadística de cálculo, siendo este valor el considerado en los cálculos.

Los cálculos realizados se incluyen en el **Anexo D.3.7**. A continuación se incluyen los resultados.

Tabla 6-71. Precipitación en 1 día.

Valor de referencia precipitación 1 día, T = 10 años

PRECIPITACIÓN 1 DÍA (mm)

ESTACIÓN	T = 10 AÑOS	T = 2 AÑOS	T = 5 AÑOS	T = 20 AÑOS	T = 50 AÑOS	T = 100 AÑOS
CHILLAN VIEJO + SENDOS	**118,65**	82,10	72,25	80,27	100,18	135,64
COIHUECO EMBALSE	**130,24**	90,12	79,31	88,11	109,96	148,89
DIGUILLÍN	**165,54**	114,55	100,80	111,99	139,77	189,25

Tabla 6-72. Precipitación en 2 días.

PRECIPITACIÓN 2 Días (mm)

ESTACIÓN	T = 10 AÑOS	T = 2 AÑOS	T = 5 AÑOS	T = 20 AÑOS	T = 50 AÑOS	T = 100 AÑOS
CHILLAN VIEJO + SENDOS	176,90	119,94	119,94	197,60	223,96	243,60
COIHUECO EMBALSE	194,18	131,66	131,66	216,90	245,83	267,39
DIGUILLÍN	305,58	167,34	167,34	275,69	312,47	339,86

Tabla 6-73. Precipitación en 3 días.

PRECIPITACIÓN 3 Días (mm)

ESTACIÓN	T = 10 AÑOS	T = 2 AÑOS	T = 5 AÑOS	T = 20 AÑOS	T = 50 AÑOS	T = 100 AÑOS
CHILLAN VIEJO + SENDOS	219,02	146,96	191,21	245,52	278,82	303,78
COIHUECO EMBALSE	240,42	161,32	209,88	269,51	306,05	333,46
DIGUILLÍN	305,58	205,04	266,77	342,55	389,00	423,84

6.4.2.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS

Se han considerado las distribuciones siguientes:

- ✓ Normal
- ✓ Log Normal

- ✓ Pearson III
- ✓ Log Pearson III
- ✓ Extrema Tipo I - Gumbel

Los ajustes se han realizado mediante hoja Excel. Adicionalmente se han calculado con el programa CHAC desarrollado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento de España. Con esto se pueden comparar resultados, que son muy similares.

En el **Anexo D.3.8** se incluyen los cálculos de los ajustes realizados, tanto en Excel como los resultados del programa CHAC, que incluyen los resultados gráficos para las funciones que realiza.

A partir del análisis de los resultados se establece determinar las precipitaciones máximas diarias a partir de la distribución Log Pearson III.

En la tabla siguiente se resumen los resultados para cada una de las estaciones analizadas, de influencia en la cuenca del embalse Quilmo, obteniéndose ponderando con el porcentaje de cada una de ellas el total de precipitación para cada periodo de retorno sobre el total de la cuenca.

Tabla 6-74. Resumen de los resultados para cada estación analizada.

	LP III	**CHILLÁN**	**COIHUECO**	**DIGUILLÍN**	**CUENCA QUILMO**
PROB. NO EXCEDENCIA	T (AÑOS)	**PMD (mm)**	**PMD (mm)**	**PMD (mm)**	**PMD (mm)**
0.50000	2	**66.77**	**86.97**	**113.10**	**81.38**
0.80000	5	**92.15**	**118.61**	**143.65**	**109.43**
0.90000	10	**111.25**	**140.82**	**165.51**	**129.90**
0.96000	25	**138.24**	**170.38**	**195.13**	**158.10**
0.98000	50	**160.47**	**193.53**	**218.62**	**180.81**
0.99000	100	**184.63**	**217.58**	**243.41**	**205.07**
0.99500	200	**210.97**	**242.77**	**269.68**	**231.10**
0.99800	500	**250.00**	**277.00**	**307.00**	**268.54**
0.99900	1000	**284.00**	**307.00**	**339.00**	**301.09**
0.99950	2000	**320.00**	**337.00**	**373.00**	**335.12**
0.99980	5000	**374.00**	**380.00**	**421.00**	**385.04**
0.99990	10000	**420.00**	**414.00**	**461.00**	**426.70**

6.4.3. DETERMINACIÓN DE CAUDALES DE CRECIDAS

6.4.3.1. ESTIMACIÓN DIRECTA

Se realiza el análisis de frecuencia de los datos fluviométricos mediante el ajuste de las funciones de distribución, como se ha explicado anteriormente.

Se han considerado las distribuciones siguientes:

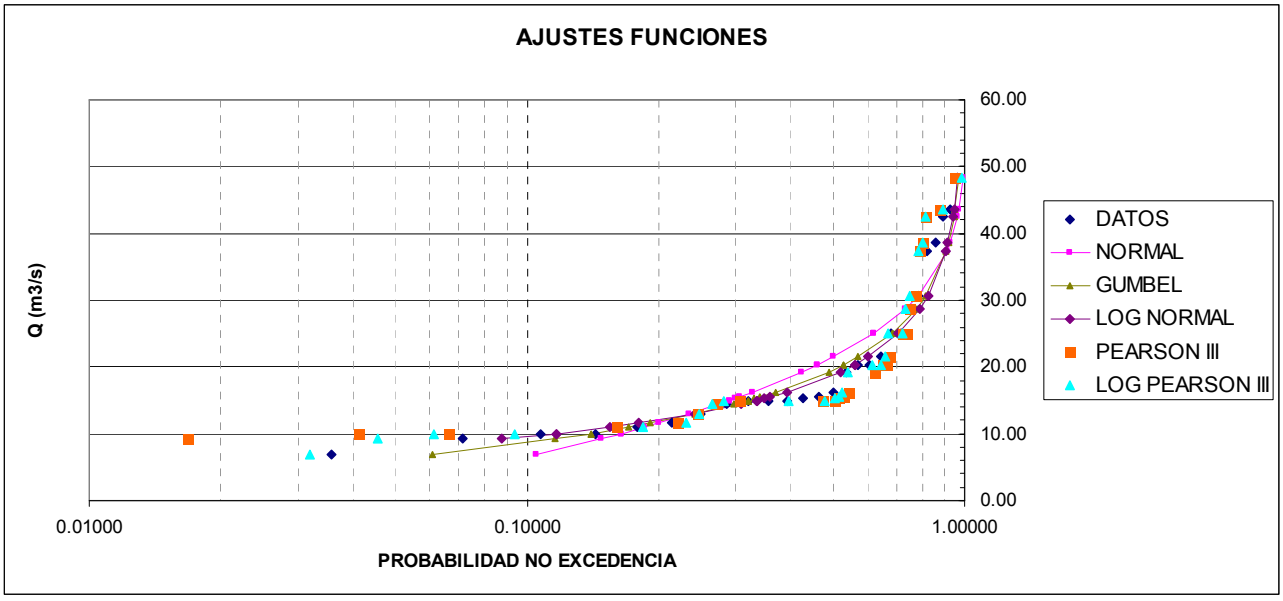
- ✓ Normal
- ✓ Log Normal
- ✓ Pearson III
- ✓ Log Pearson III
- ✓ Extrema Tipo I - Gumbel

Los ajustes se han realizado de la misma forma que se ha especificado en el caso del estudio de las precipitaciones, mediante Excel y el programa de apoyo CHAC.

Los datos utilizados corresponden a la serie histórica de caudales instantáneos de la estación Quilmo en Camino a Yungay.

Se han representado gráficamente los datos históricos obteniendo los valores de frecuencia mediante el método de Weibull con los resultados de los ajustes de las funciones de distribución. En la gráfica siguiente se presentan los resultados:

Figura 6-81. Datos históricos obteniendo valores de frecuencia mediante el método de Weibul.



Además, se han obtenido los coeficientes de regresión R^2 y se ha representado gráficamente el ajuste comparando las funciones calculadas con los datos históricos.

Se selecciona la distribución Log Normal como representativa de los valores estudiados.

A continuación se incluye tabla resumen de los valores de caudal para los distintos periodos de retorno analizados:

Tabla 6-75. Resumen de los valores de caudal para los distintos periodos de retorno analizados.

PROB. EXCEDENCIA	PROB. NO EXCEDENCIA	T (AÑOS)	**Q (m^3/s)**
0,50000	0,50000	2	**18,76**
0,20000	0,80000	5	**29,18**
0,10000	0,90000	10	**36,81**
0,04000	0,96000	25	**47,09**
0,02000	0,98000	50	**55,19**
0,01000	0,99000	100	**63,70**
0,00500	0,99500	200	**72,62**
0,00200	0,99800	500	**85,13**
0,00100	0,99900	1.000	**95,17**
0,00050	0,99950	2.000	**105,73**
0,00020	0,99980	5.000	**120,56**
0,00010	0,99990	10.000	**132,45**
0,00005	0,999950	20.000	**144,94**

En el **Anexo D.3.9** se incluyen los cálculos de los ajustes realizados, tanto en Excel como los resultados del programa CHAC, que incluyen los resultados gráficos para las funciones que realiza.

6.4.3.2. ESTIMACIÓN INDIRECTA. MÉTODOS DGA-AC, VERNI-KING Y RACIONAL

En el caso de los caudales máximos correspondientes a la cuenca drenante a la presa de Quilmo, se han realizado adicionalmente los estudios indirectos con el fin de comparar resultados y por la consideración de que en los datos instantáneos registrado no se haya recogido el caudal máximo.

Se han seguido las especificaciones de la publicación “MANUAL DE CÁLCULO DE CRECIDAS Y CAUDALES MÍNIMOS EN CUENCAS SIN INFORMACIÓN FLUVIOMÉTRICA”, Dirección General de Aguas, Santiago, 1995 (Se encuentra disponible en la página web de la dirección General de Aguas)

Los métodos utilizados son métodos empíricos válidos para superficies de cuenca entre 20 km^2 y 10.000 km^2 y periodos de retorno hasta 100 años. Se han utilizado los siguientes:

- ✓ DGA-AC
- ✓ Verni – King
- ✓ Racional Modificado

Las características geométricas de la cuenca drenante a la presa de Quilmo son las siguientes:

SUPERFICIE	121.74	km^2

LONG. CAUCE PPAL.	40129	m	
COTA AGUAS ARRIBA	431	m	
COTA AGUAS ABAJO	107	m	
PENDIENTE MEDIA	0,00807		0,81%

Los cálculos realizados se incluyen en el **Anexo D.3.10.**

6.4.3.2.1. MÉTODO DGA - AC

En la tabla siguiente se incluyen los cálculos realizados:

Tabla 6-76. Cálculos de caudales instantáneos máximos. Método DGA-AC.

Área cuenca	121,74	km^2
P24 T10	140,82	mm
Q_{10} =	91,23	m^3/s
α =	1,37	Factor conversión Q med diarios a Q máx instantáneos

T (años)	CURVA FRECUENCIAS REGIONAL ADIMENSIONAL Q_T/Q_{10}	CURVA FRECUENCIAS Q MEDIO DIARIO MÁX. $Q_T=(Q_T/Q_{10})*Q_{10}$ (m^3/s)	**CURVA FRECUENCIAS Q INSTANTÉNEO MÁX. $\alpha*Q_T$ (m^3/s)**
2	0,54	49,26	**67,49**
5	0,82	74,81	**102,48**
10	1,00	91,23	**124,98**
25	1,23	112,21	**153,73**
50	1,41	128,63	**176,22**
100	1,58	144,14	**197,47**

Para periodos de retorno superiores a 100 años, se realiza un ajuste logarítmico a partir de los valores obtenidos.

Los caudales obtenidos por el ajuste realizado son los siguientes:

Tabla 6-77. Caudales ajuste logarítmico. Método DGA-AC.

T (años)	Q (m^3/s)
200	**221,78**
500	**251,92**
1000	**274,73**
2000	**297,53**
5000	**327,68**
10000	**350,49**

6.4.3.2.2. MÉTODO RACIONAL

En la tabla siguiente se incluyen los cálculos realizados:

Tabla 6-78. Cálculos de caudales instantáneos máximos. Método Racional.

Área cuenca	121.74	km^2
Tiempo de concentración	7.30	h
C (T10)	0.36	

T (años)	C(T)/C(T10)	C (T)	P (24 h) (mm)	CD t	Itc T (mm/h)	Q =C*I*A/3.6 (m^3/s)
2	0,91	0,328	81,38	0,494	5,51	**60,99**
5	0,99	0,356	109,43	0,494	7,40	**89,23**
10	1,00	0,360	129,90	0,494	8,79	**106,99**
25	1,02	0,367	158,10	0,494	10,70	**132,82**
50	1,02	0,367	180,81	0,494	12,23	**151,91**
100	1,03	0,371	205,07	0,494	13,87	**173,97**

Para periodos de retorno superiores a 100 años, se realiza un ajuste logarítmico a partir de los valores obtenidos.

Los caudales obtenidos por el ajuste realizado son los siguientes:

Tabla 6-79. Caudales ajuste logarítmico. Método Racional.

T (años)	Q (m^3/s)
200	**192,53**
500	**218,59**
1.000	**238,30**
2.000	**258,01**
5.000	**284,07**
10.000	**303,78**

6.4.3.2.3. MÉTODO VERNI Y KING MODIFICADO

En la tabla siguiente se incluyen los cálculos realizados:

Tabla 6-80. Cálculos de caudales instantáneos máximos. Método Verni y King Modificado.

Área cuenca	121,74	km^2
Tiempo de concentración	7,30	h
C (T10)	0,79	

T (años)	C(T)/C(T10)	C (T)	P (24 h) (mm)	Q $=C(T)*0.00618*P_{24}^{1.24}*A^{0.88}$ (m^3/s)
2	0,91	0,719	81,38	**71,10**
5	0,99	0,782	109,43	**111,68**
10	1,00	0,790	129,90	**139,54**
25	1,02	0,806	158,10	**181,58**
50	1,02	0,806	180,81	**214,47**
100	1,03	0,814	205,07	**253,16**

Para periodos de retorno superiores a 100 años, se realiza un ajuste logarítmico a partir de los valores obtenidos.

Los caudales obtenidos por el ajuste realizado son los siguientes:

Tabla 6-81. Caudales ajuste logarítmico. Método Racional.

T (años)	Q (m^3/s)
200	**280,28**
500	**322,40**
1000	**354,26**
2000	**386,13**
5000	**428,25**
10000	**460,11**

En la tabla siguiente se resumen los resultados obtenido por los tres métodos:

Tabla 6-82. Resumen caudales métodos indirectos.

T (años)	CAUDAL (m^3/s)		
	MÉTODO DGA - AC	**MÉTODO RACIONAL**	**MÉTODO VERNI Y KING MODIFICADO**
2	67,49	60,99	71,10
5	102,48	89,23	111,68
10	124,98	106,99	139,54
25	153,73	132,82	181,58
50	176,22	151,91	214,47
100	197,47	173,97	253,16
200	221,78	192,53	280,28
500	251,92	218,59	322,40
1.000	**274,73**	238,30	354,26
2.000	297,53	258,01	386,13
5.000	327,68	284,07	428,25
10.000	**350,49**	303,78	460,11

Los caudales obtenidos por métodos indirectos son superiores los obtenido por ajuste de los datos de caudales instantáneos. Se ha detectado que la cuenca drenante a la presa de Quilmo genera menores escorrentías superficiales en general que las esperadas en comparación con cuencas similares aparentemente en la misma cuenca principal. De los caudales obtenidos por métodos directos e indirectos, se consideran para el estudio y dimensionamiento de la presa los correspondientes al método de la DGA-AC del lado de la seguridad frente a los ajustados a partir de los datos fluviométricos, que en el cálculo presenta valores intermedios de caudales máximos. Se descarta el método de Verni y King que arroja los mayores valores porque se consideran excesivos, dados los bajos valores comparativamente obtenidos a partir de los datos fluviométricos disponibles.

En el caso de cuencas sin datos de información pluviométrica, como puede ser el caso de los esteros o tramos fluviales interceptados por los canales de riego se utilizan asimismo estos métodos indirectos.

6.4.3.3. ESTIMACIÓN INDIRECTA. HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

6.4.3.3.1. METODOLOGÍA SEGUIDA

Para la obtención de los hidrogramas asociados a distintos periodos de retorno en la ubicación de la presa se han seguido el *Manual de cálculo de crecidas y caudales mínimos en cuencas sin información fluviométrica* de la Dirección General del Agua. En el apartado 3.2 Estimación de hidrogramas de crecidas del manual se incluyen las especificaciones técnicas de cálculo para obtener los hidrogramas de crecidas.

Concretamente se han realizado los cálculos mediante el Hidrograma Unitario Sintético tipo Linsley.

Benítez y Arteaga en 1985, basándose en el método de Linsley, propusieron las relaciones básicas que permiten estimar los parámetros que determinan un hidrograma unitario sintético, para cuencas ubicadas entre las hoyas del Aconcagua y el Chamiza.

En el estudio desarrollado para elaborar el citado Manual de la Dirección General de Aguas, se amplió la base de datos de dichos autores a un total de 61 estaciones ubicadas entre las Regiones IIIª y Xª, determinándose nuevas relaciones para el cálculo de hidrogramas unitarios sintéticos.

La metodología planteada sobre la base del estudio indicado, es válida para cuencas pluviales o pluvio-nivales sin control fluviométrico, ubicadas entre la IIIª y Xª Región del país y con áreas comprendidas entre 10 y 4.500 km^2.

6.4.3.3.2. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS BÁSICOS

A continuación se indican los parámetros de la cuenca correspondiente al embalse Quilmo:

PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS
CUENCA EMBALSE QUILMO

SUPERFICIE 121.74 km^2 **LATITUD CUENCA** 36.75 º

LONG. CAUCE PPAL.	40129	m	40.129	km
COTA AGUAS ARRIBA	431	m		
COTA AGUAS ABAJO	107	m		
PENDIENTE MEDIA	0.00807	0.81%		
Long. al centro de gravedad	20064.5		20.065	km

Tiempo de concentración

Long. Cauce	40.129	km
H (máx. desnivel)	324	m

t_c =	7.30	h

PARÁMETROS BÁSICOS

Tiempo al pico

tp = 11.68 h

Tiempo unitario

tu = 2.12 h

Tiempo base

tb = 31.62 h

Caudal pico

qp = 22.19 l/s/mm/km^2

6.4.3.3.3. DETERMINACIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO

Los parámetros resultantes para definir el hidrograma unitario en la cuenca estudiada son los siguientes:

Duración precipitación = tc	7.30	h	
Tiempo unitario tu =	2.12	h	
Nº de hidrogramas unitarios	3.44		**4**
4 Hidrogr unitarios de tiempo unitario t_R	1.82	h desfasados	1.82 horas

tu -10%	1.91
tu + 10%	2.34

tR < 1.91 Hay que corregir tp

PARÁMETROS BÁSICOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Tiempo al pico

tp = 11.68 h

Tiempo al pico corregido

tpR = **11.60** h

Tiempo base

tb = **31.62** h

Caudal pico

qp = **22.19** l/s/mm/km2

Tiempo unitario

tR = **1.82** h

6.4.3.3.4. DETERMINACIÓN DEL MONTO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA. MÉTODO DE LA CURVA NÚMERO

Una de las variables básicas que interviene en el método es la precipitación efectiva.

Para estimar el monto de esta precipitación el Manual de referencia propone el método de la curva número de la manera que se explica a continuación, sin perjuicio que se apliquen otros métodos que se puedan considerar complementarios o alternativos. Este método consiste en determinar en primer lugar, el valor de la curva número correspondiente a la cuenca, de acuerdo a las siguientes expresiones que dependen de la latitud del centro de gravedad de la cuenca.

Los resultados correspondientes a la cuenca de estudio son:

Tendencia media superior	CN =	**90.76**
Envolvente superior	CN =	**98**

CN =	98.00
S =	**5.18**
0.2S =	1.04

Las precipitaciones efectivas para los periodos de retorno calculados son las que se indican en la tabla siguiente:

Tabla 6-83. Precipitación efectiva para los periodos de retorno de cálculo.

PRECIPITACIÓN CUENCA QUILMO

Coeficiente Duración CD para t = 7.30 h CD = 0.494

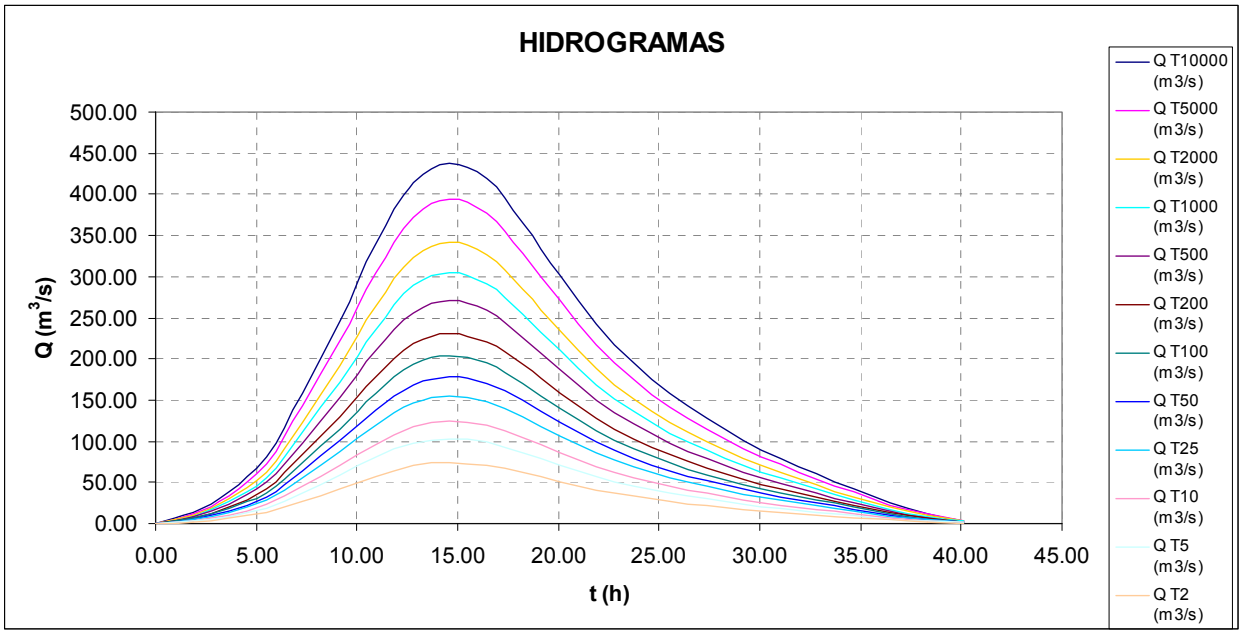
Precipitación efectiva con el valor de CN envolvente superior

T (AÑOS)	P 24 h (mm)	P 7.30 h (mm)	Intensidad i (tc) (mm/h)	P efectiva (mm)	Intensidad efectiva i ef (mm/h)	Nº de hidrogramas unitarios	Precipitac. Efec. por hidrograma
2	81.38	40.17	5.50	**34.55**	4.74	4	**8.64**
5	109.43	54.01	7.40	**48.26**	6.61	4	**12.06**
10	129.90	64.12	8.79	**58.29**	7.99	4	**14.57**
25	158.10	78.03	10.69	**72.14**	9.89	4	**18.04**
50	180.81	89.25	12.23	**83.31**	11.42	4	**20.83**
100	205.07	101.22	13.87	**95.26**	13.05	4	**23.81**
200	231.10	114.07	15.63	**108.08**	14.81	4	**27.02**
500	268.54	132.55	18.16	**126.52**	17.34	4	**31.63**
1000	301.09	148.62	20.37	**142.57**	19.54	4	**35.64**
2000	335.12	165.41	22.67	**159.35**	21.84	4	**39.84**
5000	385.04	190.05	26.04	**183.97**	25.21	4	**45.99**
10000	426.70	210.62	28.86	**204.52**	28.03	4	**51.13**

6.4.3.3.5. HIDROGRAMAS RESULTANTES

En la figura siguiente se presenta la gráfica con los hidrogramas resultantes del cálculo para los periodos de retorno estudiados.

Figura 6-82. Hidrogramas



Los caudales pico resultantes son los que se incluyen en la tabla:

Tabla 6-84. Caudales pico

T (años)	Qp (m^3/s)
2	73.95
5	103.27
10	124.75
25	154.39
50	178.30
100	203.86
200	231.29
500	270.77
1000	305.11
2000	341.02
5000	393.71
10000	437.69

En el **Anexo D.3.10** se incluye la planilla de Excel con el cálculo de los hidrogramas.

6.4.3.4. CÁLCULO DE CAUDALES ASOCIADOS A ALTOS PERIODOS DE RETORNO. CAUDAL PROBABLE.

Se calcula la Precipitación Máxima Probable (PMP) según metodología de la Organización Meteorológica Mundial, descrita en la publicación "MANUAL PARA LA ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE", OMM Nº. 332 corregido según Stowhas.

Procedimiento estadístico basado en investigación de Stowhas (1983), que busca evaluar el método diseñado por Hershfield, denominado "método hidrometeorológico" (W.M.O.) el cual plantea que la Precipitación Máxima Probable se puede obtener determinando el factor de frecuencia adecuado. La relación será, por tanto:

$$PMP = Km \cdot \sigma + PMD_{med}$$

Siendo:

Km: factor de frecuencia
σ : desviación estándar de la serie estadística de precipitaciones máximas diarias
PMD_{med}: promedio de la serie estadística de precipitaciones máximas diarias

Hershfield, para determinar el factor de frecuencia Km evaluó los registros de precipitación máxima diaria para 2064 estaciones Stowhas observó que el valor de Km resultante para Chile, al emplear la metodología de Hersfield sobre 190 estaciones de Chile (con un total de 6504 años de información), generaba unos resultados elevados, muy conservadores. El trabajo de Stowhas fue presentado en 1983 en el VI Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica. Por este motivo realizó otro diseño en el que concluyó que el coeficiente Km máximo adecuado para Chile era 11.

Tabla 6-85. Valores de la PMP en las estaciones consideradas, que afectan a la cuenca del embalse Quilmo

ESTACIÓN	Nº de datos	Media	Desviación estándar	Km	PMP
CHILLAN VIEJO + SENDOS	50	73,872	29,487	11	**398,23**
COIHUECO EMBALSE	43	94,319	37,711	11	**509,14**
DIGUILLÍN	55	120,664	35,629	11	**512,59**

De acuerdo con los porcentajes de cada estación sobre la cuenca determinados anteriormente a partir de los polígonos de Thiessen, se obtiene el valor de la precipitación máxima probable en la cuenca ponderando con cada estación. En la tabla siguiente se resumen los resultados:

Tabla 6-86. Precipitación máxima probable en la cuenca ponderando con cada estación.

	CHILLÁN	COIHUECO	DIGUILLÍN	CUENCA QUILMO
PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE (mm)	**398,23**	**509,14**	**512,59**	**450,21**

6.5. DERECHOS DE AGUAS

Se exponen en el presente apartado el listado de todos los derechos de agua existentes en el estero Quilmo en el **área de estudio**.

Se revisaron los archivos del Conservador de Bienes Raíces de Chillán y los documentos del SAG relativos a la reforma agraria del sector Quillay de 1976.

Tras analizar la información del SAG, relativa a la reforma agraria del sector Quillay, se identificaron las parcelas de éste sector que tiene derechos de agua del estero Quilmo.

- La parcela 1 (rol 2221-20).
- La parcela 8 (rol 2218-15).
- La parcela 9 (rol 2218-17).
- Bien Especial Común (rol 2218-03).
- Sitio 20.
- Sitio 21.
- Sitio 22.
- Sitio 23.
- Sitio 24.
- Sitio 25.

Del área de estudio se detrajeron los predios con derechos del río Chillán. En el **anexo D.3.15** se expone la información de distribución de derechos de agua del sector Quillay obtenida en el SAG.

Tabla 6-87. Listado de derechos de agua existentes en el estero Quilmo en el área de estudio, obtenidos del Conservador de Bienes Raíces y del SAG.

Orden	Titular	Inscripción Conservador Bienes Raíces	Tipología	Caudal	Zona	Coordenadas
1	Leónidas Armando Flores (Inversiones Los Castaños)	Fojas 65, Número 115 de 1979	Consuntivos	25 regadores del Estero Quilmo	Zona inundación	X:758.129 Y:5.937.036
2	Leonardo Remigio Olivares Navarrete	Fojas 83, número 189 de 1989	Consuntivos	10 L/s	Zona inundación	X:756.906 Y:5.937.138
3	Leonardo Remigio Olivares Navarrete	Fojas 7 vuelta, número 242 de 1998	Consuntivos	10 L/s	Zona inundación	X:756.906 Y:5.937.138
4	Leonardo Remigio Olivares Navarrete	Fojas 15, número 33 de 1988	Consuntivos	10 L/s	Zona inundación	X:756.906 Y:5.937.138
5	Rosa Ester y Vicente Hernan Rosales Utrera	Foja 4 vuelta, Nº 5 de 1984	Consuntivos	10 L/s	Zona inundación	X:755.902 Y:5.936.709
6	Luis Humberto Contreras Alcarruz	Fojas 117, Número 167 de 1998	Consuntivos	15 L/s	Zona de riego/Zona de inundación	X:755.637 Y:5.937.027
7	Luis Humberto Contreras Alcarruz	Fojas 113, Número 134 de 1995	Consuntivos	10 L/s	Zona de riego/Zona de inundación	X:755.566 Y:5.937.235
8	Agrícola Las Lajuelas y Cia	Fojas 6 vuelta, Número 7 de 2013	Consuntivos	60 L/s	Zona de riego	X:752.010 Y:5.940.645
9	Agrícola Las Lajuelas y Cia	Fojas 7, Número 8 de 2013	Consuntivos	145 L/s	Zona de riego	X:752.010 Y:5.940.645
10	Sociedad Agrícola Nebuco Limitada	Foja 85 vuelta, Número 135 de 1981 Parcela 8 del Sector Quillay (se adjunta documento SII y del SAG)	Consuntivos	1/3 de las aguas del Canal Pérez, cuyas aguas se extraen del Estero Quilmo	Zona de riego	X:748.065 Y:5.940.830
11	Sociedad Agrícola Nebuco	Foja 81 vuelta, Número 132 de	Consuntivos	1/3 de las aguas del	Zona de riego	X:748.065 Y:5.940.830

Orden	Titular	Inscripción Conservador Bienes Raíces	Tipología	Caudal	Zona	Coordenadas
	Limitada	1981 Parcela 8 del Sector Quillay (se adjunta documento SII y del SAG)		Canal Pérez, cuyas aguas se extraen del Estero Quilmo		
12	Lucia Alarcón Letelier	Parcela 9 del Sector Quillay (se adjunta documento SII y del SAG)	Consuntivos	23,04 % de las aguas del Canal Pérez	zona de riego	X:747.449 Y:5.940.435
13	Ramón Rubilar	Parcela 1 del Sector Quillay (se adjunta documento SII y del SAG)	Consuntivos	Todos los recursos del canal Quilmo-Quilpón	Zona de riego	X: 750.213 Y: 5.939.456
14	Roby del Carmen Palavecino Arias	Bien Especial Común Nº 3 (se adjunta documento SII y del SAG)	Consuntivos	0,56 Ha riego	Zona de riego	X: 747.675 Y: 5.940.703
15		Sitio 20 (se adjunta documento del SAG)	Consuntivos	0,29 Ha riego	No incluida en el estudio	X: 747.635 Y: 5.941.019
16		Sitio 21 (se adjunta documento del SAG)	Consuntivos	0,31 Ha riego	No incluida en el estudio	X: 747.532 Y: 5.941.064
17		Sitio 22 (se adjunta documento del SAG)	Consuntivos	0,34 Ha riego	No incluida en el estudio	X: 747.519 Y: 5.941.073
18		Sitio 23 (se adjunta documento del SAG)	Consuntivos	0,48 Ha riego	No incluida en el estudio	X: 747.461 Y: 5.941.097
19		Sitio 24 (se adjunta documento del SAG)	Consuntivos	0,74 Ha riego	No incluida en el estudio	X: 747.419 Y: 5.941.121
20		Sitio 25 (se adjunta documento del SAG)	Consuntivos	0,23 Ha riego	No incluida en el estudio	X: 747.701 Y: 5.941.053

Cabe destacar que para el análisis agronómico no se consideraron los predios con denominación "Sitio" según la reforma del sector Quillay del SAG, ya que principalmente corresponden a recintos con fines habitacionales y cuya aptitud para la implementación de agricultura de riego es casi nula, y su superficie es muy pequeña. Además, no existe

actualmente infraestructura de canales para que el agua del estero Quilmo llegue a éstos predios.

Cabe destacar que para el estudio de la simulación del embalse se tendrán en consideración los derechos de agua de los predios con denominación en el "Sitio" según la documentación del SAG de la reforma agraria del sector Quillay.

Se adjunta en el **anexo D.3.14** del Anexo D.3 del presente estudio los planos de ubicación de los derechos de agua del estero Quilmo en el área de estudio. También se identifican las parcelas con derechos del río Chillán que se ubican dentro del área de estudio y que no se incluyen dentro del proyecto.

6.6. BALANCE OFERTA-DEMANDA

Para realizar el balance entre los recursos hídricos disponibles en el estero Quilmo y las demandas existentes, se localizaron los predios con derechos de aguas, obteniéndose las demandas en términos de derechos consuntivos permanentes. A estas demandas hay que añadirle el caudal ecológico para preservación y conservación del medio ambiente, según se establece en la resolución DGA 0312, del 12 de septiembre del 2008.

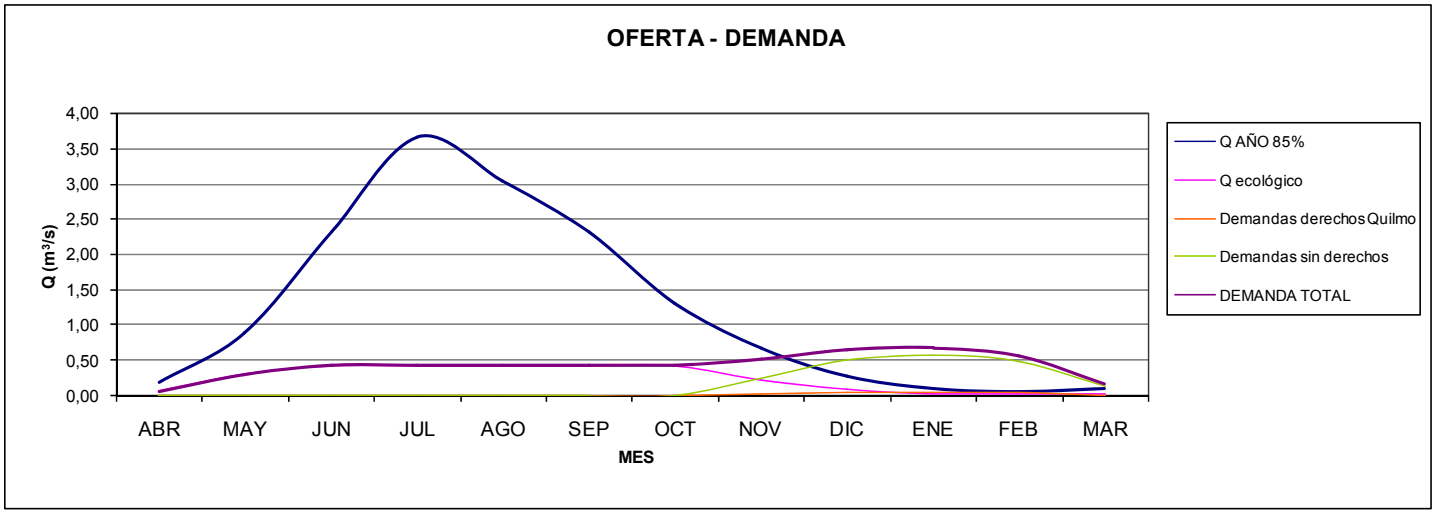
Por otra parte se ha determinado la oferta de agua a partir del análisis hidrológico de los caudales circulantes por el estero Quilmo, según se desarrolló en el apartado correspondiente del presente informe.

A continuación se presentan las tablas con las demandas y las ofertas de los recursos y el balance final.

Tabla 6-88. Disponibilidad de recursos en la zona de emplazamiento de las obras (m3/s)

MES	Q AÑO 85% (m^3/s)	Q Ecológico (m^3/s)	Demandas derechos Quilmo (m^3/s)	Demandas sin derechos (m^3/s)	**DEMANDA TOTAL (m^3/s)**	**OFERTA - DEMANDA (m^3/s)**
ABR	0,195	0,068	0,000	0,002	0,069	0,125
MAY	0,887	0,308	0,000	0,000	0,308	0,580
JUN	2,314	0,432	0,000	0,000	0,432	1,881
JUL	3,657	0,432	0,000	0,000	0,432	3,225
AGO	3,053	0,432	0,000	0,000	0,432	2,621
SEP	2,313	0,432	0,000	0,000	0,432	1,881
OCT	1,321	0,432	0,001	0,011	0,444	0,876
NOV	0,672	0,233	0,026	0,256	0,515	0,157
DIC	0,276	0,096	0,051	0,502	0,649	**-0,373**
ENE	0,103	0,036	0,059	0,583	0,678	**-0,575**
FEB	0,063	0,022	0,050	0,499	0,571	**-0,508**
MAR	0,102	0,035	0,013	0,133	0,182	**-0,080**

Figura 6-83. Curva oferta - demanda



6.7. ESTUDIO SEDIMENTOLÓGICO

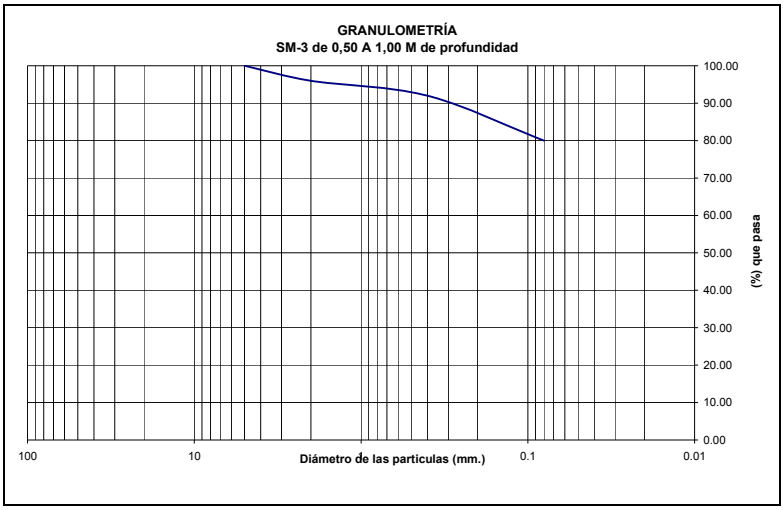
En este apartado se realizan también los estudios sedimentológicos considerando las formulaciones habituales, previo análisis de lo más adecuado en este caso. Se analizan las características especiales del tipo de suelo, cohesivo, que se presenta en el lecho del estero Quilmo estudiado. Se hace además, el análisis de producción de sedimentos a partir de la fórmula del USLE.

Para la realización del estudio de sedimentos del cauce aguas arriba del embalse, se han utilizado, como datos de partida, los siguientes:

- ✓ Topografía específica realizada en la zona.
- ✓ Ensayo granulométrico del material del lecho del cauce específico.
- ✓ Datos de caudales de la estación Estero Quilmo Camino a Yungay (caudales medios mensuales).

En la figura siguiente se incluye la curva granulométrica del material del lecho, que corresponde a los ensayos de laboratorio realizados.

Figura 6-84. Curva granulométrica material lecho cauce.



6.7.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El transporte de sedimentos en el cauce depende básicamente de:

- La capacidad de transporte de material sólido que tiene el flujo de agua.
- La disponibilidad de material existente para ser transportado.

Para el análisis realizado se asume la hipótesis implícita que existe disponibilidad ilimitada de material sólido en el tramo y por tanto se iguala el transporte de sedimento a la capacidad de transporte.

El material del lecho de cauce es un **material cohesivo** lo cual le confiere unas características especiales frente al estudio del transporte de sedimentos. Existen dos metodologías posibles a considerar, por un aparte las ecuaciones estándar del transporte de sedimentos y por otra la consideración de la cohesión. Los lechos con materiales cohesivos forman una masa en la que se dan interacciones electroquímicas entre las partículas generando fuerzas de cohesión que impiden la separación de las partículas. En estos lechos el peso y el tamaño de las partículas individuales pueden tener poca importancia. Los sedimentos cohesivos son transportados generalmente en suspensión por el agua. Las partículas se unen entre sí formando grupos o flóculos, cuyo peso es lógicamente superior al de las partículas individuales.

En suelos como el que tenemos en el lecho del estero Quilmo, las ecuaciones generales para material no cohesivo dan resultados de capacidad de transporte muy elevados, exageradamente elevados, que realmente no son representativos. Se ha analizado, por tanto, el transporte con las fórmulas estándar, partiendo del conocimiento de que representan un valor muy elevado y además, se ha analizado la capacidad de transporte de acuerdo a la cohesión del material.

6.7.1.1. FORMULACIÓN ESTÁNDAR

A partir del conocimiento de la curva granulométrica del material del lecho del cauce (estero Quilmo) se analiza la posibilidad de utilizar varias fórmulas de transporte de sedimentos:

- Meyer – Peter y Müller
- Ackers y White
- Engelund – Hansen
- Laursen
- Toffaleti

Yang

De las cuales algunas calculan el transporte de sedimentos por fondo y otras el transporte total, tanto por fondo como por suspensión (Laursen, Toffaleti y Yang).

Dado el tipo de material disponible en el lecho, se considera más apropiado el uso de una fórmula que contemple el transporte de sólidos en suspensión ya que el material es principalmente limoso y el transporte predominante será en suspensión.

Analizando el rango de validez de las fórmulas consideradas, se decide la utilización de la de transporte total de Toffaleti.

El método de Toffaleti se basa en la función de carga total de Einstein, que divide la carga suspendida total de sedimentos en zona verticales, reproduciendo el movimiento del flujo bidimensional. Se utilizan cuatro zonas para definir la distribución de sedimento, que son, la zona alta, zona media, zona baja y zona del lecho. El transporte de sedimentos se calcula de forma independiente para cada una de ellas, sumando para obtener el transporte total.

Este método fue desarrollado utilizando una exhaustiva colección de datos, tanto de canal de laboratorio como de campo. El rango de los ensayos se sitúa entre diámetros de 0,062 mm y 4 mm, llegando a ser válidos diámetros medios bajos de hasta 0.095 mm con muy buenos resultados. En este caso el diámetro medio es algo menor (0.065 mm) por lo que se ha realizado un análisis de sensibilidad a este valor, suponiendo diámetro medio mayor, dentro del rango y los resultados son muy similares, por lo que se ha optado por esta formulación, que es la más aproximada en cuanto a validez a las características del material del lecho, de las consideradas.

CÁLCULO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS TOTAL.

El cálculo se ha realizado mediante el programa Hec Ras 4.1.0 desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de EEUU.

Se ha realizado el cálculo hidráulico previo para obtener los valores de características del flujo necesarios para el cálculo. Posteriormente se ha determinado la capacidad de transporte de sedimentos.

La información tipográfica procede del levantamiento realizado en este estudio de prefactibilidad.

En el **Anexo D.3.12** se incluyen los resultados de los cálculos realizados mediante Hec Ras y planillas Excel de cálculo así como los propios archivos de cálculo del programa Hec Ras.

A partir de los caudales medios mensuales de la estación Quilmo Camino a Yungay se ha obtenido una curva de frecuencia de caudales, que se presenta a continuación.

Figura 6-85. Curva de frecuencia de caudales. Probabilidad de excedencia

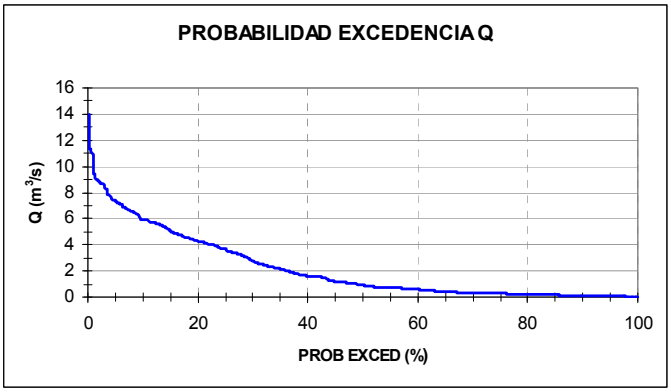


Tabla 6-89. Tabla de frecuencia de caudales. Probabilidad de excedencia

Q (m^3/s)	Probabilidad excedencia (%)
16,59	0
5,93	10
4,30	20
2,79	30
1,64	40
0,92	50
0,59	60
0,32	70
0,21	80
0,12	90
0,00	100

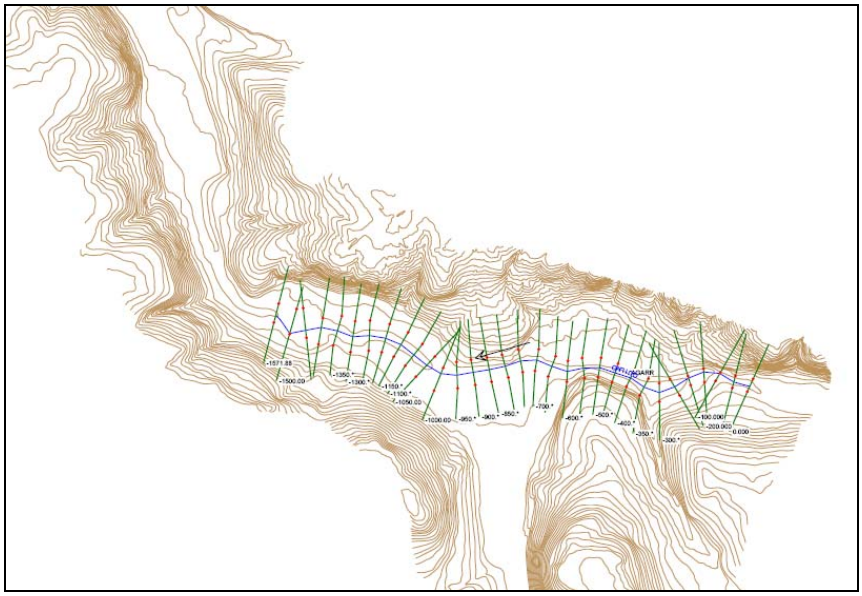
A partir de estos caudales se han obtenido los caudales de cálculo, estimando que cada uno de ellos se produce el 10% del tiempo.

Tabla 6-90. Tabla de caudales de cálculo

Q (m^3/s)	Designación Hec Ras	(%)
11,26	Q00	10
5,11	Q10	10
3,55	Q20	10
2,22	Q30	10
1,28	Q40	10
0,76	Q50	10
0,46	Q60	10
0,27	Q70	10
0,16	Q80	10
0,06	Q90	10

La planta de Hec Ras del tramo de cauce calculado es:

Figura 6-86. Planta de tramo de cauce calculado.



Tras el cálculo de transporte de sedimentos realizado, según metodología explicada, se obtiene la sección que condiciona el transporte (las de menor capacidad de transporte) considerando el transporte total de todos los tamaños de grano, que es la RS -950.

Según se incluye en planilla Excel del **Anexo D.3.12** se calcula la capacidad de transporte total para los caudales de cálculo.

La eficacia de retención del embalse se calcula mediante la curva de Churchil:

De los cálculos resulta:

CAPACIDAD DE TRANSPORTE TOTAL DIARIO	**145,32**	**ton/día**
PESO ESPECÍFICO SEDIMENTO	2,72	
EFICACIA RETENCIÓN EMBALSE (CHURCHIL)	95,5	%
VOLUMEN DIARIO	51,02	m^3/día
VOLUMEN ANUAL	18.623	m^3/año
Número de años	50	
CAPACIDAD DE TRANSPORTE TOTAL		
	931.139	**m^3**
	0,93	**Hm^3**
Con porosidad 25%	**1,24**	**Hm^3**

Considerando compensación de porosidad con incremento de densidad por asentamiento a lo largo de la vida útil de la presa el resultado de capacidad de transporte total es de 0,93 Hm^3 y considerando una porosidad del 25% es de 1,24 Hm^3. Como se producirá además un aumento de la densidad por consolidación, se puede decir que el volumen estaría entre 0,93 Hm^3 y 1,24 Hm^3, lo cual, dada la curva de embalse, situaría la cota de volumen muerto en torno a la 90 m.

6.7.1.2. ANÁLISIS CONSIDERANDO LA COHESIÓN

Como se ha mencionado, el material del lecho es cohesivo, lo que implica grandes incertidumbres en la determinación de su transporte, siendo conveniente estudios con mayor información y estudios de laboratorio específicos.

Se puede relacionar la tensión de corte crítica en el lecho con la cohesión. La cohesión del material estudiado, a partir de los estudios geológico – geotécnicos realizados se puede estimar en 0,25 kg/cm^2 (2500 kg/m^2). Suponiendo una reducción al 50% en suelo saturado alargo plazo, sería de 0,125 kg/cm^2. Del estudio hidráulico realizado con Hec Ras, como se puede ver en las tablas de resultados que se presentan en el **Anexo D.3.12**, se obtiene que para los caudales simulados

(ordinarios) la tensión tangencial en el lecho no supera los 80 N/m^2 en ninguna sección, por lo tanto, no se movilizaría el total de la masa de sedimento del lecho.

6.7.2. ESTIMACIÓN DE PRODUCCIÓN DE SEDIMENTOS A PARTIR DE LA FÓRMULA DE PÉRDIDA DE SUELO DEL USLE

Se realiza la estimación de la producción de sedimentos haciendo uso de la ecuación universal de pérdida de suelo USLE (acrónimo de Universal Soil Loss Equation). Esta ecuación se desarrolló en Estados Unidos hacia 1930 por el Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de EEUU, apareciendo publicado completamente en 1965.

La USLE expresa el promedio de las pérdidas anuales de suelo a largo plazo (en toneladas métricas por hectárea y año).

Le ecuación es:

$$A = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P$$

El factor R asociado a la lluvia, factor K al suelo, factor LS topográfico, factor C a cultivos y vegetación y el factor P a las prácticas de conservación.

Donde:

A: la pérdida de suelo por unidad de superficie, medida en toneladas métricas por unidad de superficie (t/ha).

R: es el factor erosividad de la lluvia; es el producto acumulado para el período de interés (normalmente un año), con cierta probabilidad de ocurrencia (normalmente 50% o promedio), de la energía cinética por la máxima intensidad en 30 minutos de las lluvias. Sus unidades son (MJ/ha.año) (mm/h)/10, pero suelen simplificarse a energía cinética por unidad de superficie (J/ha).

K: es el factor erosionabilidad del suelo; es la cantidad promedio de suelo perdido por unidad del factor erosividad de la lluvia (Mg/J), cuando el suelo en cuestión es mantenido permanentemente desnudo, con laboreo secundario a favor de una pendiente del 9% de gradiente y 22,1 m de longitud.

L: (adimensional) es el factor longitud de la pendiente; la relación entre la pérdida de suelo con una longitud de pendiente dada y la que ocurre en 22,1 m de longitud, a igualdad de los demás factores.

S: (adimensional) es el factor gradiente de la pendiente; la relación entre la pérdida de suelo con un determinado gradiente y el estándar de 9 %, a igualdad de los demás factores.

C: (adimensional) es el uso y gestión de suelos; es la relación de pérdidas por erosión entre un suelo con un determinado sistema de uso y gestión (rotación de cultivos, uso de los mismos, laboreo, productividad, gestión de residuos, etc.) y el mismo suelo puesto en las condiciones en que se definió K, a igualdad de los demás factores.

P: (adimensional) es el factor práctica mecánica de apoyo; la relación entre la pérdida de suelo con determinada mecánica (laboreo en contorno, en fajas, terrazas, etc.) y la que ocurre con laboreo a favor de la pendiente, a igualdad de los demás factores.

El volumen de producción de sedimentos obtenido es **0,204 hm^3.**

Los cálculos se incluyen en el **Anexo D.3.12**.

6.8. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO

En el Anexo D.4. Estudio Sísmico de los Estudios Básicos, se presenta los estudios de riesgo sísmico en detalle. A continuación se enumeran las conclusiones más importantes:

- Luego de caracterizar la sismicidad de la zona de estudio mediante la elaboración de un completo catálogo sísmico obtenido a partir de bases de datos de sismos históricos clasificados según fuente sismogénica, se han formulado las leyes de Gutenberg-Richter que definen la productividad sísmica, obteniéndose las mayores tasas de productividad sísmica asociadas a **la fuente interplaca**, seguido de la fuente intraplaca de profundidad intermedia y sismicidad cortical.
- De la aplicación de las leyes de atenuación para intensidad y aceleración máxima horizontal del suelo según fuente sismogénica, se han obtenido valores máximos para la sismicidad intraplaca de profundidad intermedia. Estos valores resultan ser muy consistentes con estudios regionales recientes realizados por Leyton y otros autores, quienes llegan a las mismas conclusiones. Esta sismicidad ha sido considerada como la más desfavorable dentro del contexto sismotectónico del área.
- En el análisis probabilístico que determina la peligrosidad sísmica de la zona, se han estimado las intensidades y aceleraciones horizontales máximas esperadas con un 10% de probabilidad de excedencia, considerando una vida útil de las obras de 20, 50, 75 y 100 años. Si se considera la condición de sismo de diseño (10% de probabilidad de excedencia en 50 años), se obtienen valores esperados de intensidad 8,309 MM para sismicidad interplaca, 7,872 MM para fuente intraplaca de profundidad intermedia, y 3,64 MM para sismicidad cortical. En términos de aceleración máxima horizontal del suelo, se obtuvieron valores esperados de 0,297g, 0,71g y 0,009g para las sismicidades interplaca, intraplaca de profundidad intermedia y cortical respectivamente. En base a lo anterior, resulta evidente que la sismicidad del lugar de estudio es controlada por la fuente sismogénica intra-placa de profundidad intermedia. Aunque podrían llamar la atención los altos valores de las aceleraciones halladas para la fuente intra-placa, es necesario precisar que se ha considerado la condición más desfavorable desde el punto de vista de la atenuación del suelo (Ruiz y Saragoni, 2005a). El alto valor de las aceleraciones obedece a las condiciones particulares de la zona, en la que el terremoto de 1939 (Chillán) ha condicionado e impuesto fuertemente una demanda. La muy cercana ubicación epicentral del sismo de 1939 ha levantado la estadística considerada, la que apenas es atenuada de acuerdo a las leyes de atenuación de Saragoni. De hecho, los valores de aceleraciones quedan acotados en este caso a una condición de comportamiento no lineal del suelo, más que a la atenuación misma, según propone Saragoni.

7. CARACTERIZACIÓN AGROPECUARIA

El estero Quilmo, donde se instalará el futuro embalse es afluente del Río Chillán, el cual desemboca en el Río Ñuble.

La zona de riego que se propone regar con seguridad será abastecida desde la red de canales que tendrá su origen en la toma al pie del embalse futuro. La sectorización futura se contempla para un riego gravitatorio, independientemente del uso futuro del agua que cada usuario pueda ejercer en el predio. Por tanto, todo el diseño de la red extrapredial, tanto de canales matrices como derivados, está pensado para un riego por gravedad.

Se ha decidido contemplar un único sector de riego por varios motivos:

1. CLIMAS: Uniformidad en los climas que se dan en la zona: Según el Atlas Agroclimático nos encontramos con dos tipos de distritos, los cuales tienen valores algo parecidos en cuanto a ETo y déficit hídrico. No obstante el distrito que ocupa la mayor parte de la superficie de riego, el 87.2, siendo el que se ha tomado como referencia para los cálculos del conjunto del sector previsto, pues tiene los valores más restrictivos.

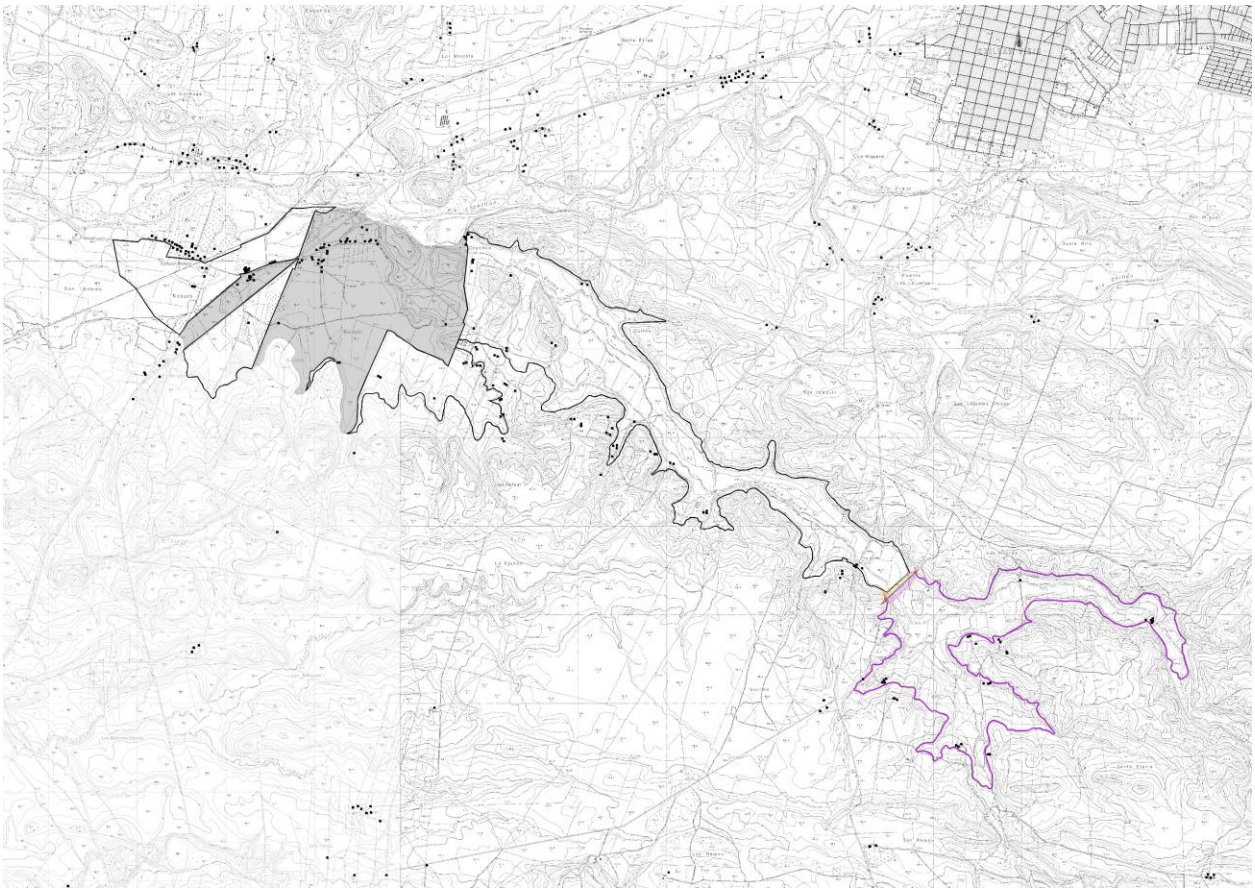
2. TIPOS DE SUELOS: En cuanto a la distribución de los tipos de suelos, no existe una diferenciación clara por sectores, dentro de la superficie futura de riego, en cuanto a capacidades de uso, aptitud frutal, capacidad de drenaje, etc., de las series de suelos existentes.

3. OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE RIEGO: Como se comentó en las etapas anteriores, la repercusión económica que supone la diferenciación de secciones en la futura red de canales, es muy baja, por lo que se propuso una misma sección de canal para toda la red desde la toma del embalse, en cada brazo a izquierda y derecha de la margen del estero. Asimismo, el diseño del canal riego está pensado para el riego a la demanda del total de la superficie, independientemente de la elección de regar por turnos por la que opte la futura organización de usuarios o junta de canalistas del embalse.

Con estos datos de partida, se propone el diseño de un solo sector de riego que contempla una superficie bruta regable con seguridad, que puede llegar a las 735,35 Ha en total, en la fase de diseño en la que se encuentra el estudio. Esta superficie corresponde a la superficie total de riego del estudio, en la que se contempla la superficie susceptible de ser regada de regada de forma gravitatoria. Esta superficie de 735,35 corresponde a 3.718,62 ha si se contempla la superficie total de cada uno de los predios que están beneficiados por la futura red de riego.

A continuación se expone una imagen donde se puede ver la red zona regable y el embalse futuros, así como los predios sombreados que no entran en el estudio por tener derechos de aguas del Chillán o ser de carácter urbano/industrial u otro uso no agrícola.

Figura 7-87. Mapa de Sectorización de la Red de Riego del Estero Quilmo y ubicación del futuro Embalse



7.1. TRABAJOS EN TERRENO

De forma de caracterizar la situación actual, se han realizado entre los meses de Octubre y Diciembre de 2013 los siguientes trabajos en terreno:

- Estudio de Suelos,
- Muestras de Calidad de Aguas,
- Obtención de Antecedentes de Mercado,
- Uso Actual del Suelo,
- Encuesta Muestral Simple.
- Encuesta a Estudios de Casos.

El detalle de cada uno de estos temas analizados se presenta en Anexo C: Estudio Agroeconómico.

Fotografía 7-1. Realización de Encuestas



Fotografía 7-2. Cultivos herbáceos en zona futura de riego



7.1. SUELOS

En la Tabla 7-91 se presentan los suelos presentes en la totalidad del área en estudio con sus respectivos parámetros agrológicos

.

Tabla 7-91. Suelos presentes y características agrologicas del área de estudio.

ZONA DE RIEGO DE QUILMO								
SERIE	VARIACION	CAPACIDAD DE USO	CATEGORIA DE RIEGO	CLASE DRENAJE	APTITUD FRUTAL	APTITUD AGRÍCOLA	UNIDAD MANEJO	SUP (Ha)
SERIE BULNES, franco arcillosa	BNS-2	IIIs	3s	5	D	3		7,29
SERIE BULNES, franco arcillosa	BNS-4	IVe	4t	5	E	4	E	26,29
SERIE BULNES, franco arcillosa	BNS-3	IVs	4s	5	E	4		86,32
SERIE BULNES, franco arcillosa	BNS-5	VIIe	6	5	E	7	E	29,87
SERIE COLLINCO, franco arcillosa	CLL-1	IIe	2t	5	B	2		34,88
SERIE COLLINCO, franco arcillosa	CLL-3	IIe	2t	5	B	2		46,95
SERIE COLLINCO, franco arcillosa	CLL-2	IIs	2t	5	B	2		13,43
SERIE CULENAR, franca	CUL-2	IIIw	3w	3	E	3	C	51,17
SERIE MACAL PONIENTE, franco arenosa muy fina	MCP-2	IIw	2w	4	B	2		34,10
SERIE MACAL PONIENTE, franco arenosa muy fina	MCP-3	IIIw	3s	5	C	3	A	49,67
SERIE MACAL PONIENTE, franco arenosa muy fina	MCP-4V	IVs	4s	5	E	4		14,38
SERIE MIRADOR, franco arcillosa	MDR-1	IIw	2w	4	B	2		67,74
SERIE MIRADOR, franco arcillosa	MDR-3	IIIw	3w	3	D	3	C	135,10
SERIE MIRADOR, franco arcillosa	MDR-6	IIIw	3w	3	D	3	C	20,69
SERIE NINQUIHUE, franco limosa	NIN-2	IIs	2s	5	B	2	A	12,20
SERIE NINQUIHUE, franco limosa	NIN-1	IIe	2t	4	B	2		21,10
SERIE TALQUIPÉN, franca	TQP-1	IIIs	3s	5	D	3		30,19
SERIE NINQUIHUE, franco limosa	NIN-4	IIw	3w	4	E	3		3,47
MISCELÁNEO PANTANO	MP-1	VIIw	6	1	E	6		4,96
MISCELÁNEO SUELO	MS-2	VIIs	6	6	E	6		6,83
MISCELÁNEA SUELO	MS-3	VIIs						12,79
TERRENOS PEDREGOSOS	R-2	VIIs	6	6	E	6		22,77
CAJA DE RÍO	CRD							2,62
URBANO	UR							0,52
TOTAL								**735,35**

La zona de Riego presenta una proporción de suelos con categorías 2 y 3 de capacidad de uso, con algunas y moderadas limitaciones, del 31% y 40% respectivamente. Estas proporciones hacen una suma del 71% del total de la superficie regable, con capacidades de uso aceptables en la praxis agrícola. Se aportan también las posibles limitaciones que pueden originarse en cada una de estas fases. El resto de suelos presentan unas capacidades con severas limitaciones hasta suelos sin valor agrícola.

La zona de Riego presenta una proporción de suelos con clases de drenaje desde la Nº1 hasta la Nº6. Siendo la clase 5 la que más superficie abarca, con un 46%, representando una clase de suelo bien drenado, el resto de categorías con drenaje moderado e imperfecto, representan el 17% y 30%, respectivamente. El resto son pequeñas zonas con superficie mínima que representan suelos pobre o muy pobremente drenados.

En general, existe en la zona de riego un 40 % de suelos con aptitudes frutales compuestos por las series con aptitud B y C, las cuales representan ligeras y moderadas limitaciones, con un 31% y 7%, respectivamente. El resto son suelos con severas limitaciones o sin aptitud frutal.

7.2. CLIMA

El clima presente en el área de estudio es óptimo para una gran gama de cultivos, especialmente frutales de hoja caduca, tales como cerezos, nogales, vides viníferas, berries, olivos, etc.

En cuanto a cultivos anuales y hortalizas, en esta zona es posible el cultivo de una amplia gama de especies, tales como trigo, papa, porotos, remolacha, lechuga, tomate y zanahoria, entre otros.

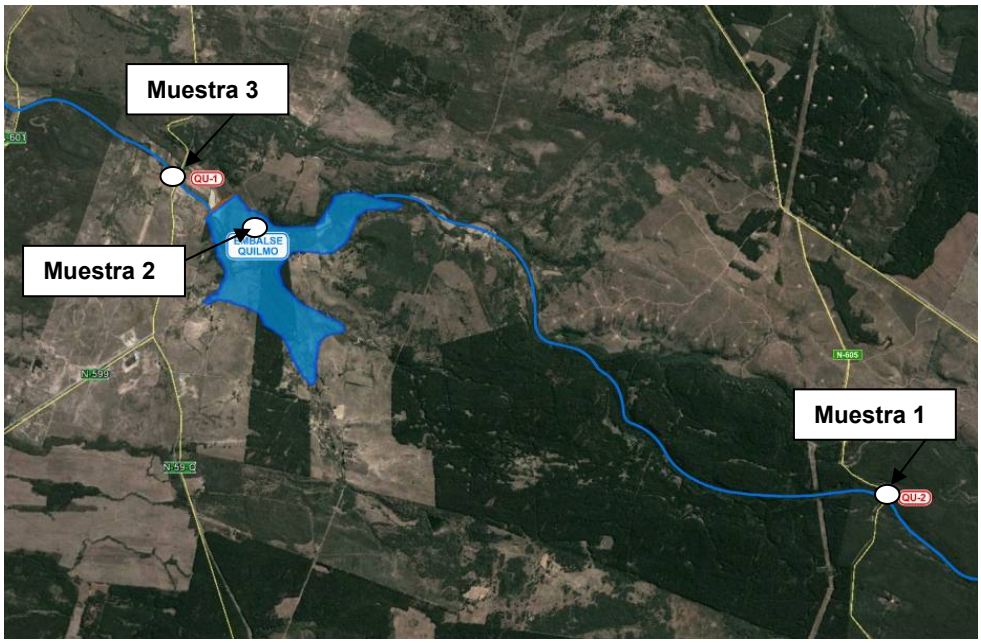
7.3. CALIDAD DEL AGUA DE RIEGO

Se realizaron dos muestreos separados temporalmente. El primer muestreo de agua se realizó el lunes 2 de Diciembre de 2013, y el segundo muestreo el 26 de Febrero de 2014. Las muestras de agua fueron tomadas en tres puntos, que se presentan a continuación.

- Muestra 1. En la zona situada aguas arriba del área de inundación del estero Quilmo.
- Muestra 2. En la zona de inundación del embalse del estero Quilmo.
- Muestra 3. En la zona situada aguas abajo del embalse del estero Quilmo.

Según lo anterior las muestras de calidad de agua están distribuidas en tres puntos distintos del cauce del estero Quilmo. Se adjunta en la figura siguiente, un mapa en donde se muestran las áreas específicas de muestreo.

Figura 7-88. Mapa de ubicación de puntos de muestreo de agua. Estero Quilmo.



Los resultados obtenidos en las tres primeras muestras tomadas difieren en el algunos parámetros hasta el punto que en la muestra 1 y en la muestras 2, hay parámetros que superan las concentraciones máximas permitidas, pero en ambos casos el pH y la conductividad específica alcanzan valores correctos.

Los resultados obtenidos en las tres segundas muestras tomadas los parámetros en porcentaje de sodio, superan los valores de referencia máximos permitidos, pero en ambos casos el pH y la conductividad específica alcanzan valores correctos.

Solamente los resultados de la muestra 3 dan como conclusión un agua válida para riego, con todos los parámetros en valores aceptables por debajo de lo establecido en la normativa.

Por lo que se concluye que las aguas del estero Quilmo son válidas para el riego y para la vida acuática.

7.4. ESTRATIFICACIÓN Y SECTORIZACIÓN DE LA PROPIEDAD

El estero Quilmo, donde se instalará el futuro embalse es afluente del Río Chillán, el cual desemboca en el Río Ñuble.

La zona de riego que se propone regar con seguridad será abastecida desde la red de canales que tendrá su origen en la toma al pie del embalse futuro. La sectorización futura se contempla para un riego gravitatorio, independientemente del uso futuro del agua que cada usuario pueda ejercer en

el predio. Por tanto, todo el diseño de la red extrapredial, tanto de canales matrices como derivados, está pensado para un riego por gravedad.

Se ha decidido contemplar un único sector de riego por varios motivos:

1. CLIMAS: Uniformidad en los climas que se dan en la zona: Según el Atlas Agroclimático nos encontramos con dos tipos de distritos, los cuales tienen valores algo parecidos en cuanto a ETo y déficit hídrico. No obstante el distrito que ocupa la mayor parte de la superficie de riego, el 87.2, siendo el que se ha tomado como referencia para los cálculos del conjunto del sector previsto, pues tiene los valores más restrictivos.

2. TIPOS DE SUELOS: En cuanto a la distribución de los tipos de suelos, no existe una diferenciación clara por sectores, dentro de la superficie futura de riego, en cuanto a capacidades de uso, aptitud frutal, capacidad de drenaje, etc., de las series de suelos existentes.

3. OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE RIEGO: Como se comentó en las etapas anteriores, la repercusión económica que supone la diferenciación de secciones en la futura red de canales, es muy baja, por lo que se propuso una misma sección de canal para toda la red desde la toma del embalse, en cada brazo a izquierda y derecha de la margen del estero. Asimismo, el diseño del canal riego está pensado para el riego a la demanda del total de la superficie, independientemente de la elección de regar por turnos por la que opte la futura organización de usuarios o junta de canalistas del embalse.

Con estos datos de partida, se propone el diseño de un solo sector de riego que contempla una superficie bruta regable con seguridad, que puede llegar a las 735,35 Ha en total, en la fase de diseño en la que se encuentra el estudio. Esta superficie corresponde a la superficie total de riego del estudio, en la que se contempla la superficie susceptible de ser regada de regada de forma gravitatoria. Esta superficie de 735,35 corresponde a 3.718,62 ha si se contempla la superficie total de cada uno de los predios que están beneficiados por la futura red de riego.

La estratificación de la propiedad se realizó con el objeto de analizar y representar de la mejor forma la encuesta muestral y el posterior diagnóstico de las situaciones actual, sin proyecto y futura o con proyecto y obtener a partir de ella los Estudios de Casos representativos de cada sector en estudio.

Se consideró la siguiente estratificación, según la experiencia que posee el consultor y con el consenso de CNR:

- Sitios, Minifundios y Subfamiliar: Representa a predios entre 0,00 y 3,0 ha, que se dedican esencialmente al cultivo de hortalizas y predios no cultivados. En este estrato existen predios con bajo nivel tecnológico.

- Pequeño agricultor: Representa a predios entre 3,01 y 12,0 Ha. Estos predios se dedican básicamente al cultivo de hortícolas, pastos, algún frutal y aprovechamiento forestal. Presentan un ligero aumento de nivel tecnológico que el grupo anterior.

- Mediano: Representa a predios entre 12,01 ha y 50,0 Ha. Estas explotaciones poseen generalmente un nivel similar al anterior medio y bajo, existiendo cereales, pastos, hortícolas y aprovechamiento forestal.

- Grande: Representa a predios entre 50,01 y 100,0 Ha. Estos predios se dedican esencialmente a la ganadería, pastos, cereales, aprovechamiento forestal, algo de hortícolas y algo de frutales.

- Muy Grande: Representa a predios mayores de 100,0 Ha. Estos predios se dedican fundamentalmente a la ganadería, pastos, cereales, algunas cultivos tipo papa y poroto y aprovechamiento forestal, Algunos de estos predios son sólo forestales.

Tabla 7-92. Distribución Predial por Estratos de Tamaño

SECTOR	ESTRATO	Nº DE PREDIOS	SEGÚN TOTAL	SUPERFICIE
QUILMO	0 - 3 ha	4,00	7,84%	6,30
	3 -12 ha	11,00	21,57%	89,05
	12- 50 ha	19,00	37,25%	530,40
	50- 100 ha	5,00	9,80%	336,91
	> 100 ha	12,00	23,53%	2.755,96
TOTAL		**51,00**	**100%**	**3.718,62**

7.5. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL

Previamente se determinaron los subestratos de tamaño, los Predios Promedio y las respectivas superficies por Predio Promedio y a expandir. Junto con lo anterior se determinó el número de predios que representa cada Predio Promedio. Esto se presenta en las Tablas 7-93 a la 7-95 para el total del sector de riego de Quilmo.

Tabla 7-93. Distribución de la Superficie y Número de Predios por Sector

ESTRATO	NIVEL TÉCNICO	Nº DE PREDIOS			SUPERFICIE (ha)	
		ENCUESTADO		AJUSTADO	PREDIO PROMEDIO	PREDIO EXPANDIDO
		Nº	%	Nº		
0 - 3 ha	B	4,00	1,00	4,00	1,57	6,30
Total Estrato 0- ha		**4,00**	**1,00**	**4,00**	**1,57**	**6,30**
3 - 12 ha	B	8,00	0,73	8,00	8,10	64,76
3 - 12 ha	M	3,00	0,27	3,00	8,10	24,29
Total Estrato 3,01-12 ha		**11,00**	**1,00**	**11,00**	**16,19**	**89,05**
12 - 50 ha	B	13,00	0,72	13,72	27,92	383,07
12- 50 Ha	M	5,00	0,28	5,28	27,92	147,33
Total Estrato 12,01 - 50 ha		**18,00**	**1,00**	**19,00**	**55,83**	**530,40**
50 - 100 Ha	M	3,00	0,60	3,00	67,38	202,15
51 - 100 Ha	A	2,00	0,40	2,00	67,38	134,77
Total Estrato 50,01 - 100 ha		**5,00**	**1,00**	**5,00**	**134,77**	**336,91**
> 100 Ha	M	8,00	0,67	8,00	229,66	1.837,31
> 100 Ha	A	4,00	0,33	4,00	229,66	918,65
Total Estrato >100 ha		**12,00**	**1,00**	**12,00**	**459,33**	**2.755,96**
Total Sector Quilmo		**50,00**		**51,00**		**3.718,62**

Como se ha comentado anteriormente, la superficie realmente regable de forma gravitacional por la nueva red de riego, no se corresponde con el total de la superficie predial completa, sino que corresponde a la superficie del predio que pueda ser alcanzada por el agua del futuro canal por gravedad, la cual, puede que sea del predio completo o no, dependiendo de donde esté situado, la cual es, en total, bastante menor que la superficie que suman todos los predios completos.

Para obtener los resultados de la caracterización productiva de cada rubro, el proceso seguido ha sido la obtención primero de los resultados de la encuesta muestral de uso del suelo, posteriormente se aplicó esta distribución a los predios promedio y finalmente a los predios expandidos, la cual se corresponde con la superficie predial total.

Partiendo de estas dos premisas de superficies regables y expandidos, es preceptivo establecer una relación entre dicha áreas, para, una vez obtenidos los totales de las superficies de los rubros según los predios expandidos, rebajar dicha superficie a la regable real neta, la cual es la que se ha usado, lógicamente, para el cálculo de las demandas de riego y de los beneficios agrícolas. En el siguiente apartado de predios expandidos se explica numéricamente con detalle cuál es la relación de minoración de superficie mencionada, aplicando un prorrateo o coeficiente reductor a las superficies expandidas de cada estrato, con objeto de que se ajusten a las superficies reales beneficiadas por la nueva red de riego que se encuentran por debajo de la cota disponible de riego del canal de riego futuro y a las que les llegaría el agua de riego de forma gravitatoria. Estos

coeficientes de ponderación son los que corresponden a dividir en cada subestrato la superficie regable útil por la superficie total de predio expandido.

Previo a este ajuste se han obtenido las superficies beneficiadas finales de cada predio que son de uso agrícola, éstas resultan de la diferencia entre la superficie beneficiada de cada predio y las zonas inutilizables agrícolamente como los cerros, vías de transporte terrestre y esteros principales que crucen por dichos predios, que corresponde a la superficie regable útil.

En el SubAnexo “00 Sup regables” dentro de las planillas auditables en digital del Anexo C, se expone el cálculo de las superficies beneficiadas en cada predio y el ajuste realizado para convertir dicha superficie en superficie de predio promedio ajustado. En la siguiente tabla se expone el resumen de dichos cálculos.

Tabla 7-94. Resumen de superficies por predio promedio, expandido y ajustado. Total Sector Riego

ESTRATOS Y SUBESTRATOS	SUPERFICIE REGABLE				
	SUP S/SII	SUP BENEFICIADA REGABLE	SUP REGABLE ÚTIL	SUP PREDIO EXP	SUP REGABLE/ EXPANDIDO
	Total (ha)	Total (ha)	Total (ha)	Total (ha)	%
SUBTOTAL 0 - 3 ha	6,30	6,30	6,30	6,30	99,98%
SUBTOTAL 3 - 12 Ha Bajo	68,39	48,70	37,40	64,76	57,75%
SUBTOTAL 3 - 12 Ha Medio	20,66	16,98	16,90	24,29	69,60%
SUBTOTAL 12 - 50 ha Bajo	399,85	149,10	134,82	383,07	35,19%
SUBTOTAL 12- 50 Ha Medio	130,55	56,49	52,14	147,34	35,39%
SUBTOTAL 50 - 100 Ha medio	177,16	35,00	33,53	202,15	16,59%
SUBTOTAL 50 - 100 Ha Ato	159,75	71,46	67,92	134,76	50,40%
SUBTOTAL > 100 Ha Medio	2069,53	156,60	144,75	1837,31	7,88%
SUBTOTAL > 100 Ha	686,43	194,73	177,34	918,65	19,30%
TOTAL	3.718,62	735,35	671,11	3.718,62	

Posteriormente, se ha obtenido la estructura de cultivos para cada uno de los sectores presentados anteriormente. En la Tabla 7-95 se presenta el uso actual para el total del área en estudio.

Tabla 7-95. Uso actual cultivos por superficies

ZONAS PREDIOS QUILMO	
USO TIERRA	**SUPERFICIE (Ha)**
CEREAL	53,94
TUBERCULOS	0,04
LEGUMINOSAS	0,04
HORTÍCOLA	11,77
PASTOS Y FORRAJES	298,75
VID	14,46
CEREZO	3,49
FORESTAL	183,88
SUP NO CULTIVADA	104,74
SUBTOTAL	**671,11**

Finalmente, en las Tabla 7-96 se puede apreciar la demanda bruta para el total del área de estudio. Al respecto, la demanda para el total del área de estudio alcanza a los 5.016 m3, con un mes de máxima demanda en enero con 1.289.001 m3/mes.

Tabla 7-96. Demanda Bruta Total

DEMANDA BRUTA TOTALES= Tr x Ha (m3)								
CULTIVO	**Oct**	**Nov**	**Dic**	**Ene**	**Feb**	**Mar**	**Abr**	**Anual**
CEREALES	44.284,75	139.668,38	192.342,26	114.664,61				490.960,00
TUBERCULOS		12,34	72,00	88,51	79,95	29,61		282,40
LEGUMINOSAS		24,30	70,79	107,75	82,36	40,57		325,77
HORTICOLAS		10.969,60	24.697,30	31.430,50	21.994,13	6.245,93		95.337,46
VID		13.481,30	34.836,34	40.058,18	32.859,47	15.082,09		136.317,39
CEREZO		3.613,33	8.195,43	9.442,54	6.093,89			27.345,20
PASTOS Y FORRAJES		589.872,84	940.301,22	1.093.209,09	1.017.975,03	581.956,09	42.770,39	4.266.084,66
TOTAL (m^3)	**44.284,75**	**757.642,10**	**1.200.515,34**	**1.289.001,18**	**1.079.084,83**	**603.354,28**	**42.770,39**	**5.016.652,87**
TOTAL (Hm^3)	**0,04**	**0,76**	**1,20**	**1,29**	**1,08**	**0,60**	**0,04**	**5,02**

7.6. SITUACIÓN SIN PROYECTO O ACTUAL OPTIMIZADA

La situación sin proyecto, que sirve de base para la evaluación económica del proyecto, se ha definido como aquella resultante de un conjunto de acciones tendientes a efectuar cambios en la actividad agropecuaria del área, sin la realización de las obras planteadas en el proyecto de riego. Este proceso será planteado y desarrollado dentro de un Programa de Asistencia Técnica y Transferencia Tecnológica. Se debe señalar que la situación sin proyecto consiste en un mejoramiento de la situación actual con recursos que no superan el 5% de las inversiones efectuadas en la situación con proyecto.

Para poder representar adecuadamente la situación sin proyecto no se han considerado diferencias a nivel del tamaño predial, debido a que prevalece la importancia de los niveles tecnológicos por sobre el tamaño. De esta forma se espera que ésta se concrete en un plazo no superior a los siete años en aquellos predios de nivel tecnológico alto, en un plazo de ocho años en predios de nivel medio y en diez años en predios de nivel tecnológico bajo.

Con el objeto de comparar el cambio de la situación actual a sin proyecto se presentan la Tabla 7-97, en donde se aprecia los incrementos de los márgenes entre ambas situaciones en el total del sector.

Tabla 7-97. Comparación márgenes brutos Situación Actual y Situación Actual Optimizada. Total Área.

USO DEL SUELO		PREDIOS PROMEDIO EXPANDIDO Y AJUSTADO. PRECIOS MERCADO			PREDIOS PROMEDIO EXPANDIDO Y AJUSTADO. PRECIOS SOCIALES		
		SIT ACT OPTIM	SIT ACTUAL	DIFERENC	SIT ACT OPTIM	SIT ACTUAL	DIFERENC
SECANO							
Cultivos y Hortalizas							
	Trigo invierno	$ 2.370.616,02	$ 2.370.616,02	$ 0,00	$ 2.378.310,41	$ 2.378.310,41	$ 0,00
	Avena	$ 1.323.817,77	$ 1.323.817,77	$ 0,00	$ 1.319.365,30	$ 1.319.365,30	$ 0,00
Pradera bovino		$ 84.308.431,82	$ 84.308.431,82	$ 0,00	$ 88.327.117,35	$ 88.327.117,35	$ 0,00
Pradera ovino		$ 2.750.146,15	$ 2.750.146,15	$ 0,00	$ 3.039.228,52	$ 3.039.228,52	$ 0,00
Pradera mixto		$ 887.205,47	$ 887.205,47	$ 0,00	$ 913.205,85	$ 913.205,85	$ 0,00
Eucaliptus		$ 236.841.238,23	$ 236.841.238,23	$ 0,00	$ 295.784.443,56	$ 295.784.443,56	$ 0,00
Total secano		**$ 328.481.455,46**	**$ 328.481.455,46**	**$ 0,00**	**$ 391.761.670,99**	**$ 391.761.670,99**	**$ 0,00**
REGADÍO							
Cultivos y Hortalizas							
	Papa	$ 45.802,49	$ 41.670,79	$ 4.131,70	$ 57.447,09	$ 53.044,52	$ 4.402,57
	Poroto	$ 16.481,41	$ 12.390,10	$ 4.091,31	$ 20.701,63	$ 16.051,72	$ 4.649,91
	Tomate	$ 532.201,44	$ 457.129,00	$ 75.072,44	$ 658.642,97	$ 575.893,64	$ 82.749,33
	Lechuga	$ 1.075.927,55	$ 867.439,76	$ 208.487,80	$ 1.312.494,89	$ 1.067.151,59	$ 245.343,30
	Otras hortícolas	$ 22.779.850,13	$ 18.763.095,46	$ 4.016.754,67	$ 32.291.188,99	$ 27.050.087,42	$ 5.241.101,56
Frutales y Vides							
	Cerezo	$ 36.440.040,32	$ 36.440.040,32	$ 0,00	$ 46.656.550,76	$ 46.656.550,76	$ 0,00
	Vid cepa país	$ 667.492,40	$ 8.895,61	$ 658.596,80	$ 808.233,67	$ 120.687,87	$ 687.545,80
	Vid cepa fina	$ 16.983.445,92	$ 16.983.445,92	$ 0,00	$ 26.038.388,89	$ 26.038.388,89	$ 0,00
Forrajeras		$ 1.006.021,85	$ 1.006.021,85	$ 0,00	$ 1.147.398,48	$ 1.147.398,48	$ 0,00
Total regadío		**$ 79.547.263,51**	**$ 74.580.128,80**	**$ 4.967.134,71**	**$ 108.991.047,36**	**$ 102.725.254,88**	**$ 6.265.792,48**
TOTAL CULTIVABLE		**$ 408.028.718,97**	**$ 403.061.584,26**	**$ 4.967.134,71**	**$ 500.752.718,35**	**$ 494.486.925,87**	**$ 6.265.792,48**

La situación sin proyecto, que sirve de base para la evaluación económica del proyecto, se ha definido como aquella resultante de un conjunto de acciones tendientes a efectuar cambios en la actividad agropecuaria del área, sin la realización de las obras planteadas en el proyecto de riego. Este proceso será planteado y desarrollado dentro de un Programa de Asistencia Técnica y Transferencia Tecnológica. Se debe señalar que la situación sin proyecto consiste en un mejoramiento de la situación actual con recursos que no superan el 5% de las inversiones efectuadas en la situación con proyecto.

Con el objeto de proporcionar apoyo directo y constante a los agricultores beneficiados por el presente programa, sería necesario instalar una oficina central en la localidad de Chillán Viejo. El programa está dirigido a la totalidad de los agricultores que componen la zona de riego del presente proyecto.

Se implementarán un total de tres parcelas demostrativas de 250 m^2 cada una. Estas unidades de validación estarán ubicadas en las propiedades de los agricultores beneficiados.

Considerando que el estudio beneficiará un total de **382,49** ha regables que se beneficiarían de la construcción del embalse en el estero Quilmo, el costo del programa de fortalecimiento y de aplicación tecnológica por año asciende a los $ 68.066 /ha en el año 1 y de $ 62.137 /ha el resto de años.

7.7. SITUACIÓN CON PROYECTO O FUTURA

En la determinación de la transición entre la situación actual y futura, en el caso específico de las nuevas plantaciones de frutales, para los predios de nivel bajo se consideró un período de establecimiento de ocho años, con nivel medio en seis años y predios de nivel alto en un total de cinco años.

Además del período de establecimiento y de puesta en riego, se consideró la curva natural de producción asociada a la edad y que contempla distintos costos e ingresos, según su entrada en producción y período de estabilización. Así, período de estabilización se produce en frambuesa, espárrago y vid vinífera al 5º año; arándano y cerezo al 8º año y en avellano y nogales al 9º año.

Por otra parte, la determinación del período de transición entre situación actual y futura para especies anuales en la actualidad, considera curvas de gradualidad distintas dependiendo del nivel tecnológico.

De esta forma se procedió, en primer lugar, a elaborar la gradualidad porcentual para diferentes aspectos que intervienen en la transición del proyecto. Es así que tanto el período de puesta en riego como el establecimiento de los cultivos se efectuará en no más de ocho años para los predios con nivel técnico bajo, seis años para predios de nivel medio y en cinco años en predios de mayor nivel.

Cabe señalar que en el caso de la actividad ganadera, se consideró para la totalidad de los estratos de tamaño y niveles tecnológicos un período de estabilización de diez años, debido a que se tendrá que presurizar la mayor parte de las praderas y forrajes asignados.

Con el objeto de comparar el cambio de la situación actual a futura se presentan la Tabla 7-98, en donde se aprecia los incrementos de superficie regada entre ambas situaciones por sector y total área.

Tabla 7-98. Uso futuro de la tierra y comparativa entre Situación Actual y Futura.

USO DEL SUELO SCP		COMAPARACION USO SUELO			
		SA	SCP	DIFERENCIA	DIFERENCIA
		SUP	SUP	ha	%
REGADÍO					
Cultivos y Hortalizas					
	Trigo invierno	0,00	14,76	14,76	100,00%
	Papa	0,04	14,76	14,73	99,74%
	Poroto	0,04	14,76	14,73	99,74%
	Remolacha	0,00	23,49	23,49	100,00%
	Tomate	0,39	41,68	41,29	99,06%
	Lechuga	0,39	43,69	43,30	99,11%
	Espárrago	0,00	47,04	47,04	100,00%
	Melón	0,00	40,33	40,33	100,00%
	Otras hortícolas	10,99	40,27	29,28	72,71%
Frutales y Vides					
	Arándanos	0,00	47,04	47,04	100,00%
	Cerezo	3,49	46,98	43,48	92,56%
	Frambuesa	0,00	40,27	40,27	100,00%
	Avellano	0,00	53,69	53,69	100,00%
	Nogal	0,00	53,69	53,69	100,00%
	Vid cepa país	3,11	7,24	4,13	57,06%
	Vid cepa fina	11,36	28,68	17,33	60,41%
Forrajeras		14,01	9,40	-4,61	-49,08%
Pradera bovino		0,00	10,37	10,37	100,00%
Pradera ovino		0,00	4,70	4,70	100,00%
Pradera mixto		0,00	3,36	3,36	100,00%
Total regadío		**43,81**	**586,20**	**542,39**	**92,53%**
SECANO					
Trigo invierno		43,95	0,00	-43,95	0,00%
Avena		9,99	0,00	-9,99	0,00%
Pradera bovino		251,44	0,00	-251,44	0,00%
Pradera ovino		30,06	0,00	-30,06	0,00%
Pradera mixto		3,24	0,00	-3,24	0,00%
Total secano		**522,56**	**39,95**	**-482,61**	**-1208,14%**
TOTAL CULTIVABLE		**566,37**	**626,15**		
NO CULTIVABLE		**104,74**	**44,96**		
TOTAL ÁREA		**671,11**	**671,11**		

De la Tabla 7-98 se deduce un incremento en la superficie regada de alrededor de 542 ha que en situación actual se encontraban en secano o sin uso. La propuesta futura intensifica el cultivo de frutales, hortalizas y ganadería en desmedro del cultivo de cereales de baja rentabilidad. En el caso de las praderas, se disminuye la superficie de praderas naturales y se incrementa el cultivo de especies de mayor productividad y calidad.

En relación a las demandas de agua de riego, en la Tabla 7-99 se puede apreciar la demanda bruta para el total del área de estudio. Al respecto, la demanda para el total del área de estudio alcanza a los 2.798 m3, con un mes de máxima demanda en enero con 846 m3/mes.

Tabla 7-99. Demandas de riego totales (m3)

TASA DE RIEGO = DEMANDA NETA/EFICIENCIA (m3/ha)								
CULTIVO	**Oct**	**Nov**	**Dic**	**Ene**	**Feb**	**Mar**	**Abr**	**Anual**
Trigo invierno	10.390,37	32.769,87	45.128,55	26.903,33				115.192,12
Papa		4.213,18	24.587,21	30.225,75	27.302,39	10.113,05		96.441,59
Poroto		8.298,79	24.175,29	36.798,88	28.126,25	13.854,95		111.254,16
Remolacha	1.543,06	34.440,01	40.494,82	46.000,61	32.015,34	9.282,80		163.776,65
Tomate	4.182,42	38.108,05	56.644,60	52.897,00	37.647,30			189.479,37
Lechuga		20.359,22	45.837,37	58.333,97	40.820,38	11.592,23		176.943,16
Espárrago		36.990,33	53.003,88	53.505,69	49.789,15			193.289,05
Melón		8.461,13	32.939,23	52.523,51	48.938,29	15.864,61		158.726,77
Otras hortícolas		18.764,26	42.246,42	53.764,02	37.622,47	10.684,08		163.081,25
Arándanos		21.922,91	56.649,86	65.141,46	41.038,80	3.449,96		188.202,98
Cerezo		13.465,91	41.277,79	63.499,31	59.184,14	20.281,86		197.709,01
Frambuesa		18.764,26	48.487,75	55.755,88	35.125,94	2.952,89		161.086,71
Avellano		21.579,94	52.167,67	61.062,12	44.338,04	14.245,44		193.393,21
Nogal		31.897,14	68.811,21	78.767,51	73.464,25	29.364,22		282.304,34
Vid vinifera		16.739,89	43.256,70	49.740,72	40.802,00	18.727,61		169.266,92
Pastos		32.955,44	52.533,43	61.076,20	56.872,97	32.513,15	2.389,53	238.340,72
TOTAL (m3)	**16.115,84**	**359.730,34**	**728.241,79**	**845.995,98**	**653.087,71**	**192.926,85**	**2.389,53**	**2.798.488,03**
TOTAL (Hm3)	**0,0161158**	**0,3597**	**0,728**	**0,845**	**0,653**	**0,192**	**0,0028**	**2,80**

Con el objeto de comparar el cambio de la situación actual a futura se presenta la Tabla 7-100, en donde se aprecia los incrementos de los márgenes entre ambas situaciones por sector y total área.

En relación a la situación actual comparada con la situación futura, se produce un incremento de beneficios para el área total superiores al 1000% debido a la poca superficie dedicada a cultivos de alta rentabilidad en la actualidad, causado sobre todo por la poca disponibilidad de agua.

Tabla 7-100. Comparación márgenes brutos Situación Actual y Situación Con Proyecto. Predio promedio Expandido Ajustado. Total Área.

USO DEL SUELO		SUP (ha)	PREDIOS PROMEDIO EXPANDIDO Y AJUSTADO. PRECIOS MERCADO			PREDIOS PROMEDIO EXPANDIDO Y AJUSTADO. PRECIOS SOCIALES		
			SIT CON PROYECTO	SIT ACTUAL	DIFERENCIAL	SIT CON PROYECTO	SIT ACTUAL	DIFERENCIAL
REGADÍO								
Cultivos y Hortalizas								
	Trigo invierno	13,76	$ 25.344.008,80	$ 20.611.098,58	$ 4.732.910,22	$ 26.620.649,75	$ 20.610.971,35	$ 6.009.678,41
	Papa	16,12	$ 243.865.483,36	$ 528.908,61	$ 243.336.574,75	$ 276.388.582,20	$ 673.270,25	$ 275.715.311,95
	Poroto	15,33	$ 69.030.705,62	$ 157.262,02	$ 68.873.443,60	$ 77.556.458,97	$ 203.737,22	$ 77.352.721,75
	Remolacha	27,14	$ 107.135.381,43	$ 0,00	$ 107.135.381,43	$ 113.376.235,60	$ 0,00	$ 113.376.235,60
	Tomate	39,31	$ 577.121.103,00	$ 457.129,00	$ 576.663.974,00	$ 663.751.186,56	$ 575.893,64	$ 663.175.292,92
	Lechuga	53,60	$ 874.034.936,73	$ 867.439,76	$ 873.167.496,98	$ 997.796.160,83	$ 867.439,76	$ 996.928.721,08
	Espárrago	50,45	$ 1.162.439.833,49	$ 0,00	$ 1.162.439.833,49	$ 1.316.222.061,22	$ 0,00	$ 1.316.222.061,22
	Melón	43,61	$ 485.799.626,36	$ 0,00	$ 485.799.626,36	$ 562.296.729,43	$ 0,00	$ 562.296.729,43
	Otras hortícolas	42,66	$ 638.287.167,39	$ 49.042.000,51	$ 589.245.166,89	$ 735.701.097,17	$ 67.371.115,07	$ 668.329.982,10
Frutales y Vides								
	Arándanos	43,67	$ 1.234.295.878,82	$ 0,00	$ 1.234.295.878,82	$ 1.734.378.166,01	$ 0,00	$ 1.734.378.166,01
	Cerezo	39,44	$ 2.520.141.877,97	$ 72.299.197,06	$ 2.447.842.680,90	$ 3.165.464.159,97	$ 92.569.358,54	$ 3.072.894.801,43
	Frambuesa	37,94	$ 263.591.759,52	$ 0,00	$ 263.591.759,52	$ 606.737.358,52	$ 0,00	$ 606.737.358,52
	Avellano	64,13	$ 790.621.977,08	$ 0,00	$ 790.621.977,08	$ 843.027.241,64	$ 0,00	$ 843.027.241,64
	Nogal	64,13	$ 2.091.545.183,34	$ 0,00	$ 2.091.545.183,34	$ 2.170.421.065,36	$ 0,00	$ 2.170.421.065,36
	Vid cepa país	2,07	$ 17.093.099,83	$ 15.402,87	$ 17.077.696,96	$ 19.244.652,00	$ 208.972,70	$ 19.035.679,30
	Vid cepa fina	19,77	$ 219.042.659,49	$ 33.696.162,04	$ 185.346.497,45	$ 335.828.074,98	$ 51.661.704,89	$ 284.166.370,09
Forrajeras		5,55	$ 21.500.185,13	$ 3.842.235,39	$ 17.657.949,74	$ 22.065.543,02	$ 4.414.546,16	$ 17.650.996,87
Pradera bovino		10,79	$ 16.544.545,70	$ 280.437.127,82	-$ 263.892.582,12	$ 17.331.103,26	$ 298.915.793,81	-$ 281.584.690,55
Pradera ovino		1,41	$ 1.592.805,88	$ 6.739.181,21	-$ 5.146.375,33	$ 1.743.578,96	$ 7.485.271,92	-$ 5.741.692,96
Pradera mixto		3,03	$ 4.399.264,85	$ 1.536.232,34	$ 2.863.032,52	$ 4.501.890,95	$ 1.581.253,06	$ 2.920.637,89
Total regadío		**593,90**	**$ 11.363.427.483,79**	**$ 470.229.377,21**	**$ 10.893.198.106,58**	**$ 13.690.451.996,40**	**$ 547.139.328,35**	**$ 13.143.312.668,05**

Se debe señalar que para cumplir el cambio necesario desde Situación Actual a Situación Con Proyecto se consideró un programa de fortalecimiento y de aplicación tecnológica por 8 años. Se implementará un total de cinco parcelas demostrativas de 200 m_2 cada una. Estas unidades de validación estarán ubicadas en las propiedades de los agricultores beneficiados; una de ellas se utilizará en el entrenamiento permanente en métodos de riego.

Las parcelas deben estar disponibles para ser visitadas por toda la comunidad. Además, con el objetivo de proporcionar una mayor utilidad a los módulos se organizarán días de campo cada dos meses en donde además de entregar capacitación y transferencia se debe dar un aire de camaradería con el propósito de que éstos sean más atractivos y, al menos, para integrar de esta forma a los agricultores a participar en forma activa en el programa.

Junto con lo anterior, se considera necesaria la emisión de boletines informativos y/o de extensión que serán distribuidos a la totalidad de los beneficiarios del programa y se entregarán en los días de campo. Finalmente, se debe contemplar la realización de videos que muestren el avance del programa y su evolución en el tiempo

Considerando que el estudio beneficiará un total de **586,20 ha de riego** que representan el total regable según predio promedio expandido y ajustado y que se beneficiarían del embalse en el estero Quilmo, el costo del programa de fortalecimiento y de aplicación tecnológica por año asciende a los $ 48.944 /ha en el año 1 y de $ 44.359 /ha el resto de años.

7.7.1. INDICADORES ADICIONALES

7.7.1.1. MANO DE OBRA

Un aspecto importante a destacar es la generación de mano de obra agrícola en un escenario con proyecto versus la situación actual optimizada.

Los tipos de mano de obra analizados corresponden a trabajadores permanentes, familiares permanentes y temporales, todos por género.

La **mano de obra temporal** se presenta en la siguiente tabla en la que se aprecia la mayoría clara del género masculino frente al femenino con un 91 % - 9 %.

Tabla 7-101. Mano de Obra Temporal. SAO.

SECTOR	ESTRATO	M.O. TEMPORAL SAO					
		HOMBRES		MUJERES		TOTAL	
		Nº	%	Nº	%	Nº	%
	1-3 Ha	1	100.00%			1	100%
	3-12 Ha	1	100.00%			1	100%
	12-50 ha	2	66.67%	1	33.33%	3	100%
	50-100 Ha	3	100.00%			3	100%
	> 100 Ha	3	100.00%			3	100%
TOTAL ÁREA		**10**	**90.91%**	**1**	**9.09%**	**11**	**100%**

Tabla 7-102. Mano de Obra Temporal. SCP.

SECTOR	ESTRATO	M.O. TEMPORAL SCP					
		HOMBRES		MUJERES		TOTAL	
		Nº	%	Nº	%	Nº	%
	0-3 Ha	3	100.00%			3	100%
	3-12 Ha	3	100.00%			3	100%
	12-50 ha	6	75.00%	2	25.00%	8	100%
	50-100 Ha	8	100.00%			8	100%
	> 100 Ha	8	100.00%			8	100%
TOTAL ÁREA		**28**	**93.33%**	**2**	**6.67%**	**30**	**100%**

Tabla 7-103. Mano de Obra Permanente. SAO.

SECTOR	ESTRATO	M.O. PERMANENTE FAMILIAR SAO						M.O. PERMANENTE SAO						TOTAL PERSONAS SAO				
		HOMBRES			MUJERES			HOMBRES			MUJERES			HOMBRES		MUJERES		TOTAL
		Nº	% S/HOMB	% S/TOTAL	Nº	% S/MUJ	% S/TOTAL	Nº	% S/HOMB	% S/TOTAL	Nº	% S/MUJ	% S/TOTAL	Nº	% S/TOTAL	Nº	% S/TOTAL	Nº
QUILMO	0-3 Ha	1	100.00%	50%	1	100.00%	50%	0	0.00%	0%	0	0.00%	0%	1	50%	1	50%	2
	3-12 Ha	1	50.00%	50%	0	0.00%	0%	1	50.00%	50%	0	0.00%	0%	2	100%	0	0%	2
	12-50 ha	1	33.33%	25%	1	100.00%	25%	2	66.67%	50%	0	0.00%	0%	3	75%	1	25%	4
	50-100 Ha	1	50.00%	50%	0	0.00%	0%	1	50.00%	50%	0	0.00%	0%	2	100%	0	0%	2
	> 100 Ha	3	50.00%	50%	0	0.00%	0%	3	50.00%	50%	0	0.00%	0%	6	100%	0	0%	6
TOTAL ÁREA		**7**	**50.00%**	**44%**	**2**	**100.00%**	**13%**	**7**	**50.00%**	**44%**	**0**	**0.00%**	**0%**	**14**	**88%**	**2**	**13%**	**16**

Tabla 7-104. Mano de Obra Permanente. SCP.

SECTOR	ESTRATO	M.O. PERMANENTE FAMILIAR SCP						M.O. PERMANENTE SCP						TOTAL PERSONAS CP				
		HOMBRES			MUJERES			HOMBRES			MUJERES			HOMBRES		MUJERES		TOTAL
		Nº	% S/HOMB	% S/TOTAL	Nº	% S/MUJ	% S/TOTAL	Nº	% S/HOMB	% S/TOTAL	Nº	% S/MUJ	% S/TOTAL	Nº	% S/TOTAL	Nº	% S/TOTAL	Nº
QUILMO	0-3 Ha	3	100.00%	50%	3	100.00%	50%	0	0.00%	0%	0	0.00%	0%	3	50%	3	50%	6
	3-12 Ha	3	60.00%	60%	0	0.00%	0%	3	60.00%	60%	0	0.00%	0%	5	100%	0	0%	5
	12-50 ha	3	42.86%	30%	3	100.00%	30%	5	71.43%	50%	0	0.00%	0%	7	70%	3	30%	10
	50-100 Ha	3	60.00%	60%	0	0.00%	0%	3	60.00%	60%	0	0.00%	0%	5	100%	0	0%	5
	> 100 Ha	7	50.00%	50%	0	0.00%	0%	7	50.00%	50%	0	0.00%	0%	14	100%	0	0%	14
TOTAL ÁREA		**19**	**51.35%**	**44%**	**6**	**100.00%**	**14%**	**18**	**48.65%**	**42%**	**0**	**0.00%**	**0%**	**37**	**86%**	**6**	**14%**	**43**

En las tablas anteriores se presenta la mano de obra permanente, en donde se constata que, en términos generales, que prácticamente 90 % de los trabajadores permanentes contratados en el área de estudio corresponde al género masculino.

Si se desagrega entre personal permanente externo y familiar, en hombres se equilibra algo la balanza entre un 42% de personal contratado permanente y un 44% de personal familiar. En mujeres no existe otra forma de contratación más que la permanente familiar, que representa el 14% del total de las mujeres que trabajan en los predios.

Como es posible observar el balance de la generación de empleo agrícola permanente y temporal entre la Situación Actual Optimizada y la Situación Con Proyecto, en el cual destaca el crecimiento anual llegando a un máximo que prácticamente triplica la mano de obra permanente actual.

El crecimiento del empleo femenino es bastante importante, sobre todo en lo que se refiere al permanente familiar, que este si se triplica, respecto a lo obtenido en la SAO.

Tabla 7-105. Mano de Obra. Comparativa.

SECTOR	ESTRATO	M.O. TOTAL											
		HOMBRES SAO		HOMBRES SCP		MUJERES SAO		MUJERES SCP		TOTAL SAO		TOTAL SCP	
		TEMP	PERMA	TEMP	PERMA	TEMP	PERMA	TEMP	PERMA	TEMP	PERMA	TEMP	PERMA
	0-3 Ha	1	1	3	3	0	1	0	3	1	2	3	6
	3-12 Ha	1	2	3	5	0	0	0	0	1	2	3	5
	12-50 ha	2	3	6	7	1	1	2	3	3	4	8	10
	50-100 Ha	3	2	8	5	0	0	0	0	3	2	8	5
	> 100 Ha	3	6	8	14	0	0	0	0	3	6	8	14
TOTAL ÁREA		**10**	**14**	**28**	**34**	**1**	**2**	**2**	**6**	**11**	**16**	**30**	**40**

La mano de obra en la mujer se ve afectada en un aumento de la parte permanente al entrar en juego la mujer de las familias, asentando su trabajo. El aumento en la mano de obra temporal tiene la misma importancia que la permanente, ya que al tratarse una zona donde la actividad económica no está asentada, en dicho proceso de asentamiento irá aumentando paulatinamente el trabajo permanente frente al trabajo temporal, en los distintos predios.

Indudablemente la puesta en valor añadido de una zona de secano en regadío, mejora de manera importante la demanda de empleo, sirviendo además no sólo para fijar y aumentar la demanda de empleo permanente, sino también para efecto llamada de nuevos empleos temporales que mejoren la calidad de vida de los habitantes de Quilmo.

7.7.1.2. GENERACIÓN DE EXPORTACIONES.

Una de las consideraciones de las que se ha partido, tal y como se dejan indicado en las fichas de los cultivos, los tres cultivos con capacidad de exportación, que son frambuesa, cerezo y arándano, se ha considerado el 60% de la producción.

Para comprar sobre la misma cantidad, se ha establecido los ingresos obtenidos por importación, a partir de este 60%, de la producción máxima, que se alcanza en los distintos cultivos analizados.

Respecto a la Situación Actual Optimizada, comentar que el único cultivo donde hay algo de exportación es el cerezo.

La generación de exportaciones corresponde a la utilidad generada por producto exportable en el área de estudio y beneficiada por el embalse. Esta generación puede verse en la siguiente tabla.

Tabla 7-106: Generación exportaciones ($US)

SECTOR	CULVITO EXPORTABLE	ESTRATOS	NIVEL TECNIFICACION	EXPORTACIONES SAO	EXPORTACIONES SCP	EXPORTACIONES AUMENTO
QUILMO		0 - 3 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 0,00**	0,00%
		3 -12 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 6.429.805,10**	$ 6.429.805,10
			MEDIO	**$ 0,00**	**$ 2.199.703,35**	$ 2.199.703,35
		12- 50 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 14.487.608,42**	$ 14.487.608,42
	FRAMBUESA		MEDIO	**$ 0,00**	**$ 9.837.279,01**	$ 9.837.279,01
		50- 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 18.459.188,00**	$ 18.459.188,00
			ALTO	**$ 0,00**	**$ 21.698.736,31**	$ 21.698.736,31
		> 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 40.081.994,05**	$ 40.081.994,05
			ALTO	**$ 0,00**	**$ 48.560.065,01**	$ 48.560.065,01
		0 - 3 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 156.440,04**	$ 156.440,04
		3 -12 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 25.914.163,70**	$ 25.914.163,70
			MEDIO	**$ 0,00**	**$ 5.993.262,68**	$ 5.993.262,68
		12- 50 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 25.914.163,70**	$ 25.914.163,70
	CEREZO		MEDIO	**$ 0,00**	**$ 26.802.430,91**	$ 26.802.430,91
		50- 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 37.720.118,83**	$ 37.720.118,83
			ALTO	**$ 30.249.705,57**	**$ 40.349.326,85**	$ 10.099.621,28
		> 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 99.278.642,46**	$ 99.278.642,46
			ALTO	**$ 0,00**	**$ 124.797.322,93**	$ 124.797.322,93
		0 - 3 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 116.612,78**	$ 116.612,78
		3 -12 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 14.487.608,42**	$ 14.487.608,42
			MEDIO	**$ 0,00**	**$ 4.467.469,03**	$ 4.467.469,03
		12- 50 ha	BAJO	**$ 0,00**	**$ 14.487.608,42**	$ 14.487.608,42
	ARANDANO		MEDIO	**$ 0,00**	**$ 19.978.939,09**	$ 19.978.939,09
		50- 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 28.117.149,49**	$ 28.117.149,49
			ALTO	**$ 0,00**	**$ 30.077.001,08**	$ 30.077.001,08
		> 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 92.504.759,98**	$ 92.504.759,98
			ALTO	**$ 0,00**	**$ 108.731.477,92**	$ 108.731.477,92

7.7.1.3. GENERACIÓN DE IMPUESTOS.

La generación de impuestos corresponde al impuesto generado por el incremento de la utilidad producto de la entrada en funcionamiento del embalse.

Al respecto la generación de impuestos producto de la construcción de obras se incrementa en un 1910% de media, pudiendose observar las diferencias para los distintos estratos y grados de tecnificación..

Tabla 7-107: Generación Impuestos

SECTOR	TAMAÑO DE ESTRATO	TECNIFICACIÓN	IMPUESTOS SAO	IMPUESTOS SCP	IMPUESTOS AUMENTO
QUILMO	0 - 3 ha	BAJO	**$ 1.752.621,00**	**$ 2.019.074,00**	115,20%
	3 -12 ha	BAJO	**$ 11.010.186,00**	**$ 69.662.851,00**	632,71%
		MEDIO	**$ 10.190.475,00**	**$ 57.919.587,00**	568,37%
	12- 50 ha	BAJO	**$ 241.786.927,00**	**$ 241.786.927,00**	100,00%
		MEDIO	**$ 0,00**	**$ 315.153.789,00**	TODO
	50- 100 ha	MEDIO	**$ 14.729.653,00**	**$ 774.290.304,00**	5256,68%
		ALTO	**$ 428.494.193,00**	**$ 958.070.472,00**	223,59%
	> 100 ha	MEDIO	**$ 0,00**	**$ 2.216.421.800,00**	TODO
		ALTO	**$ 47.907.927,00**	**$ 3.100.333.616,00**	6471,44%
SUPERFICIE (ha)					**671,11**
PROMEDIO					**1909,71%**

8. ESTUDIO DE ANÁLISIS AMBIENTAL, PAC Y TALLERES LEGALES

8.1. ANÁLISIS AMBIENTAL

LÍNEA BASE

La climatología se caracteriza por ser templada con estación seca intermedia, caracterizada por lluvias frecuentes entre abril y septiembre y periodos secos prolongados.

Dado que no se prevé que el embalse esté lleno más que en períodos cortos y casi nunca en verano se puede vaticinar que los efectos sobre el clima serán casi despreciables.

Los vientos dominantes en la zona son de componente suroeste. Esto indica que los vientos en la zona del embalse y los canales tienen dirección hacia Chillán Viejo, aunque éste se encuentra a más de 3.5 Km.

Respecto a las emisiones sonoras, para la construcción de la presa, la principal afección será en las inmediaciones, ya que a escasos hectómetros de la presa y embalse existen algunos pequeños núcleos de población muy próximos. Las carreteras que pueden verse afectadas por un incremento del tráfico pesado son la N-59-Q, la N-601 y la N-676.

Los materiales presentes en la zona son aptos para la confección del cuerpo de presa, si se adoptan las precauciones en el diseño y se complementan con materiales específicos de otra procedencia, aunque en cantidades moderadas. En el propio vaso del embalse se encuentran varios empréstitos adecuados para varias capas de la presa, aunque podría ser necesario el aporte de materiales de fuera del área de inundación.

Respecto a las tipologías de suelos de la zona regable, unas 700 ha no presentan aptitud para frutales, o con severas limitaciones. Aproximadamente 130 ha tienen una capacidad agricóla baja o muy baja, siendo solo aptas para praderas o zona forestal. Otras 300 ha tienen aptitudes buenas para el cultivo de frutales, aunque con ligeras limitaciones, coincidiendo con las que tienen aptitud agrícola con ligeras limitaciones para todos los cultivos de la zona.

Los suelos presentes en el vaso del embalse tienen, mayoritariamente, moderadas limitaciones en su uso y restringen la elección de cultivos, aunque pueden ser buenas para ciertos cultivos, con humedad excesiva o algún anegamiento continuo después de drenaje. Requieren prácticas moderadas de conservación y manejo y tienen una baja aptitud para frutales.

El caudal medio anual obtenido en el estero es de 2’18 m3/s. El caudal de crecidas adoptado para periodos de retorno de 1,000 y 10,000 años es de 275 m3/s y 350 m3/s respectivamente.

El caudal ecológico obtenido a partir de las prescripciones del Drecreto nº 014, es muy bajo durante casi 5 meses al año, hasta tal punto que el estero aguas abajo de la presa presentaría un aspecto de charcas, sin apenas caudal circulante.

La calidad del agua, en base a las tomas de muestras y analíticas realizadas es apta para riego y para agua destinada a la vida acuática. Las obras de construcción de presa y obras complementarias, así como el sistema de gestión de tomas de agua y desembalses, van a influir notablemente en las características del agua, tanto para riego (tomas de agua) como para la vida acuática (caudal ecológico y desembalses).

No existen áreas protegidas próximas a la zona del embalse ni a la zona de riego. A más de 70 Km al oeste se encuentra la Reserva Nacional Huemeles de Niblinto, así como la Reserva de la Biosfera “Corredor Biológico Nevados de Chillán – Laguna del Laja”. Tampoco se encuentran zonas húmedas de importancia internacional (RAMSAR) en toda la región. La región de BíoBío no alberga ningún enclave perteneciente a la Red de Parques Indígenas Mapu Lahual. De los Sitios prioritarios más cercanos puede destacar los Altos de Ninhue, a 46 Km al noroeste de Chillán.

Se ha registrado un total de 67 taxones de flora, con una predominancia de especies introducidas, lo que refleja el nivel de degradación que posee el piso vegetacional en el que se inserta el área de estudio. Existe una pequeña zona de afección a bosque nativo. Para el caso particular del belloto del sur, se requiere un análisis de su población en toda la extensión del estero Quilmo que se proyecta inundar, debido a que por su categoría de conservación EN PELIGRO, ya que por decreto* es considerado un Monumento Natural.

La diversidad de especies de vertebrados terrestres concuerda con lo esperado para este tipo de ambientes antropizados principalmente por la agricultura, monocultivos forestales, ganadería y extracción de áridos. La mayoría de las especies encontradas son de amplia distribución, las cuales se han adaptado a vivir en este tipo de ambientes.

- Reptiles: En este grupo las cuatro especies registradas se encuentran con alguna categoría de conservación, tanto por el RCE como por el SAG.
- Aves: Debido a la gran vagilidad que posee este grupo no debieran verse significativamente afectadas con la implementación de este proyecto.
- Mamíferos: Para la zona de las especies descritas potencialmente, ninguna se encuentra en algún estado de conservación.

De los taxa de perifitón presentes las diatomeas representan el grupo con mayor riqueza de especies, no obstante las algas verde azules. es la especie que registró las mayores abundancias dentro de las comunidades algales identificadas. Destaca el hecho la la mayor abundancia de la cianobacteria en una zona, seguramente relacionado por ser un tramo de río muy alterado, donde la gente tira desperdicios.

De los taxa presentes de macroinvertebrados bentónicos es posible indicar que son característicos de este tipo de ecosistemas de aguas con alta carga orgánica y ambientes modificados. Sin embargo hay que tener especial precaución con las especies de baja vagilidad como son los moluscos y crustáceos decápodos de las cuales, las dos especie representantes están catalogadas en algún estados de conservación.

La ictiofauna estudiada se caracteriza por presentar alta diversidad, con una dominancia de las especies nativas sobre las introducidas. Las especies nativas todas presentan algún estado de

conservación, siendo Percilia irwini la única especie clasificada como en “Peligro de Extinción” por el RCE.

La fauna acuática del estero está alterada asociada al diferente grado de intervención humana, especialmente por agricultura y silvicultura. Los cambios se deben especialmente a un incremento del arrastre de nutrientes, que incrementa la productividad de los ríos (no descartando la presencia de plaguicidas) y favoreciendo la dominancia de taxa suspensívoros y pastoreadores de macroinvertebrados bentónicos alterando el equilibrio ecosistémico. También es importante destacar la presencia de fauna acuática que esta categorizada en algún estado de conservación, siendo especies con bajas abundancias y más sensibles a los cambios ambientales.

En cuanto al medio socioeconómico, está habiendo una variación intercensal muy alta (> 10 %) en las comunas próximas al área de influencia, con una población en 2012 de cerca de 210.000 habitantes. Los datos de población por edades reflejan una población muy joven, con un 75 % con edades inferiores a 45 años.

Respecto a los indicadores económicos, se está produciendo un retroceso de la población ocupada en detrimento de la desocupada y la inactiva, siendo la tasa de población inactiva mayor del 50 % y alrededor del 14 % la de población desocupada. El mayor número de población activa trabaja en el sector agrícola y en el comercio al por mayor. El sector industrial es poco representativo, siendo menor del 8.5 %.

En cuanto al tamaño de la propiedad en la zona, el número de hectáreas explotadas es bastante mayor en parcelas de entre 50 y 500 ha. Cabe reseñar que en la zona regable del embalse la gran mayoría de las parcelas son inferiores a 50 ha.

El censo de edificaciones en la zona de inundación es muy bajo, afectando exclusivamente a 7 edificaciones, dedicadas mayoritariamente al almacenamiento y guarda de ganado.

No se han encontrado evidencias de que el proyecto afecte sitios arqueológicos prehispánicos ni objetos pertenecientes en general al patrimonio cultural.

No hay interacción entre otros proyectos de la zona y las actuaciones plantedas en este estudio.

REVISIÓN DE LA LEGISLACIÓN VIGENTE.

En el Artículo 10 de la Ley 19.300 se indica los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental, en cualquiera de sus fases, que deberán someterse al sistema de evaluación de impacto ambiental.

Además en el artículo 11 se añaden otras condiciones de proyectos que requieren EIA, en el caso en el que se presenten ciertos efectos sobre el medio ambiente.

De esta forma, y de acuerdo con la descripción de las actuaciones a proyectar, es claro que el Proyecto debe someterse al sistema de evaluación de impacto ambiental y requerirán la

elaboración de un Estudio de Impacto Ambiental. El nuevo Decreto 40/2013 deja constancia de los mismos condicionantes.

La Ley N° 19.300, sobre Bases Generales del Medio Ambiente, dispone que el titular de cualquier proyecto y actividad que sea sometido al Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental, SEIA, se encuentra obligado a identificar la normativa ambiental aplicable a su proyecto o actividad y a señalar el modo en que dará cumplimento a la misma.

El Título VII del Reglamento del SEIA D.S. Nº 40, de 2012, del Ministerio del Medio Ambiente, presenta una lista de los permisos ambientales sectoriales.

De todos los citados en este Decreto, son de incumbencia a este estudio los siguientes:

Tabla 8-108: Resumen Permisos Ambientales Sectoriales

Artículo	Permiso	Autoridad	Oportunidad	Plazos
119	Pesca de Investigación	Subsecretaría de Pesca	Previo a la investigación, durante la fase de monitoreo	No existe plazo legal
129	Corta de especies vegetales protegidas	Corporación Nacional Forestal	Previo inicio obras	No existe plazo legal
132	Excavaciones de tipo arqueológico, antropológico y paleontológico	Consejo de Monumentos Nacionales	Previo a realizar las excavaciones, antes del inicio de las obras	90 días
146	Caza o captura de especies de fauna protegida.	Servicio Agrícola y Ganadero	Previo inicio obras	Indicado en el permiso
148	Corta de bosque nativo	Corporación Nacional Forestal	Previo inicio obras	No existe plazo legal
149	Corta de plantaciones en terrenos de aptitud preferentemente forestal	Corporación Nacional Forestal	Previo inicio obras	No existe plazo legal
155	Construcción de ciertas obras hidráulicas	Dirección General de Aguas	Previo al inicio de las obras	No existe plazo legal
156	Efectuar modificaciones de cauce	Dirección General de Aguas	Previo al inicio de las obras	No existe plazo legal
157	Efectuar obras de regularización o defensa de cauces naturales	Dirección General de Aguas	Previo al inicio de las obras	No existe plazo legal
159	Extracción de ripio y arena	Municipalidad y Ministerio de Transporte y Telecomunicaciones	Previo al inicio de las obras	No existe plazo legal

IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE IMPACTOS.

Se ha optado por un análisis cualitativo de impactos que permite una suficiente profundización y conocimiento de los mismos.

Los principales impactos negativos sobre la línea base son sobre los siguientes componentes:

- Geología. La mayor alteración se producirá en la zona próxima a la cerrada, que sufrirá modificaciones ocasionadas por la construcción de la presa, y en los empréstitos y canteras utilizados. Las acciones del proyecto capaces de generar alteraciones sobre el medio geológico son las siguientes: movimiento de tierras realizado en la zona de la cerrada, la explanación y ubicación del parque de maquinaria, la extracción de materiales de préstamo, la construcción de nuevos viales y la deforestación del vaso.
- Edafología. La eliminación del suelo, así como la alteración del mismo por el paso de maquinaria supondrá un impacto de magnitud severa.
- Vegetación terrestre. La deforestación del vaso, con la presencia de una especie con alto grado de protección y la pequeña área de bosque nativo, afecta fuertemente a la vegetación, por ello su impacto se considera de magnitud crítica.
- Flora y fauna acuáticas. La flora acuática en la zona de afección directa se verá totalmente destruida, al quedar eliminado su hábitat. De manera indirecta influye la composición del planctón sobre macroinvertebrados y peces, así como directamente la turbidez del agua y la posible presencia de contaminantes. La magnitud del impacto es severa.
- Paisaje. En conjunto, los impactos paisajísticos generados durante la fase de construcción y cuyos efectos son permanentes son considerados de magnitud severa. A consecuencia del aprovechamiento del embalse para regadíos, en los períodos de vaciado del embalse, el impacto paisajístico es negativo, ya que el elemento más visible será la estructura de la presa.
- Ecosistema del río. El caudal ecológico mínimo se considera insuficiente. El impacto es de naturaleza positiva para el bosque y matorral aguas abajo, debido al aumento de la humedad y del nivel freático, pero de naturaleza negativa para las comunidades ripidícolas, al variar sus condiciones naturales. La propia presencia de la presa provoca impactos sobre la fauna acuática directamente aguas abajo y arriba de la presa, de naturaleza indeterminada, ya que se producen modificaciones en estas comunidades de repercusión inmediata, de forma permanente y magnitud crítica, ya que los cambios producidos afectarán negativamente a unas especies pero se favorecerá el desarrollo de otras también de interés.

Los principales efectos positivos afectarán sobre todo a los siguientes componentes:

- Empleo. La contratación de mano de obra local durante la construcción y el aumento de la rentabilidad de los servicios, así como la mejora del riego en toda la cuenca aguas abajo que se produce con la presa en la fase de explotación, provocará un aumento de la productividad agraria y, por tanto, de la mano de obra contratada.
- Nivel socioeconómico de la población. Los factores anteriores mejorarán el nivel socioeconómico de la zona.
- Vegetación terrestre. La inundabilidad del vaso, el ascenso del nivel freático y la laminación de avenidas provocan efectos positivos sobre la vegetación.
- Protección contra riesgos naturales. Causado por la laminación de avenidas.

PLAN DE MANEJO AMBIENTAL.

Las principales medidas a adoptar de prevención, mitigación y compensación son:

- Apantallamiento de las canteras y zonas de obra para evitar el impacto visual que ocasionan y como efecto barrera para amortiguar los ruidos y el polvo ocasionados.
- Recuperación e integración de las canteras, vertederos, explanadas y todas aquellas zonas donde se hubiese realizado alguna transformación, mediante revegetación de taludes y repoblación forestal sobre bermas.
- Reforestación con bosque nativo en canteras y vertederos, según plan de manejo y permiso sectorial.
- Repoblación de zonas próximas a la zona con belloto del sur, de similitud genética a los existentes en la zona, según plan de manejo y permiso sectorial.
- Mantenimiento del caudal ecológico del río acorde con la época del año, con el fin de mantener la capacidad biogénica del río.
- Diseño de pasos y escalas de peces.
- Evitar la repoblación de especies piscícolas que puedan desplazar a las existentes.
- Realizar una ordenación y control de los usos recreativos que puedan darse en el embalse.
- Intervenir sobre tramos del cauce aguas abajo, con el fin de obtener un sustrato similar al de las zonas no alteradas antes del inicio de las obras, y que reproduzcan las condiciones naturales de los frezaderos, y que además actúe como fuente exportadora de macroinvertebrados bénticos.
- Realización de un estudio de la situación de la fauna terrestre con respecto al acceso al agua, creándose bebederos si en este estudio se indica la dificultad de los animales para el acceso al agua.
- Recomendar la contratación de mano de obra local que intervenga en la construcción de la presa.

PLAN DE SEGUIMIENTO AMBIENTAL.

El Programa de Seguimiento Ambiental (PSA) se dividirá en dos fases, de diferente duración y alcance:

- **Primera fase**: Se corresponderá con la fase de construcción de las obras, y se extenderá hasta la fecha de recepción de las obras. En esta fase será responsabilidad del Contratista la aplicación del Plan.
- **Segunda fase**: Se extenderá desde la fecha de la recepción, abarcando un periodo de doce (24) meses En esta fase, la aplicación del Plan será competencia de la entidad encargada de la gestión y mantenimiento de las infraestructuras.

La aplicación del PSA se realizará de forma continua por un Equipo Técnico Especialista en Medio Ambiente y por el equipo a pie de obra, a lo largo del periodo de ejecución.

Se seleccionan los indicadores de impacto y se determina la frecuencia y el programa de toma de datos, determinando los lugares de muestreo y determinando el método de recolección, almacenamiento y análisis de los datos.

EN FASE DE CONSTRUCCIÓN:

- Mediciones del polvo existente en el ambiente.
- Mediciones del nivel sonoro de las zonas cercanas a la obra y a las canteras.
- Mediciones de la erosión en los taludes, explanadas, cauces, etc.
- Análisis de las aguas vertidas por las obras y por las plantas de lavado.
- Análisis de las aguas del cauce, tanto aguas arriba como aguas abajo de la obra.
- Seguimiento de las reacciones sufridas por la flora y fauna en el entorno.
- Visualización desde distintos puntos de las alteraciones ocasionadas al paisaje.
- Control de la correcta señalización de viales, tajos etc.

EN FASE DE EXPLOTACIÓN:

- Medidas de la temperatura y humedad ambiental en las cercanías del embalse.
- Análisis de la erosión y el comportamiento de los materiales que componen el perímetro del embalse.
- Comprobación de los datos geotécnicos de la cerrada y el embalse.
- Medición del volumen de sedimentos aportados al embalse, control de los procesos de sedimentación de materiales en suspensión aguas abajo de la presa, y sus consiguientes alteraciones bióticas.
- Análisis de la calidad de las aguas en el embalse y en dos puntos aguas abajo, uno a la salida de la presa y otro en las proximidades de la desembocadura al Chillán, con determinación de parámetros físico-químicos y biológicos para comprobar el cumplimiento de los objetivos de calidad fijados.
- Seguimiento detallado de aportaciones continuas o difusas de materia orgánica y fosfatos al embalse.
- Aforo de los caudales vertidos al río y control del caudal ecológico.
- Control de las zonas revegetadas, observando síntomas de desecación de la vegetación o cualquier posible enfermedad.
- Control de los macroinvertebrados presentes en los substratos artificiales creados. Control de su estabilidad.
- Control del uso de los bebederos para fauna.
- Seguimiento mediante los oportunos estudios de las poblaciones naturales afectadas por el embalse, tanto aguas arriba como aguas abajo.

ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PROPUESTOS.

ESTUDIOS PREVIOS AL INICIO DE LAS OBRAS.

- Estudio que incorpore el Plan de manejo, que deberá contemplar, al menos, la reforestación de una superficie igual a la cortada o explotada de bosque nativo, con una densidad adecuada a la especie ocupada en la reforestación de acuerdo a criterios

técnicos de carácter general, propuestos por la Corporación y las medidas de protección establecidas en el reglamento.

- Este informe debe estudiar diversas alternativas de zonas aptas y adecuadas para la repoblación.
- Estudio de análisis de la población de Belloto del sur en toda la extensión del estero Quilmo que se proyecta inundar, que incluya un plan de manejo de la especie, con énfasis en un plan de revegetación en la zona ribereña del área a inundar y que incluya mantención del material genético del individuo registrado (semillas y micropropagación).
- Estudio de ampliación de la línea base de la fauna terrestre enfocado a la época de reproducción de la fauna protegida presente y medidas específicas para no perjudicar su etapa reproductiva, ya sea mediante prevención, mitigación o compensación.
- Estudio de ampliación de la línea base de la fauna terrestre enfocado al acceso al agua, y contemplando bebederos si en este estudio se indica la dificultad de los animales para ello.
- Estudio de ampliación de la línea base de los peces para poder proteger a las especies nativas, ya sea mediante prevención, mitigación o compensación.
- Estudio para el diseño de una campaña de concienciación medioambiental para los trabajadores.
- Estudio detallado para proporcionar un caudal adecuado, superior al mínimo legislado.

ESTUDIOS DURANTE LA FASE DE EXPLOTACIÓN.

- Estudio de ampliación de la línea base de los macroinvertebrados bentónicos, con el fin de controlar los efectos de la presa transcurridos dos años desde su puesta en funcionamiento.
- Estudio de colmatación el espesor de los sedimentos depositados en el vaso de inundación, contemplando su posible extracción y retirada a zonas alternativas.
- Estudio de los efectos sobre el cauce (vegetación de ribera y fauna acuática) aguas abajo, contemplando alternativas de ajuste del caudal ecológico en cuanto a cantidad y calidad.
- Estudio de la calidad de agua de riego servida, para determinar la gestión de tomas de agua y desembalses.
- Análisis de las posibilidades de aprovechamiento lúdico y turístico del embalse, estudiando la creación de servicios de hostelería con reinserción laboral de las familias afectadas por la desaparición de cultivos, y otra población local.

RESUMEN DE COSTOS POR ETAPAS.

A continuación se presenta una tabla en la que se diferencian los costes correspondientes a cada etapa de construcción de las obras.

Tabla 8-109: Resumen de costos por etapas

Etapa	Coste Total (U.F)	Coste Total ($)
Previo a la construcción	2,875	69,000,000
Previo y durante la construcción	8,625	207,000,000
Construcción	2,595	62,272,500
Operación	5,228	125,475,000
TOTAL	19,323	463,747,500

8.2. TALLERES LEGALES

Los Talleres Legales tuvieron como objetivo principal informar y empoderar a los agricultores involucrados en el proyecto, sobre los trámites y beneficios para crear una organización de usuarios, y regularizar y perfeccionar los Derechos del Agua.

El primer taller legal que tuvo lugar el lunes 17 de marzo de 2014 a las 16:00 horas, en la casa de la cultura de la municipalidad de Chillán Viejo.

El segundo taller legal que tuvo lugar el miércoles 11 de junio de 2014 a las 16:00 horas, en la casa de la cultura de la municipalidad de Chillán Viejo.

El taller legal Nº 1, tuvo como objetivo principal informar a los agricultores que serán beneficiarios del proyecto, sobre los trámites y beneficios de:

- Creación de una organización de usuarios.
- Regularización de los Derechos del Agua.
- Perfeccionamiento de los Derechos de Agua.

Fotografía 8-3. Taller legal Nº 1.





El taller legal Nº 2, tuvo como objetivo principal informar a los agricultores que serán beneficiarios del proyecto, sobre los trámites y beneficios de:

- Creación de una organización de usuarios.
- Regularización de los Derechos del Agua.
- Perfeccionamiento de los Derechos de Agua

Fotografía 8-4. Taller legal Nº 2.





Del desarrollo tanto de los Talleres Legales se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Las convocatorias no fueron exitosas en términos de participación activa de los agricultores existiendo bajos índices de concurrencia.
- La participación en los talleres por parte de los asistentes fue alta, realizándose numerosas preguntas que fueron respondidas.
- Se detectó que no existe en la zona una organización de usuarios y son pocos los agricultores que tienen derechos de agua. El Consultor destacó la importancia de constituirse formalmente como organización de usuarios.

8.3. PARTICIPACIÓN CIUDADANA

El objetivo central del Plan de Trabajo de PAC es permitir la **integración de la comunidad, autoridades y servicios públicos** al desarrollo del proyecto por medio de instancias de participación como reuniones, talleres de trabajo u otras actividades que permitirán, por una parte, informarlos de los objetivos y avances del estudio, y por otra, levantar información desde la cercanía del territorio, consultas, inquietudes, intereses y opiniones de los diversos grupos de interés del proyecto, incorporándolas en el estudio cuando sea técnica y económicamente factible.

Los objetivos específicos del Programa de Participación Ciudadana son:

1. Contextualizar social y territorialmente el área de influencia del proyecto.
2. Identificar y caracterizar a los actores relevantes, tanto comunitarios como institucionales.
3. Difundir a los actores relevantes identificados, los objetivos y alcances del estudio.
4. Conocer e incorporar, en la medida que sea técnica y económicamente viable, las opiniones, inquietudes, conocimientos y sugerencias de los actores sociales relevantes para el proyecto.
5. Elaborar, a partir de las inquietudes ciudadanas, un plan de trabajo de Participación Ciudadana para desarrollar durante la etapa de construcción de las obras.

Se exponen a continuación las distintas etapas en las que se dividen los trabajos del área de participación ciudadana con los productos que se deberían conseguir.

Tabla 8-110. Programación de las actividades

Etapa del estudio	Actividad de PAC	Producto Esperado
1	Revisión de antecedentes	Identificación y caracterización preliminar del área de influencia del proyecto. Registro de antecedentes.
	Presentación del estudio y coordinación con dirigentes	Informar de las actividades del estudio y generar vínculo con los actores clave
2	Contactos y Entrevistas al menos a 10 informantes claves.	Identificación y análisis de actores relevantes para el proyecto. Diagnóstico de la situación social y organizacional Registro de la actividad.

Etapa del estudio	Actividad de PAC	Producto Esperado
	Elaboración de libreto para registro visual	Registro de todas las reuniones **1º Informe de avance de PAC**
3	Reuniones iniciales Se mantendrá al menos una reunión	Inicio de registro y análisis de entrevistas. Matriz de descripción de actores terminada **2º Informe de avance de PAC**
4 y 5	Apoyo a estructuración de encuestas agroeconómicas Acompañamiento a la realización de algunas de ellas	Registro de actividades
6	Se mantendrá al menos una reunión Presentación de los trabajos desarrollados ante actores institucionales	Registro de actividad Video **3º Informe de avance de PAC**
7	Elaboración informe final	Informe final de participación ciudadana (incluye recomendaciones y plan de PAC para la etapa siguiente)

Se planificaron tres ciclos de reuniones en fases distintas del proyecto, para informar sobre el inicio del estudio, el avance y sus resultados, respectivamente.

- Actividad de lanzamiento oficial del Proyecto Estudio de prefactibilidad de embalses estacionales del secano, provincia de Ñuble.
- Actividades de convocatoria de reuniones de PAC,
- Reuniones de PAC.

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de las fechas en las cuales se realizaron las actividades de PAC:

Tabla 8-111. Fechas de reuniones de PAC

Reuniones PAC	Fechas
Lanzamiento del Proyecto	18 de Octubre de 2.013
Primera reunión de PAC	28 de Enero de 2.014
Segunda reunión de PAC	Junio de 2.014

La participación ciudadana en el Proyecto Construcción Embalses Estacionales del Secano, provincia de Ñuble, se incluyó desde los comienzos del estudio, cuando los distintos actores involucrados dieron su opinión sobre este Proyecto. Este primer acercamiento, sirvió para que las personas se sintieran parte de del Proyecto, conocer sus percepciones respecto a él y además visibilizarlo ante distintos actores que no tenían conocimiento de éste.

Posteriormente se realizaron reuniones de participación ciudadana en las cuales se les informó de los avances del estudios de prefactibilidad del proyecto, se respondieron las dudas que presentaban los participantes y se registraron sus principales inquietudes y sugerencias para ser analizadas por el equipo de especialistas.

Los dirigentes locales han demostrado su entusiasmo ante la posibilidad de un embalse, especialmente D. Felipe Aylwin, alcalde de Chillán Viejo, que además piensa en un posible uso turístico del embalse.

Un punto de gran relevancia, tiene que ver con el hecho de que durante el desarrollo del Estudio no ha sido posible identificar a ningún actor social y/o institucional, que explicite su expresa y completa oposición al Proyecto. No obstante, en la zona de inundación existen propietarios que se oponen al embalse por verse afectados sus predios.

Como aspecto obstaculizador, está el escaso manejo técnico general de la temática del riego entre los potenciales beneficiarios del proyecto así como -y en términos aún más generales- la inexistencia de “cultura de riego”, en un territorio históricamente de secano. Muy influyente en la zona del estero Quilmo.

9. ESCENARIOS

A partir de la evaluación de los recursos hídricos disponibles para el embalse, la capacidad de regulación del mismo y las características de los sectores de riego (ubicación, extensión, demandas, etc), se han planteado una serie de escenarios para el proyecto.

Para la elección del tamaño óptimo del embalse, se ha realizado el análisis multipropósito del mismo teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Satisfacción de la demanda de agua para riego, pues se trata del objetivo principal para el que se promueve el presente proyecto.
- Análisis del potencial de hidrogeneración del embalse.
- Beneficio adicional del embalse como elemento para control de crecidas y defensa fluvial.

Una vez obtenido el tamaño óptimo con los criterios anteriormente descritos, se realiza el análisis de nuevas capacidades de embalse para otros usos, planteándose incluso la prioridad de los mismos frente al riego, como puede ser: generación hidroeléctrica no asociada a riego, suministro de agua potable, etc.

9.1. DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS.

Se trata de una demanda consuntiva. Las demandas de riego consideradas en los distintos escenarios simulados son las que se indican a continuación.

DEMANDA 1: Es la demanda correspondiente a la superficie regable del estero Quilmo, de acuerdo al análisis agronómico realizado. Es toda la superficie salvo aquellos predios que tienen derechos, que se contabilizan aparte por tener asignada una prioridad preferente en el modelo de simulación. Corresponde a una superficie de **586,20 ha.**

DEMANDA 2: Es la demanda correspondiente a las superficies regables del estero Quilmo que tienen derechos de riego del propio estero Quilmo. Corresponde a una superficie regable de **87,51 ha**, según la tabla siguiente. Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea, esto es, el mismo tipo de cultivos que en el resto de parcelas regables.

DEMANDA 3: Es la demanda correspondiente a las superficies regables con derechos de aprovechamiento de aguas del estero Chillán, pero que por su ubicación se podrían regar desde el embalse de Quilmo. Corresponde a una superficie regable de **280 ha**. Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea, como se ha explicado en la anterior demanda.

La superficie total regable contemplada en las demandas 1, 2 y 3 es de **953,71 ha,** de las cuales **673,71 ha** corresponden a las superficies de Quilmo y **280 ha** a predios con derechos del río Chillán.

A partir de estas demandas básicas en las simulaciones, y con el objeto de calcular escenarios adicionales en relación con las superficies de riego a tener en cuenta, se han considerado demandas adicionales, correspondientes a la hipótesis de posibles aumentos de superficies de riegos según se indica a continuación.

DEMANDA 5: Corresponde a un incremento de superficie regable de **200 ha.** Esta superficie adicional, supondría un incremento del 30% de la superficie regable respecto a la superficie de los predios asociados al estero Quilmo (demandas 1 y 2) y de un 20% si la comparáramos con la superficie total incluyendo los predios con derechos del río Chillán (demandas 1, 2 y 3). Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea.

DEMANDA 6: Corresponde a un incremento de superficie regable de **400 ha,** aproximadamente un incremento del 60% de la superficie regable total considerada de Quilmo (demandas 1 y 2) y un 42% de la superficie total considerada incluyendo Chillán (demandas 1, 2 y3). Se le han asignado las demandas de acuerdo a los cálculos realizados mediante dotaciones mensuales por superficie, suponiendo el mismo ratio de demanda por hectárea.

DEMANDA 7: Como demanda adicional a tener en cuenta en las simulaciones, se ha considerado la máxima superficie regable adicional (respecto a las demandas 1, 2 y 3) a la que se podría abastecer con un embalse asociado a un muro con nivel de explotación 99 msnm y volumen 12,474 Hm^3, que es de **800 ha**. Esta consideración está en relación con los escenarios generados por hidrogeneración.

En la tabla siguiente se incluyen las demandas consideradas, según se ha explicado en los párrafos precedentes. La planilla Excel de cálculo de las demandas se adjunta en el **Anexo F.1.2 Datos de entrada**.

Tabla 9-112. Demandas de riego.

MES	DEMANDA 1	DEMANDA 2	DEMANDA 3	DEMANDA 5	DEMANDA 6	DEMANDA 7
	QUILMO SIN DERECHOS RIEGO (hm^3/mes)	QUILMO CON DERECHOS RIEGO (hm^3/mes)	CHILLAN CON DERECHOS RIEGO (hm^3/mes)	SUPERFICIE ADICIONAL QUILMO 2 (hm^3/mes)	SUPERFICIE ADICIONAL QUILMO 3 (hm^3/mes)	SUPERFICIE ADICIONAL QUILMO 4 (hm^3/mes)
MAYO	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
JUNIO	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
JULIO	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
AGOSTO	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
SEPTIEMBRE	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
OCTUBRE	0,020	0,003	0,010	0,007	0,014	0,027
NOVIEMBRE	0,450	0,067	0,215	0,153	0,307	0,614
DICIEMBRE	0,910	0,136	0,435	0,311	0,621	1,242
ENERO	1,057	0,158	0,505	0,361	0,722	1,443
FEBRERO	0,816	0,122	0,390	0,279	0,557	1,114
MARZO	0,241	0,036	0,115	0,082	0,165	0,329
ABRIL	0,003	0,000	0,001	0,001	0,002	0,004
TOTAL	**3,498**	**0,522**	**1,671**	**1,193**	**2,387**	**4,774**

Se ha de indicar que las demandas de riego incluyen un **25% de pérdidas en los canales**, con lo cual estas demandas se consideran a pie de presa.

9.2. OTRAS DEMANDAS CONSIDERADAS EN LOS ESCENARIOS PLANTEADOS.

9.2.1. CAUDAL ECOLÓGICO.

Es una demanda no consuntiva pero el caudal debe circular por el cauce. Es la demanda prioritaria y el criterio en todos los escenarios es que el caudal ecológico se suministre siempre.

9.2.2. DEMANDA URBANA.

Se trata de una demanda consuntiva. Es una demanda secundaria, con la prioridad más baja. El resto de demandas se abastecen antes que la urbana.

La demanda urbana se ha tenido en cuenta en las simulaciones pero, en un primer análisis se ha comprobado que al localizarse la población de Chillán Viejo, principal fuente de suministro, unos 35 m de cota por encima del embalse, este hecho implica la ejecución de una estación de bombeo para conducir el agua a presión hasta el punto de almacenamiento y regulación correspondiente.

Se ha realizado el cálculo hidráulico de la conducción y bombeo que sería necesario para impulsar el caudal correspondiente al abastecimiento urbano desde el embalse hasta Chillán Viejo.

9.2.3. HIDROGENERACIÓN.

Esta es una demanda no consuntiva. Se trata de una demanda adicional con menor prioridad que la demanda de riego pero sobre la que se hace un análisis detallado en cuanto a su abastecimiento, volúmenes turbinados, potencial de hidrogeneración. Algunos de los escenarios, que posteriormente se explican, vienen motivados por el análisis de las posibilidades de hidrogeneración. Se llega a considerar el aumento de volumen de embalse respeto al estrictamente necesario para riego, con el fin de analizar posibilidades adicionales de hidrogeneración y a penalizar el riego para favorecer la hidrogeneración.

9.2.4. SUPERFICIES CON DERECHOS DE RIEGO DE QUILMO QUE SE UBICAN EN ZONA DE INUNDACIÓN DEL EMBALSE.

Además de las demandas consuntivas y no consuntivas consideradas en el modelo como elementos de demanda, descritas en los apartados precedentes, se han tenido en consideración los derechos de riego establecidos en las parcelas que quedarán inundadas por el embalse. En estas parcelas, que se van a expropiar, cuando se construya la presa, puesto que estarán expropiadas y en zona de inundación del embalse, no se contempla la realización de actividad agrícola que precise riego, sin embargo sí se plantea que por ser unos volúmenes asociados a derechos en la actualidad se deben considerar en cuanto a disponibilidad en el embalse. En definitiva, no se incluyen como demanda consuntiva de riego, puesto que no lo va a ser, al no ser superficies regables en el futuro, pero sí se contemplan como disponibilidad de volumen en el embalse, al tener derechos asociados.

La hipótesis que se ha realizado para tener en cuenta es que se riega toda la superficie con las demandas por superficie deducidas del análisis agronómico realizado y asociado al resto de superficies incluidas en el modelo. Esta hipótesis está del lado de la seguridad puesto que considera superficies totales de parcela, aunque se ha contrastado que una parte importante de las mismas no sería cultivable por condiciones orográficas.

Para realizar el análisis de disponibilidad de los volúmenes mensuales, se analizará en cada una de las simulaciones la disponibilidad de ese volumen en el embalse. Puesto que uno de los resultados del modelo es el volumen mensual, el análisis se realiza en base a este resultado,

considerando que se dispone del volumen asociado a estas parcelas si el volumen en el embalse es 1,16 hm^3 (estrictamente 1,159 hm^3, volumen correspondiente a la cota 90 m, volumen muerto) más el volumen considerado asociado a las superficies totales.

9.3. ESCENARIOS SIMULADOS

En cuanto a los escenarios planteados y simulados, se han considerado varios aspectos, de forma que se han analizado escenarios en relación a las superficies regables, optimizando el volumen de embalse en cada caso y considerando otros usos como la hidrogeneración. Los escenarios se basan, por lo tanto, en una optimización del volumen de embalse para distintas superficies de riego y en el análisis del funcionamiento y necesidades de volumen para otros usos como hidrogeneración, variando asimismo las superficies regables, aumentando volúmenes para este uso, etc. Además se han hecho simulaciones en relación con la reglas de operación del embalse, tanto teniendo en consideración el riego como otras demandas.

En todos los escenarios se incluyen demandas de caudal ecológico, riego, hidrogeneración y urbana, con distintas consideraciones en cada caso.

En todos los casos, las cotas de las tomas de los distintos usos son las mismas y se indican a continuación:

- Toma caudal ecológico: cota 90,50 msnm.
- Toma de riego: cota 92,50 msnm.
- Toma aprovechamiento hidroeléctrico: cota 90,00 msnm (cota mínima para turbinar 90,50 msnm).
- Cota demanda urbana: cota 90,30 msnm.

El caudal ecológico está a la cota más baja, de forma que puede aprovechar el volumen del embalse al límite inferior. La toma para demanda de riego se encuentra a la cota calculada como necesaria para poder regar por gravedad mediante canales en lámina libre. En cuanto a la toma para abastecimiento a la población, se ha estimado unos centímetros por debajo de la toma de caudal ecológico y por debajo de la cota mínima de turbinado, aunque como ya se ha comentado anteriormente la altura de energía es insuficiente para dar servicio a la población de Chillán Viejo por lo que se requerirá de un grupo de bombeo.

La cota para hidrogeneración es la 90,00 m con un mínimo para hidrogeneración de 90,50 m, es decir, un salto de al menos 0,50 m. Puesto que la cota de toma para hidrogeneración está por debajo de la demanda de riego, que además es prioritaria y consuntiva, el caudal de riego no se turbina. Se ha comprobado que a efectos de hidrogeneración, es más conveniente fijar la cota de toma para hidrogeneración lo más baja posible. Por lo tanto se obtiene mayor rendimiento en la hidrogeneración con la toma a la menor cota posible frente a una cota tal que permita aprovechar el caudal de riego pues los caudales a turbinar son pequeños, por lo tanto es más conveniente un salto mayor.

Los escenarios planteados son los siguientes en función de las distintas variables analizadas:

9.3.1. SUPERFICIES REGABLES.

Los escenarios del 1 al 5 que a continuación se describen consideran todas las demandas, pero se diferencian en que presentan distintas demandas para riego en función de las diferentes superficies regables planteadas.

La demanda de caudal ecológico se satisface en su totalidad en todo el periodo de simulación, ya que es prioritaria frente al resto. Se trata de optimizar el embalse para cada caso de acuerdo con las **superficies regables** consideradas. La demanda urbana se abastecerá con una prioridad muy baja, por lo tanto, cuando exista excedente del resto de demandas y manteniendo los volúmenes del embalse.

El **volumen mínimo del embalse** se establece en **1,16 hm^3**, correspondiente al **volumen muerto estimado por arrastre de sedimentos**. Se comprueba que el volumen no sea inferior a éste en el periodo de simulación de los recursos hídricos.

El **volumen objetivo** es el correspondiente a mantener el embalse lleno en cada caso, esto es en el **nivel máximo de explotación**.

En cuanto a la **hidrogeneración**, se establece en los escenarios 1 al 5 con un volumen objetivo cero, de manera que se turbine cuando sea posible, que de forma general, será el volumen correspondiente a la suma del caudal ecológico, la demanda urbana y los excedentes del embalse, de acuerdo con las aportaciones del estero Quilmo y del volumen en cada periodo mensual de cálculo.

1. ESCENARIO 1

Se trata de un escenario que se prevé probable, puesto que incluye unas superficies regables disponibles y accesibles mediante el sistema de riego previsto.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

2. ESCENARIO 2

En este escenario se reduce la superficie regable, de forma que no se considera la superficie correspondiente a Chillán. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2

3. ESCENARIO 3

Este escenario se genera con el fin de considerar, tal y como se ha explicado en la descripción de las demandas de riego, una posible superficie adicional regable.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 5

4. ESCENARIO 4

Al igual que el escenario 3 se genera con el fin de incluir una superficie adicional de riego y determinar el volumen óptimo de embalse. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 6

5. ESCENARIO 5

Al igual que los escenarios 3 y 4, este escenario viene motivado por la consideración de posibles incrementos en la superficie regable. Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3
- DEMANDA 7

9.3.2. HIDROGENERACIÓN

En relación con la **hidrogeneración**, se plantean y simulan escenarios adicionales, que son el escenario 1-H01, escenario 2-H01. En ellos se adoptan las mismas demandas para riego que en los escenarios 1 y 2 respectivamente, pero se incrementa considerablemente el volumen almacenado para su aprovechamiento en hidrogeneración.

Se pretende obtener la rentabilidad de la hidrogeneración, pero siempre garantizando la seguridad de suministro para riego.

1. ESCENARIO 1 – H01

Este escenario se plantea a partir del escenario 1, con demandas de riego 1, 2 y 3 aumentando el volumen de embalse, con un nivel de explotación 2,50 m superior. Puesto que las demandas de riego están satisfechas de acuerdo al criterio de fallo establecido, el incremento de volumen es mayoritariamente para tener disponibilidad de caudal para hidrogeneración, si bien manteniendo el Volumen objetivo como cero, al igual que en los escenarios 1 al 5 previos.

En cuanto a las demandas de riego, se consideran las siguientes:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

2. ESCENARIO 2 – H01

Este escenario es como el anterior pero sin considerar la demanda de riego de la superficie correspondiente a Chillán, por lo tanto, se elimina la demanda de riego 3. Este caso penaliza el riego frente a la hidrogeneración.

Se consideran las siguientes demandas de riego:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2

9.3.3. EXPLOTACIÓN DEL EMBALSE

A continuación se plantean una serie de escenarios (1B, 1C, 1D, 1-H01B y 1-H01C) que tienen como misión servir de base para establecer las condiciones de explotación del embalse. Las distintas opciones de explotación se han estudiado en base al **volumen mínimos a mantener en el embalse** y al **volumen objetivo al final de cada mes** para el uso del embalse para hidrogeneración.

1. ESCENARIO 1B

Se parte del escenario 1 pero considerando un volumen mínimo en el embalse 3,165 hm^3, que es el correspondiente a la cota 92,50 msnm a la que se encuentra la toma para riego. En el resto de escenarios se considera la cota mínima en el embalse la 90,00 msnm, con un volumen de 1,16 hm^3, lo que implica en cuanto a operación del embalse, que vacíe lo que se necesite para riego en caso de volúmenes bajos.

Al fijar el volumen 3,165 hm^3 como volumen mínimo, se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego, de modo que en todo el mes, siempre se podrá regar por la toma de riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

2. ESCENARIO 1C

Se fija, al igual que el escenario 1B, el volumen de 3,165 hm^3 como volumen mínimo, y se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego. En este caso se incrementa la altura de embalse para poder analizar como mejora la producción de energía teniendo algo de holgura en el suministro de riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

3. ESCENARIO 1D

Este escenario está en relación con la explotación del embale. Se fija el volumen 1,16 hm^3 como volumen mínimo, se intenta mantener ese nivel de embalse, asociado a la toma para riego.

Las demandas de riego consideradas son:

- DEMANDA 1
- DEMANDA 2
- DEMANDA 3

4. ESCENARIO 1 – H01B

Se basa en el escenario 1-H01, con las mismas demandas de riego y cota de explotación del embalse (99,00 m), considerando en este caso un volumen objetivo para hidrogeneración de 1 hm^3 constante a lo largo de todos los meses de la simulación, de forma que cuando sea posible se suministra ese volumen.

5. ESCENARIO 1 – H01C

Se basa en el escenario 1-H01, con las mismas demandas de riego y cota de explotación del embalse (99,00 m), considerando en este caso un volumen objetivo para hidrogeneración, de forma que cuando sea posible se suministra ese volumen, como en el caso del escenario 1-H01C, con un volumen objetivo variable en el año, 1 hm^3 en los meses de octubre a marzo y 5 hm^3 en los meses de abril a septiembre en los que la demanda de riego es nula o muy baja (abril).

En la tabla siguiente se resumen los escenarios contemplados en las simulaciones mediante el modelo de gestión de los recursos hídricos.

6. ESCENARIO 1 – AB01

Se basa en el escenario 1, con las mismas demandas de riego. En este escenario se da prioridad al abastecimiento urbano frente a la central hidroeléctrica. Se ha calculado el volumen de embalse que cumpla los criterios de fallo para riego pero consiguiendo satisfacer la demanda correspondiente al abastecimiento urbano.

Tabla 9-113. Escenarios simulados.

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	EMBALSE	DEMANDA HIDROGENERACIÓN	Observaciones
1	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
2	1, 2	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
3	1, 2, 3, 5	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 200 ha
4	1, 2, 3, 6	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 400 ha
5	1, 2, 3, 7	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	esc 1 + 800 ha
1-H01	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Incr. Vol. Para hidrogeneración
2-H01	1, 2	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Incr. Vol. Para hidrogeneración
1B	1, 2, 3	VOL MÍN =3.165hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
1C	1, 2, 3	VOL MÍN =3.165hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
1D	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	
1-H01B	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 1	
1-H01C	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 1 - 5	1 OCT-MAR; 5 ABR - SEP
1-AB01	1, 2, 3	VOL MÍN =1.16 hm^3	SÍ, VOL OBJ = 0	Prioridad dem. urbana frente a hidrog.

En la tabla siguiente se incluyen las superficies totales regables consideradas en cada escenario.

Tabla 9-114. Superficies regables consideradas en los escenarios simulados.

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	SUPERFICIE REGABLE TOTAL (ha)
1	1, 2, 3	**953,71**
2	1, 2	**673,71**
3	1, 2, 3, 5	**1.153,71**
4	1, 2, 3, 6	**1.353,71**
5	1, 2, 3, 7	**1.753,71**
1-H01	1, 2, 3	**953,71**
2-H01	1, 2	**673,71**
1B	1, 2, 3	**953,71**
1C	1, 2, 3	**953,71**
1D	1, 2, 3	**953,71**
1-H01B	1, 2, 3	**953,71**
1-H01C	1, 2, 3	**953,71**
1-AB01	1, 2, 3	**953,71**

10. MODELO DE SIMULACIÓN

10.1. DESCRIPCIÓN GENERAL

El modelo de simulación de los recursos que ha sido utilizado es el ***AQUATOOL***, desarrollado por el Área de Ingeniería de Recursos Hídricos del Instituto Universitario de Investigación de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia (IIAMA – UPV), España.

AQUATOOL es una herramienta para la construcción de Sistemas Soporte de Decisión para la Planificación y Gestión Integrada de recursos hídricos. Con ella se pueden analizar de forma integrada y a escala de cuenca hidrográfica aspectos cuantitativos, cualitativos, económicos y ambientales, incorporando también otros aspectos, como prioridades y reglas de gestión. Permite tener toda la información en una sola aplicación, evaluar múltiples alternativas para distintos escenarios, obtener los intercambios entre los distintos objetivos y estimar los riesgos asociados a las decisiones y al análisis de sensibilidad. Consta de una serie de módulos que están integrados en un sistema único en el que la unidad de control del usuario permite la definición gráfica del esquema del sistema de recursos hídricos, el control de las bases de datos, la utilización de los módulos mencionados y el análisis gráfico de los resultados. Se ha obtenido una valiosa experiencia con dicho sistema en su aplicación a casos reales de planificación de cuencas españolas (Júcar, Segura, Tajo, Duero,…), además de en Argentina, Chile, Brasil, …. Estas aplicaciones demuestran la robustez de las herramientas y su flexibilidad para modelar gran variedad de sistemas. Los distintos módulos han sido diseñados con orientación a metodologías consolidadas de análisis de sistemas de recursos hídricos, muchas de las cuales han sido desarrolladas en el IIAMA de la UPV.

10.2. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDULO UTILIZADO SIMGES

El módulo del programa que se ha utilizado para los cálculos es el SIMGES, que se describe a continuación.

El módulo SIMGES es un modelo general para la Simulación de la Gestión de Cuencas, o sistemas de recursos hidráulicos complejos, en los que se dispone de elementos de regulación o almacenamiento tanto superficiales como subterráneos, de captación, de transporte, de utilización y/o consumo, y de dispositivos de recarga artificial. El modelo admite cualquier configuración dentro de unos límites impuestos únicamente por capacidades de hardware, y por tanto es utilizable para cualquier esquema de recursos hidráulicos. La simulación se efectúa a nivel mensual y reproduce con el detalle espacial que el usuario desee el flujo del agua a través del sistema. Para los subsistemas superficiales el flujo es calculado simplemente por continuidad o balance. Los acuíferos y las relaciones río-acuífero se simulan con modelos unicelulares, con modelos pluricelulares, o utilizando el método de los autovalores mediante modelos distribuidos en los que se considera la variación espacial de las propiedades hidrodinámicas de los acuíferos. El modelo SIMGES también considera los retornos a las aguas superficiales y los que se infiltran en los acuíferos y tiene asimismo en cuenta en la simulación las pérdidas por evaporación y filtración en embalses y cauces, así como las relaciones entre aguas superficiales y aguas subterráneas. La gestión de los recursos hidráulicos se simula mediante reglas de operación tendentes a mantener un nivel similar de llenado en los embalses a partir de unas curvas de zonado de embalse. Dichas curvas son las reglas de explotación propiamente dichas y son suministradas por el usuario del

modelo. Se admite la definición de caudales mínimos ecológicos, así como de diferentes prioridades de los usuarios para el aprovechamiento del agua. La simulación y gestión del sistema superficial se efectúan a un tiempo mediante el uso de un algoritmo de optimización de redes de flujo conservativo. Dicho algoritmo se encarga de determinar el flujo en el sistema tratando de satisfacer al máximo los objetivos múltiples de minimización de déficits, y de máxima adaptación a las curvas de volumen objetivo de embalse y objetivos de producción hidroeléctrica. Además, esta optimización se completa con un proceso iterativo de llamadas al algoritmo de optimización lineal, lo que permite mejorar la calidad de la simulación en procesos no lineales como filtraciones, evaporaciones y relaciones entre aguas superficiales y subterráneas.

En el **Anexo F.1.1 Manuales Modelo Aquatool** se incluyen los manuales del módulo de cálculo SIMGES. Además se aportan los datos de entrada en el **Anexo F.1.2**, los archivos de cálculo en el **Anexo F.1.3** y los resultados de la simulación en el **Anexo F.1.4**.

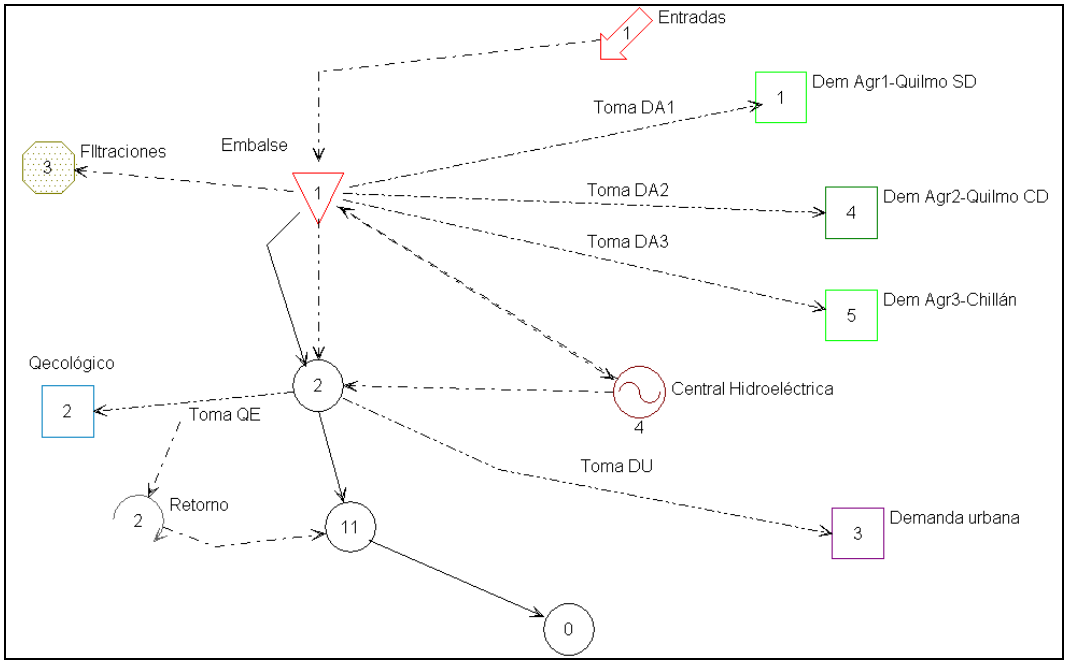
10.3. CONFIGURACIÓN DEL MODELO

A continuación se describen los datos de entrada y configuración del modelo.

10.3.1. ESQUEMA DEL MODELO

En el modelo Aquatool se introduce un esquema del modelo a simular. En cada escenario se ha realizado un esquema, que básicamente coincide en todos los casos, variando el número de demandas de riego en cada caso. Algunos esquemas son incluso iguales y lo que varía son los datos de entrada. En la figura siguiente se muestra a modo de ejemplo el esquema del Escenario 1.

Figura 10-89. Esquema del modelo de simulación. Escenario 1.



10.3.2. APORTACIONES

Como aportaciones o entradas al embalse se consideran los caudales provenientes del estero Quilmo. Se considera la serie de datos fluviométricos completada y extendida desde al año 1958 al 2013. Se incluye el listado en el **Anexo F.1.2 Datos de entrada**.

Los datos se introducen en hm^3 por mes por medio de un archivo de datos.

10.3.3. EMBALSE

Las aportaciones o entradas al embalse se consideran los caudales provenientes del estero Quilmo. Se considera la serie de datos fluviométricos completada y extendida desde al año 1958 al 2013.

En las figuras siguientes se muestran las ventanas de entradas al modelo mediante las que se define el embalse.

En cuanto a las filtraciones, se definen mediante una ley:

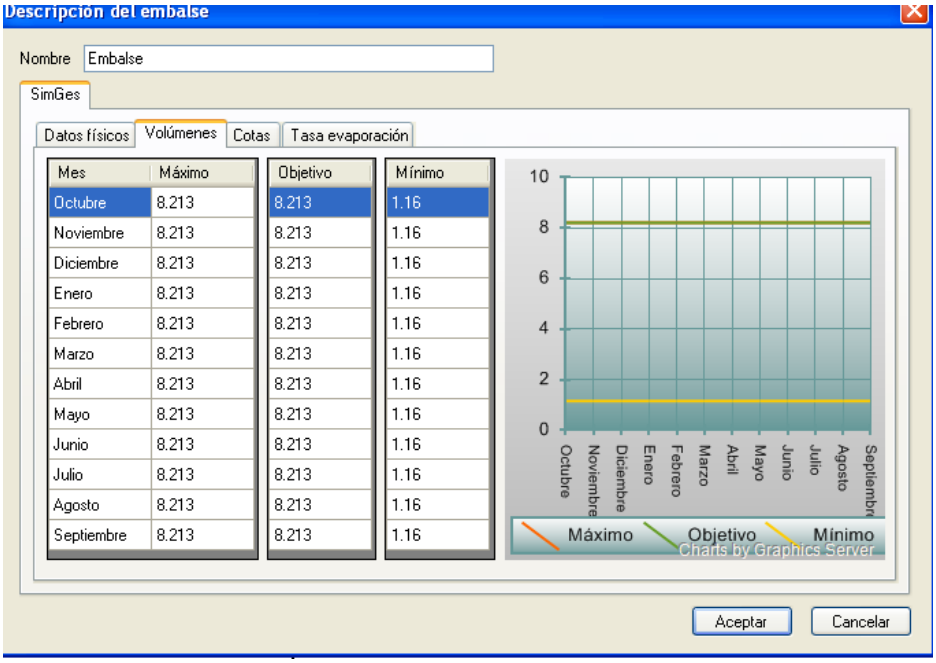
$$F = A + B \cdot V^C = 0{,}0025343 \cdot V$$

Siendo V el volumen de la presa. Esta fórmula representa unas filtraciones del 10 l/s con el embalse lleno y niveles intermedios de forma lineal.

El volumen máximo corresponde al volumen de la presa a la cota establecida como nivel de explotación. Esta cota es variable en cada uno de los escenarios, puesto que se ha ajustado el volumen de embalse en cada caso de acuerdo con las necesidades de caudal por las superficies regables o por motivos de reserva de volumen para otras demandas, hidrogeneración, como se ha explicado en la descripción y justificación de los escenarios realizada previamente. El volumen mínimo es el correspondiente a la cota 90 m, es decir, suponemos que no vacía por debajo de esa cota, salvo en el escenario 1B que se considérala cota 92,50 m, con un volumen 3,165 hm^3. Como volumen objetivo se estable el correspondiente al nivel de explotación con intención de mantener el embalse lleno, cuando sea posible. Será variable, por tanto, en cada escenario planteado, dependiendo del volumen de embalse considerado (volumen de explotación concretamente, que es el establecido en cada caso como volumen objetivo).

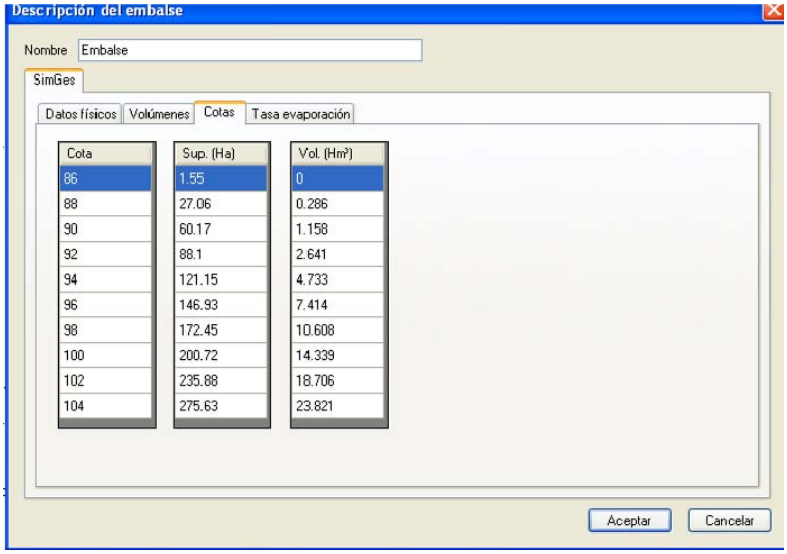
En la figura siguiente se muestra la ventana de entrada al modelo para el caso del Escenario 1, con un volumen máximo 8,213 hm^3, que corresponde a una cota de explotación de embalse 96,50 m. En el caso del resto de escenarios los datos se introducen de la misma forma con los volúmenes correspondientes a cada uno de los casos simulados.

Figura 10-90. Ventana de entrada Volúmenes del embalse



El embalse se define geométricamente mediante sus curvas de cota – superficie – volumen.

Figura 10-91. Ventana de entrada Curvas de Embalse



La tasa de evaporación se introduce como dato del embalse en mm/mes.

10.3.4. CAUDAL ECOLÓGICO

Se considera de acuerdo con el "Reglamento para la determinación del caudal ecológico mínimo, del Ministerio de Medio Ambiente". Se introduce como una **demanda variable en el tiempo** que representa el 20% de las entradas al embalse, con un máximo del 20% del caudal medio anual (en hm^3/mes).

Esto se ha realizado mediante un programa desarrollado expresamente para poder introducir una demanda variable, ya que el programa de partida no contempla esta posibilidad, sino que adopta demandas mensuales iguales en todos los años de la simulación.

En el **AnexoF.1.2. Datos de entrada** se incluye, como dato de entrada, una planilla Excel con los valores de caudal ecológico para cada uno de los meses de la simulación, considerando el valor máximo como 1,14 hm^3/mes (20% del caudal medio anual de los 55 años simulados).

10.3.5. DEMANDA AGRÍCOLA

La demanda agrícola se puede diferenciar en varias demandas con características diferentes, tales como en el caso de tener unas demandas constantes a lo largo del tiempo de la simulación y otras variables, por ejemplo por derechos de riego adquiridos que pueden tener una duración determinada dentro del periodo de simulación. En el caso de ser contemplados estos derechos de riego como demanda variable, se introducen en el modelo del mismo modo que los caudales ecológicos, haciendo uso del programa generado expresamente para ello, tal y como se ha descrito en el apartado precedente. Asimismo, se pueden diferenciar varias demandas de riego para darles una prioridad distinta a cada una.

En este caso del embalse de Quilmo en concreto, existen derechos de aprovechamiento de aguas eventuales que son permanentes en el tiempo, por lo tanto, a considerar de forma constante en todos los años de la simulación, sin embargo sí es recomendable diferenciar su demanda del resto po que tienen prioridad en su abastecimiento respecto al resto de demandas de riego.

La demanda agrícola considerada es la que se indica en la tabla siguiente. La cota de toma para riego está a la 92,50 msnm.

El programa permite considerar el criterio de fallo mensual (85%). El criterio de dos meses consecutivos (90%) se considera en el archivo de resultados mediante uso de planilla Excel.

10.3.6. DEMANDA URBANA

La demanda urbana es la correspondiente al abastecimiento de parte de la población de Chillán Viejo, con una demanda de 0,2 hm^3/mes.

10.3.7. CENTRAL HIDROELÉCTRICA

La central hidroeléctrica se define según se indica en la figura siguiente. Se considera una cota mínima de turbinado, la 90,50 m, por debajo de la cual el sistema no turbina.

En los distintos escenarios se ha variado el volumen objetivo. Si bien el volumen objetivo en general es cero, se han generado dos escenarios adicionales para considerar una exigencia de volumen a turbina, siempre que sea posible, en lugar de intentar mantener el embalse en su máxima cota de explotación, que son el 1-H01B y 1-H01C, mediante los que se pretende analizar las diferencias en cuanto a hidrogeneración y satisfacción de las demandas con distintos criterios de gestión y operación del embalse para un mismo volumen de embalse y las mismas demandas de riego.

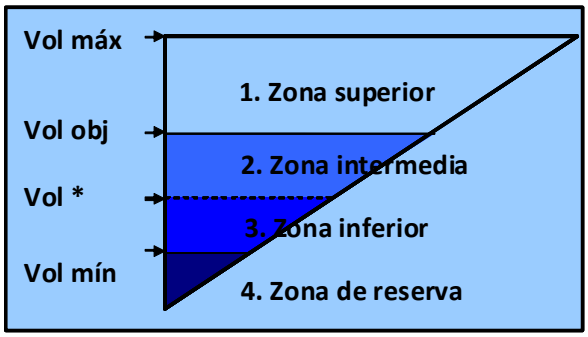
10.3.8. REGLAS DE GESTIÓN

El orden de importancia, en general del modelo, de los distintos elementos es el siguiente:

- Volúmenes y caudales ecológicos
- Suministro a demandas consuntivas.
- Suministro a demandas no consuntivas (caudal objetivo)
- Almacenamiento en embalses
- Suministro a recargas artificiales y caudal máximo en demandas no consuntivas (centrales hidroeléctricas)

El esquema de volúmenes de embalse es:

Figura 10-92. Esquema de volúmenes de embalse



En la tabla siguiente se definen las funciones objetivo para cada elemento:

Tabla 10-115. Función objetivo para cada elemento del sistema

Función Objetivo	Elemento
2000 - NP	Q mínimo
1700 - NP	Embalse Z RES
1100 - NP	Emb Z INF
1000 - NP	Emb Z INT
700 - NP	Emb Z SUP
1505 - 5NP	Dem No Consuntiva
1504 - 5NP	Dem Consuntiva
1502,5 - 5NP	Bombeo

Se establecen las siguientes prioridades:

- Qecológico: NP = -100
- Demanda agrícola 1: NP = 1
- Demanda agrícola 2: NP = -10
- Demanda agrícola 3: NP = 1
- Demanda urbana: NP = 100
- Central hidroeléctrica: NP = 10
- Embalse: NP = -10

En el Escenario 1-AB01 se cambian prioridades entre demanda urbana e hidrogeneración, puesto que se genera expresamente para ello para crear una externalidad positiva en abastecimiento. En este caso NP = 10 para demanda urbana y NP = 100 para hidrogeneración.

El programa servirá en primer lugar el caudal ecológico, a continuación la demanda agrícola de acuerdo a las prioridades, esto es, primero las demandas con derechos y luego las demandas sin derechos y por último la urbana.

10.4. RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN

Con la serie de las aportaciones del estero Quilmo de 55 años de duración, las prioridades establecidas y la gestión simulada, se han obtenido los volúmenes de embalse necesarios para satisfacer la demanda agrícola con un nivel de seguridad del 85% y sin déficit en el caudal ecológico.

En todas las simulaciones se ha obtenido que no es posible abastecer la demanda urbana sin fallo en alguno de los años en el suministro.

En el **Anexo F.1.4 Resultados de las simulaciones** se incluyen planillas Excel con los resultados de la simulación para cada escenario. Los resultados se presentan tanto en forma de tablas en las planillas Excel como mediante gráficas. A continuación se presentan a modo de ejemplo los resultados gráficos del Escenario 1, el resto se incluyen en el **Anexo F.1.1.**

Figura 10-93. Volumen acumulado en el embalse Quilmo

ESCENARIO 1

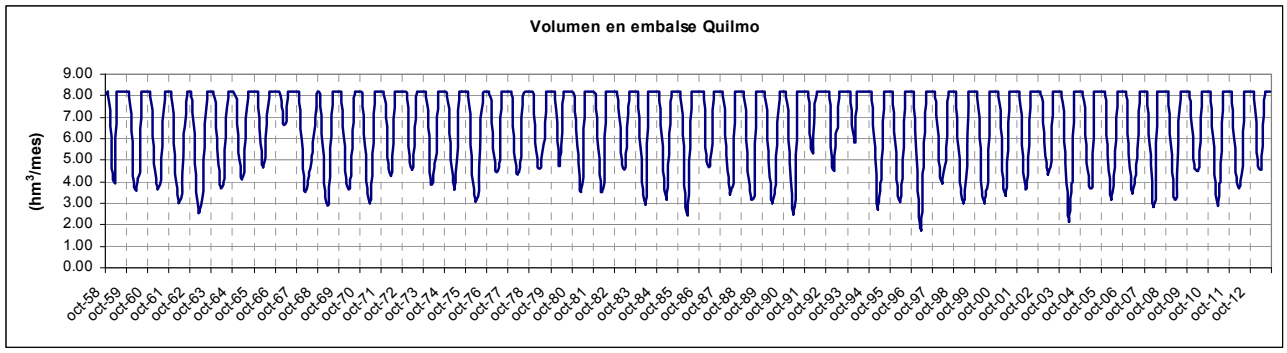
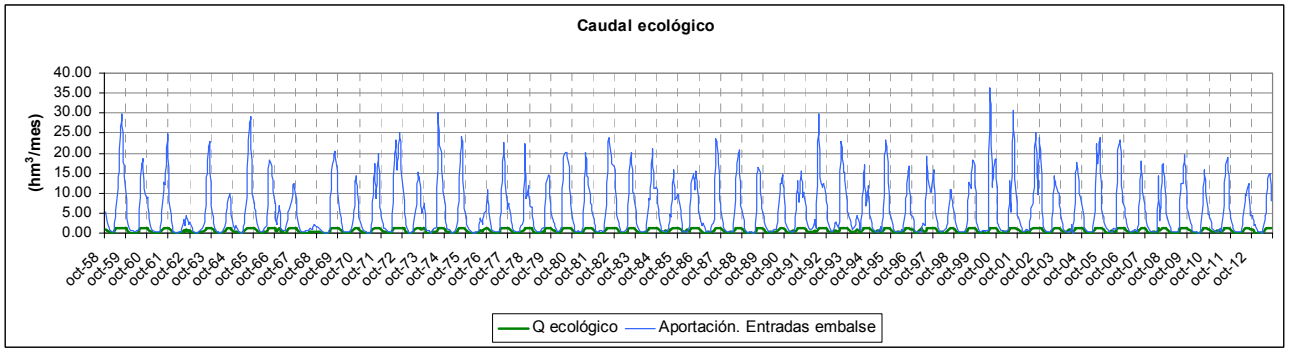


Figura 10-94. Distribución del caudal ecológico durante la simulación

TODOS LOS ESCENARIOS



El caudal ecológico se distribuye de la misma forma en todas las simulaciones, ya que se abastece al 100% de la demanda, sin déficit y las aportaciones son las mismas, por ser éstas las del estero Quilmo.

Figura 10-95. Central hidroeléctrica. Distribución del caudal turbinado y altura potencial

ESCENARIO 1

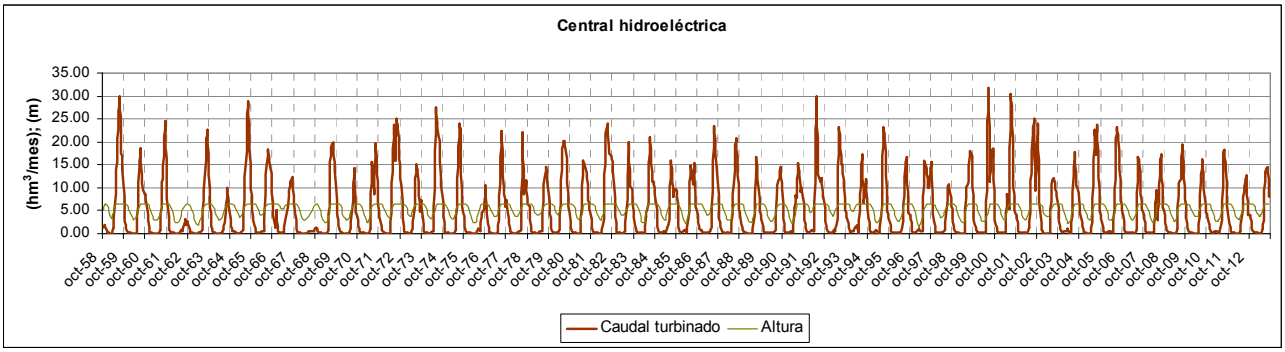
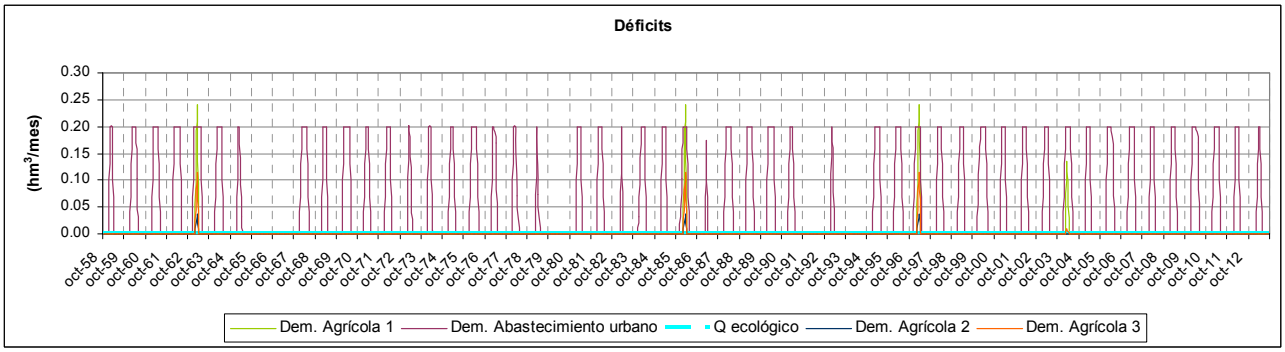


Figura 10-96. Déficit suministro demanda agrícola, urbana y caudal ecológico

ESCENARIO 1



En cuanto al déficit de suministro, como se puede ver en los gráficos de resultados y en las planillas Excel que se adjuntan en el **Anexo F.1.4**, el caudal ecológico tienen un déficit cero en todas las simulaciones, suministrándose siempre.

La demanda urbana, en general es deficitaria en gran medida ya que se trata de una demanda con mínima prioridad respecto al resto de usos.

En cuanto al déficit de demanda agrícola, se presentan en las tablas siguientes los resultados de años con fallo y porcentaje de déficit. Según el criterio de considerado, se tiene déficit de demanda de riego si éste es superior al 15% (demanda abastecida menor que el 85%) en un mes o el 10% en dos meses consecutivos (demanda abastecida menor que el 90%), además el número de fallos máximo no será superior al 15% de los años simulados (criterio anual del 85%) lo que supone un total de 8 años en este caso.

Escenario 1

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,241	100%
1986	3	0,241	100%
1997	3	0,241	100%
2004	3	0,135	56%
1962	4	0,003	100%
1969	4	0,003	100%
1971	4	0,003	100%
1976	4	0,003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,036	100%
1986	3	0,036	100%
1997	3	0,036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,115	100%
1986	3	0,115	100%
1997	3	0,115	100%
2004	3	0,009	8%
1962	4	0,001	100%
1969	4	0,001	100%
1971	4	0,001	100%
1976	4	0,001	100%

Como se puede ver en la tabla de resultados de fallo, en el escenario 1, se tiene, como máximo 8 fallos, si bien los fallos implican porcentajes elevados de déficit, con el 100% en la mayor parte de los casos de fallo. El número de fallos es menor en la demanda 2, correspondiente a Quilmo con derechos de riego, donde solo hay 3 años fallados en lugar de 8 de las otras demandas. El porcentaje de fallos asignado por el modelo a las demandas isoprioritarias en la realidad será conjunto y se podrá gestionar por los regantes de la forma más conveniente. Lo que se tiene es que en total, en el caso de marzo de 2004 se podría abastecer (0,241+0,115) – (0,135+0,009) = 0,212 hm^3. En marzo de 1997 se alcanza además el mínimo volumen en el embalse, 1,808 hm^3.

Escenario 2

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,241	100%
1986	3	0,241	100%
1997	3	0,241	100%
2004	3	0,241	100%
1962	4	0,003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,036	100%
1986	3	0,036	100%
1997	3	0,036	100%
2004	3	0,036	100%

Escenario 3

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,241	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,115	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr Adic Q2";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,082	100%

Como se puede ver, en todas las demandas hay un único fallo. Se realiza la simulación con un volumen menor, correspondiente a la cota 97,00 (0,50 m más baja) pero el número de fallos es inadmisible de acuerdo el criterio establecido. Por lo tanto, la solución para este caso sería el embalse con cota máxima de explotación 97,50 m.

Escenario 4

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,241	100%
1969	3	0,241	100%
1997	3	0,135	56%
1969	4	0,003	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,036	100%
1969	3	0,036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,115	100%
1969	3	0,115	100%
1997	3	0,009	8%
1969	4	0,001	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr Adic Q3";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,165	100%
1969	3	0,165	100%
1997	3	0,059	36%
1969	4	0,002	100%

La demanda agrícola 2 correspondiente a Quilmo con derechos es la que tiene un número menor de fallos, por ser prioritaria respecto a las demás. En el resto, con la misma prioridad se reparte el fallo.

Escenario 5

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0,241	100%
1963	3	0,241	100%
1963	4	0,003	100%
1969	2	0,816	100%
1969	3	0,241	100%
1969	4	0,003	100%
1971	4	0,003	100%
1976	4	0,003	100%
1984	4	0,003	100%
1989	4	0,003	100%
1997	3	0,241	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0,036	100%
1963	3	0,036	100%
1969	2	0,122	100%
1969	3	0,036	100%
1997	3	0,036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0,115	100%
1963	3	0,115	100%
1963	4	0,001	100%
1969	2	0,390	100%
1969	3	0,115	100%
1969	4	0,001	100%
1971	4	0,001	100%
1976	4	0,001	100%
1984	4	0,001	100%
1989	4	0,001	100%
1997	3	0,115	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr Adic Q4";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0,329	100%
1963	3	0,329	100%
1963	4	0,004	100%
1969	2	1,114	100%
1969	3	0,329	100%
1969	4	0,004	100%
1971	4	0,004	100%
1976	4	0,004	100%
1984	4	0,004	100%
1989	4	0,004	100%
1997	3	0,329	100%

La demanda con menor déficit es la prioritaria, Quilmo con derechos de riego. Respecto al resto, hay 11 fallos en total en 8 años, muy ajustado, por tanto, pero cumpliendo el criterio de fallo establecido.

Escenario 1-H01

El déficit de la demanda de riego en este caso es cero, puesto que el volumen es considerablemente superior al estrictamente necesario, ya que este escenario se ha generado con exceso de volumen para estudiar alternativas de hidrogeneración con una mayor volumen disponible.

Escenario 2-H01

El déficit de abastecimiento agrícola es cero por el mismo motivo que en el caso anterior.

Se reduce mucho el déficit de abastecimiento urbano incluso.

Escenario 1B

Este escenario es igual que el 1 en cuanto a volumen máximo de explotación y demandas consideradas, estableciendo en cuanto a la operación del embalse un nivel mínimo a cota 92,50 m (volumen 3,165 hm^3).

Esta opción en la operación del embalse, asociada al riego se plantea como más conservadora en cuanto al volumen y garantía de riego. Si bien el criterio mensual de fallo se cumple con los volúmenes ajustados, en ocasiones se tienen cotas de embalse menores de la 92,50 m necesaria para regar toda la superficie considerada. Por este motivo se plantea una regla de operación del embalse que intente mantener la cota 92,50 m, cuando sea posible. Con esto se tendrá el volumen a cota 92.50 m en todo el mes, en general, desde el inicio, lo cual garantiza el riego de forma más

continua a lo largo de los meses en los periodos secos, a pesar de tener en ocasiones, optimizando el volumen, también déficit.

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit" (hm3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	2	0,417	51%
1963	3	0,225	93%
1969	3	0,049	20%
1984	3	0,056	23%
1986	3	0,241	100%
1991	3	0,241	100%
1995	3	0,200	83%
1997	2	0,276	34%
1997	3	0,241	100%
2000	3	0,035	15%
2004	3	0,241	100%
2008	3	0,082	34%
2011	3	0,042	17%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0,020	56%
1986	3	0,036	100%
1991	3	0,036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit" (hm^3)	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	2	0,198	1963
1963	3	0,103	1963
1969	3	0,022	1969
1984	3	0,026	1984
1986	3	0,115	1986
1991	3	0,115	1991
1995	3	0,095	1995
1997	2	0,133	1997
1997	3	0,115	1997
2000	3	0,018	2000
2004	3	0,115	2004
2008	3	0,038	2008
2011	3	0,021	2011

Como se puede ver en este caso, el número de fallos de demanda de riego supera lo establecido como admisible ya que fallan un total de 13 meses y 11 años. Esto se debe a que para intentar mantener el volumen mínimo, se deja de suministrar demanda en los meses de menor volumen. Además hay 4 meses en 4 años en los que el volumen es menor, ya que la demanda de caudal ecológico es de elevada prioridad frente a las otras. Por lo tanto, con el criterio de mantener el volumen mínimo del embalse a la cota 92,50 m, que es la cota de la toma de riego, habría que aumentar el volumen de embalse y la cota del nivel de explotación.

Escenario 1C

Este escenario surge a partir del anterior, como se ha indicado. El déficit en este caso es menor, por haber aumentado el volumen de embalse.

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit "	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1997	3	0,241	100%
1986	3	0,198	82%
2004	3	0,158	66%
1963	3	0,142	59%

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit "	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1997	3	0,036	100%
1958			
1958			
1958			

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1997	3	0,115	100%
1986	3	0,094	82%
2004	3	0,074	64%
1963	3	0,067	58%

En el mes de marzo del año 1997 el volumen baja por debajo de 3,165 hm^3 establecido como volumen mínimo, puesto que se trata de un año con gran escasez de recursos y es necesario bajar el volumen mínimo deseable para abastecer el caudal ecológico. El resto de meses fallados se tiene el volumen mínimo. El déficit, por tanto, parece asociado al criterio de mantener el volumen mínimo fijado en la operación del embalse. A partir de aquí surge comprobar el funcionamiento si no se fijara el mínimo con este valor sino con el mínimo del embalse a cota 90 m (1,16 hm^3). Se hace, por ello, otra simulación con el Escenario 1D, igual que el 1C pero sin el mínimo a cota 92,50 m sino a la 90 m. En este caso se tiene que con el volumen de explotación correspondiente a la cota 97,00 no hay déficit de demanda agrícola, y bajan los niveles en los cuatro meses de déficit obtenidos en el caso del escenario 1C por debajo del de cota de toma de riego 92,50 m, si bien se recuperan en el mes siguiente. Con este volumen, correspondiente a una cota de nivel máximo de explotación 0,50 m mayor que la planteada en el escenario 1 se tendría por tanto mayor versatilidad en la operación y garantía de suministro más continua. Volúmenes mayores ya se saldrían del criterio de optimización que se está considerando, si se tiene en cuenta únicamente el riego como uso principal a abastecer.

Escenario 1D

No hay déficit de demanda de riego.

Escenario 1-H01B

A continuación se presenta la tabla resumen de déficit a la demanda agrícola.

En este caso, a diferencia del escenario 1-H01, que sirve de base para este, el déficit de abastecimiento al riego no es cero, si bien está dentro del criterio establecido como admisible.

Al exigir un volumen objetivo de turbinado de 1 hm^3 al mes, se está vaciando el embalse más de lo conveniente para poder abastecer al riego.

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit "	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1969	1	1,057	100%
1969	2	0,816	100%
1959	3	0,241	100%
1963	3	0,241	100%
1969	3	0,241	100%
1963	4	0,003	100%
1969	4	0,003	100%

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit "	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1969	1	0,158	100%
1969	2	0,122	100%
1959	3	0,036	100%
1963	3	0,036	100%
1969	3	0,036	100%
1958	10	0,000	
1958	11	0,000	

Año	Mes	"Demanda"; "Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1969	1	0,505	100%
1969	2	0,390	100%
1959	3	0,115	100%
1963	3	0,115	100%
1969	3	0,115	100%
1963	4	0,001	100%
1969	4	0,001	100%

Escenario 1-H01C

En este caso, que es igual al anterior pero aumentando el volumen fijado para turbinar en los meses sin riego, se aumentan los déficit de suministro al riego, ya que se exige en los meses que no se riega un volumen de 5 hm^3. Aumenta también el déficit respecto al escenario anterior.

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda		Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda		Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1959	3	0,241	100%		1959	3	0,036	100%		1959	3	0,115	100%
1959	4	0,003	100%		1962	12	0,136	100%		1959	4	0,001	100%
1962	11	0,232	52%		1963	1	0,158	100%		1962	12	0,435	100%
1962	12	0,910	100%		1963	2	0,122	100%		1963	1	0,505	100%
1963	1	1,057	100%		1963	3	0,036	100%		1963	2	0,390	100%
1963	2	0,816	100%		1968	10	0,003	100%		1963	3	0,115	100%
1963	3	0,241	100%		1968	11	0,067	100%		1963	4	0,001	100%
1963	4	0,003	100%		1968	12	0,136	100%		1965	4	0,001	100%
1965	4	0,003	100%		1969	1	0,158	100%		1968	10	0,010	100%
1968	10	0,020	100%		1969	2	0,122	100%		1968	11	0,215	100%
1968	11	0,450	100%		1969	3	0,036	100%		1968	12	0,435	100%
1968	12	0,910	100%							1969	1	0,505	100%
1969	1	1,057	100%							1969	2	0,390	100%
1969	2	0,816	100%							1969	3	0,115	100%
1969	3	0,241	100%							1969	4	0,001	100%
1969	4	0,003	100%										

Escenario 1-AB01

En este caso, como se puede ver en los resultados siguientes, se tiene fallo en 4 meses (3 años) en las demandas 1 y 3 y dos meses (2 años) en las demandas de Quilmo con derechos.

Este caso, como se ha descrito anteriormente, es como el escenario 1, dando prioridad al abastecimiento urbano frente a la hidrogeneración. Para poder abastecer al riego dentro de los criterios de fallo y al abastecimiento urbano en su totalidad, se ha aumentado el volumen de embalse y altura, por tanto, resultando necesario 0,50 m más de altura que en el escenario 1.

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr1-Quilmo SD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.241	100%
1963	4	0.003	100%
1969	4	0.003	100%
1997	3	0.241	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr2-Quilmo CD";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.036	100%
1997	3	0.036	100%

Año	Mes	"Demanda";"Dem Agr3-Chillán";"Déficit"	Porcentaje de fallo sobre la demanda
1963	3	0.115	100%
1963	4	0.001	100%
1969	4	0.001	100%
1997	3	0.115	100%

En cuanto a los **volúmenes asociados a superficies con derechos de Quilmo ubicadas en zona de inundación,** de acuerdo al criterio considerado, se ha realizado el análisis de disponibilidad de volúmenes asociados a las superficies de parcelas de Quilmo en cada uno de los doce escenarios simulados. En todos los escenarios simulados se dispone de una reserva de volumen suficiente, que cumple con los criterios de fallo establecidos, para disponer de los volúmenes asociados a las superficies con derechos de Quilmo que quedarán en zona inundable.

10.5. RESUMEN DE RESULTADOS

En la tabla siguiente se incluye resumen de simulaciones y resultados para cada uno de los escenarios en cuanto a volumen de embalse y nivel de explotación.

Tabla 10-116. Resumen de resultado escenarios simulados

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO	VOLUMEN MÁX EMBALSE (N.M.E.) (hm^3)	COTA NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	COTA NIVEL CORONAMIENTO PRESA (m)
1	1, 2, 3	8,213	96,50	101,50
2	1, 2	6,744	95,50	100,50
3	1, 2, 3, 5	9,810	97,50	102,50
4	1, 2, 3, 6	10,608	98,00	103,00
5	1, 2, 3, 7	12,474	99,00	104,00
1-H01	1, 2, 3	12,474	99,00	104,00
2-H01	1, 2	12,474	99,00	104,00
1B	1, 2, 3	8,213	96,50	101,50
1C	1, 2, 3	9,011	97,00	102,00
1D	1, 2, 3	9,011	97,00	102,00
1-H01B	1, 2, 3	12,474	99,00	104,00
1-H01C	1, 2, 3	12,474	99,00	104,00
1-AB01	1, 2, 3	9,011	97,00	102,00

En cuanto a los volúmenes asociados a las superficies con derechos de Quilmo que quedarán en zona inundable, en todos los escenarios simulados se dispone de una reserva de volumen suficiente, que cumple con los criterios de fallo establecidos.

10.6. CONCLUSIONES

Como conclusiones generales de las simulaciones realizadas se tienen:

- El **caudal ecológico** se abastece siempre en todo el periodo de simulación, en todas las simulaciones.
- Las **demandas de riego** cumplen criterios de fallo. Los fallos son memores en la demanda de riego prioritaria, Quilmo con derechos.
- Las **cotas de nivel máximo de explotación** simuladas varían entre **95,50 m y 99,00 m**. Se han simulado **6 alturas de presa**.
- La **demanda urbana**, con los criterios empleados es en general muy deficitaria. No es así en el caso del escenario 1-AB01, donde se le ha dado prioridad frente a la hidrogeneración, de forma que se consigue abastecer toda la demanda urbana considerada.

10.7. OPERACIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN

10.7.1. NORMAS DE OPERACIÓN PARA EL RIEGO

Como se ha indicado anteriormente, se ha considerado que el caudal ecológico es la demanda prioritaria, que se servirá antes que cualquier otra. Posteriormente se abastecerá la demanda agrícola, que tiene prioridad frente a la demanda urbana y a la central hidroeléctrica. En las demandas agrícolas, es prioritaria la que tiene derechos de riego de Quilmo (demanda 2 del modelo), estando al mismo nivel de prioridad las restantes, esto es, las demandas de Quilmo sin derechos (demanda 1 del modelo), la demanda de Chillán con derechos sobre el río Chillán pero no sobre el estero Quilmo (demanda 3 del modelo) y el resto de demandas consideradas como posibles superficies adicionales de riego. El caudal de la demanda agrícola se suministra tras el caudal ecológico según se demanda mensualmente.

Tanto en el planteamiento de los escenarios como en los resultados presentados de los apartados precedentes, se ha explicado la motivación de los escenarios y los que se han planteado a partir de consideraciones de operación futura en explotación del embalse. Se ha partido, por lo tano, de unas simulaciones base a partir de las cuales surgen variaciones comparativas para analizar y evaluar distintas reglas de operación.

En cuanto al riego, además de las prioridades indicadas respecto a los otros usos y respectos a las propias demandas de riego entre sí, con prioridad de las que tienen derechos frente a las que no los tienen (que serán isoprioritarias) se generan escenarios alternativos en cuanto a la operación del embalse en relación con el volumen mínimo a mantener en el embalse cuando sea posible. En

este caso, tomando como base el escenario 1, se generan los escenarios 1B, 1C y 1D. Con las mismas demandas de riego, estos escenarios evalúan las diferencias en cuanto a suministro y disponibilidad de recursos para el riego, con volumen de embalse mínimo 1,16 hm^3 (cota mínima 90 m, cota volumen muerto) y con volumen 3,165 hm^3 (cota 92,50 m, toma para riego). Se obtiene que para intentar mantener una cota mínima 92,50 m, con el fin de estabilizar el suministro para riego dentro de cada mes, disponiendo del máximo volumen posible desde el inicio de cada mes, intentando así reducir la dependencia de las aportaciones del río, el embalse debería ser 0,50 m más alto, con la cota máxima de explotación a la 97,00 en lugar de la 96,50 m. Una vez fijado este volumen, si se simula, soltando caudal siempre que sea necesario para riego, se obtiene un déficit cero y unos volúmenes que bajan en cuatro de los meses de la simulación por debajo de de la cota de toma de riego, recuperándose el volumen en el siguiente mes en todos los caso. Si bien este es un criterio más conservador que el establecer el vaciado del embalse como posible, se ha considerado de interés su simulación y su análisis como posible gestión, siendo además que resulta en aumentar solamente 0,50 m la cota de muro.

10.7.2. NORMAS DE OPERACIÓN DE LA MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En los escenarios, en general planteados, donde se analiza la demanda de riego como prioritaria, el volumen objetivo fijado para hidrogeneración es cero, con lo cual se turbinará el caudal correspondiente a caudal ecológico, más demanda urbana (cuando sea posible por ser un uso de baja prioridad) más los excedentes de aportaciones en cada mes. En todas las simulaciones se realiza el cálculo de la potencia instalada y energía generada.

Además, tal y como se ha explicado anteriormente, a partir del escenario 1 con demandas de riego 1, 2 y 3, se generan varios escenarios alternativos para comparar la hidrogeneración en cada caso. En primer lugar, el escenario 1-H01 en el que con las mismas demandas, se aumenta el volumen de embalse para tener mayor volumen excedente y mayor altura para turbinado. Se obtiene obviamente una mayor generación hidroeléctrica. Asimismo, penalizando el riego, disminuyendo la superficie regable, se genera con el mismo volumen de embalse, el escenario 2-H01 que solo contempla las demandas de riego de Quilmo 1 y 2, con mayor energía generada que en el escenario previo. A partir del escenario 1-H01, se hacen dos más, que consideran unos volúmenes objetivo para hidrogeneración, exigiendo unos volúmenes de turbinado. Con este criterio se obtiene, como se ha explicado en los apartados previos que se penaliza la demanda de riego, aumentando los déficits.

En cuanto a la producción hidroeléctrica no se obtiene una mejora respecto a considerar que se turbina lo que se pueda, con el criterio de mantener el embalse lleno. Esto es debido a que los caudales no aumentan demasiado y si se va vaciando el embalse se tienen menores alturas de turbinado que son preferibles para una mayor generación de energía en este caso. Por lo tanto, **resulta preferible la operación estableciendo embalse en nivel máximo de explotación**, si bien es cierto que esto genera mayor incertidumbre en la generación hidroeléctrica y en la explotación real podría no ser lo más deseable. El aumento de volumen implica una mayor generación hidroeléctrica, como es esperable, así como la reducción de superficie de riego, siendo el escenario 02-H01 en el que se genera mayor energía promedio anual.

En cuanto a los escenarios que comparan la operación del embalse fijando un volumen objetivo frente al que no lo establece (01-H01), se obtiene que el fijar un volumen objetivo no mejora la producción hidroeléctrica, ya que en el escenario 01-H01 se obtiene mayor energía promedio anual que en los escenarios 01-H01B y 01-H01C.

En el escenario 01-AB01, donde se prioriza el abastecimiento frente a hidrogeneración, que puede ser comparable por terne el mismo volumen de embalse y altura de presa a los escenarios 1C y 1D, la hidrogeneración es menor que en éstos.

10.7.3. NORMAS DE OPERACIÓN DEL ABASTECIMIENTO URBANO

Se ha generado un escenario adicional, escenario 1-AB01, en el que se prioriza el uso urbano frente a la hidrogeneración. En este caso se puede abastecer toda la demanda urbana en el periodo de simulación y las demandas de riego con fallos cumpliendo criterio de fallo establecido.

10.7.4. CONCLUSIONES

Como conclusiones en relación con la operación del embalse se tienen:

- En cuanto a la **operación de riego**, mantener el volumen mínimo en la cota de la toma de riego 92,50 m implica un incremento de 0,50 m de altura para los volúmenes simulados.
- En cuanto a la **operación de hidrogeneración**:
    - Mayor volumen de embalse y menor superficie de riego implican mayor hidrogeneración.
    - Se genera más energía turbinando lo que sea posible por sueltas, tendiendo a mantener embalse lleno (volumen objetivo = 0) que fijando un volumen a turbinar.
- En cuanto a la **operación para abastecimiento**, priorizando el abastecimiento frente a la hidrogeneración, se consigue, con un incremento de cota de 0,50 m, respecto al caso base que es el escenario 1, abastecer la demanda urbana y cumplir con los criterios de fallo para riego, reduciendo la generación hidroeléctrica.

11. DISEÑOS PRELIMINARES

11.1. EMBALSE

11.1.1. ALCANCE Y SOLUCIONES

El estudio aborda la prefactibilidad de diversas opciones para el regadío en la provincia de Ñuble, centrado en tres alternativas de embalse a saber:

i. Embalse de Changaral
ii. Embalse de Quilmo
iii. Embalse de Ránquil

Las soluciones de embalse de Changaral y Ránquil fueron descartadas por inviables en etapas anteriores, centrándose el estudio en posibles alternativas en el sitio de Quilmo.

A fin de evaluar a nivel del pre-factibilidad, se ha llevado a cabo un estudio del diseño preliminar del muro de presa y estructura hidráulicas anexas para diferentes alturas del muro y por tanto del volumen útil para la regulación de los recursos hídricos de la cuenca.

Las obras de desvío del cauce, el propio muro de presa, para las diferentes alturas posibles estudiadas, su estabilidad y las condiciones de cimentación, el evacuador de crecidas las obras de captación, los tratamientos de impermeabilización y la auscultación necesaria para el monitoreo de la presa, se abordan en el presente capítulo y se justifican en detalle en el correspondiente anexo G 1..

11.1.2. OBRAS DE DESVÍO

La geometría de la cerrada, con suaves pendientes en los estribos, la profundidad a que se hallan los materiales susceptibles de servir de fundación a las estructuras hidráulicas y el tamaño del muro de presa previsto, aconsejan una solución de desvío que aúne economía con seguridad, por lo que se ha propuesto una estructura multifuncional. Ésta serviría inicialmente como desvío del río, en forma de falso túnel construido en trinchera, ejecutado a cielo abierto. Esta estructura sirve después para alojar los desagües de fondo, la toma de riego e incluso la posible toma para el aprovechamiento hidroeléctrico.

Sobre esta estructura hidráulica, dada la moderada altura de la presa, se ubica el aliviadero de crecidas, por lo que la propia estructura alcanzará el coronamiento del muro de presa. Esta solución, altamente ventajosa, solo es viable en casos de altura moderada, ya que ha de alcanzar desde las cotas bajas de un desvío hasta el coronamiento del muro para poder alojar el evacuador de crecidas. La estructura del desvío se completa con las correspondientes ataguía y contrataguía.

Las obras de desvío se han concebido para que la probabilidad de que durante la construcción se presente una crecida que exceda su capacidad y pueda destruir total o parcialmente las obras en construcción sea como máximo del 10% durante el plazo de construcción, estimado en dos años,, admitiendo que ese riesgo es asumible aguas abajo. En estudios de más detalle posteriores se analizará el alcance de los daños potenciales a fin de revisar o actualizar este criterio, válido para un estudio de prefactibilidad.

Tomando 25 años como periodo más adecuado al criterio expuesto, se adopta, a los efectos de dimensionamiento de las obras de desvío del río, un caudal de 155 m3/s.

La estructura hidráulica de desvío consiste en un falso túnel, dividido en dos conductos, lo que facilitará la operación coordinada de montaje de desagües de fondo y cierre del desvío. Son, pues, dos conductos, cuya sección se diseña rectangular para funcionamiento en régimen rápido. Las características principales son:

Tabla 11-117. Características de la estructura de desvío.

Caudal total :	155	m3/seg
Número de conductos	2	ud
Cota solera Z_S =	87	m
Longitud solera	62	m
Pendiente	0,81%	
Ancho solera	4	m
Calado	2,89	m
Velocidad	6,7	m/s

El vertedero de entrada se diseña para ser capaz de alimentar los caudales con la energía establecida por la ataguía. La longitud de vertido mínima para alimentar la toma deberá cumplir las condiciones de caudal para el nivel de energía citado:

Cota umbral	88	m
Longitud vertido	5	m

Para el desvío de los caudales y construcción de la presa, como se ha indicado, se ha previsto una estructura multifuncional para cuya construcción y entrada en servicio se seguirían los siguientes pasos:

I - Desvío provisional del cauce

Por condicionantes relacionados con la cota del terreno aguas abajo y economía en las excavaciones, se ha ubicado la estructura de desvío en las proximidades del estribo izquierdo que sensiblemente coincide con el cauce de aguas bajas por el que discurre el río actualmente. Este pequeño inconveniente se resuelve mediante la excavación de un cauce provisional más centrado en el valle y que deja aislada la zona de trabajo para ejecutar el desvío definitivo.

II - Construcción de la estructura hidráulica del desvío, tomas embebidas, aireación y aliviadero.

Una vez desviados los caudales de aguas bajas por el nuevo cauce, se procede a excavar la cimentación de la estructura y a su construcción, dejando preparados los conductos para su posterior función como desagüe de fondo y toma de riego.

La estructura quedaría rematada a excepción del vertedero que se ejecutaría hasta la cota 96,25 m. El vertedero, con su umbral definitivo, se culminaría al alcanzar el coronamiento del muro de presa, de forma que permitiría verter una posible avenida durante la construcción con niveles más bajos.

III - Ataguía y entrada en servicio

Una vez que la estructura de desvío está preparada, se construye la ataguía aguas arriba con coronamiento a la cota 92,20 metros con 3 metros de anchura- Los taludes 1V:2H, están constituidos por gravas obtenidas del cauce y seleccionando materiales más impermeables para la zona central.

Una contraataguía a la cota 87 puede ser suficiente para evitar la entrada de caudales desde aguas abajo procedentes de la salida del desvío del río. La sección sería similar a la descrita para al ataguía de aguas arriba.

Ejecutadas las ataguías, el caudal se desvía a través de los dos conductos de 4x4 metros alojados en la estructura hidráulica y que funcionarán en lámina libre.

IV - Cierre del conducto izquierdo

Una vez alcanzado el coronamiento del muro de presa, se podrá proceder al cierre, mediante una compuerta-ataguía provisional, el conducto izquierdo, donde está previsto alojar los desagües de fondo.

El desagüe de fondo está constituido por dos conductos rectangulares de 1,2x2,0 m, cerrados cada uno mediante dos compuertas tipo bureau, de las mismas dimensiones, alojadas en la cámara prevista al efecto.

Las compuertas quedan embebidas en un hormigón de segunda fase, que en 20 metros de longitud, cerrará el conducto. Aguas abajo se dispone de un conducto de aireación que toma desde la coronación de la presa y asegura, de forma conjunta, la correcta alimentación de aire a la salida de los desagües de fondo a la galería de descarga.

Finalizada completamente la instalación de las compuertas bureau, se puede proceder a la retirada de la ataguía provisional y a comenzar el desagüe por los desagües de fondo. En época de estiaje se procede al cierre provisional del conducto derecho del desvío mediante la compuerta ataguía que sirvió para el cierre del conducto izquierdo. Una vez cerrado provisionalmente el conducto derecho, dejando los caudales circular exclusivamente por los desagües de fondo, se puede proceder a la ejecución de un tapón definitivo, similar al hormigón de segunda fase del conducto izquierdo pero sin conductos de desagüe.

V – Umbral del aliviadero

Como fase final, cerrado el desvío, circulando los caudales por el desagüe de fondo, y el muro de la presa finalizado, puede recrecerse el umbral del aliviadero hasta la cota 99,00 m, que es la definitiva.

11.1.3. MURO DE PRESA

El muro de presa se concibe teniendo en cuenta los condicionantes de diseño impuestos por la geología de la cerrada y vaso del embalse de Quilmo, y los materiales que los constituyen, destacándose las siguientes circunstancias:

a) **El cauce está excavado en una gran llanura cuaternaria**, generada por los arrastres desde la cordillera andina con diversos niveles energía y procedencia de los materiales, algunos de los cuales son de origen volcánico.

b) Existen niveles subyacentes, permeables o semipermeables, con niveles piezométricos superiores al nivel del río, del orden de 5 m.c.a.

c) La fuente de recarga de estos acuíferos podría estar situada en el propio río aguas arriba, donde el subálveo alimentaría afloramientos de estos materiales. Casi con toda seguridad el agua en el embalse ha de contactar con esos afloramientos y alimentarlos directamente, **produciéndose filtraciones**, aumentando el nivel piezométrico en esas formaciones.

d) Las **limolitas**, materiales de matriz limosa con apariencia de suelos consolidados o roca blanda, presentan densidades secas anormalmente bajas, del orden de uno, pero con altos valores de ángulo de rozamiento interno (40º) y valores medio-altos de cohesión efectiva (50 kpa). Sin embargo, tras su manipulación pierden algunas de sus propiedades, especialmente la cohesión, comportándose como limos.

e) No existe un límite identificado, ni en horizontal ni en vertical, de los perfiles geológicos descriptivos de las **formaciones que potencialmente puedan generar filtraciones desde el embalse**.

Los aspectos más relevantes que se han tenido en cuenta para el diseño son, pues, consecuencia de lo anterior:

i. Disponibilidad o no de suficientes materiales de carácter gravoso en el vaso.
ii. Susceptibilidad a la licuefacción del cimiento debido a sismo.
iii. Sifonamiento aguas abajo por incremento de presiones en el nivel confinado.
iv. Filtraciones y sistema de mitigación
v. Estabilidad estática y dinámica del muro de presa

11.1.3.1. Cimiento

La presa descansa en dos tipos de materiales:

- En la parte central arraiga en la formación “Mininco” de arenas y areniscas limosas.
- Los espaldones descansan sobre las formaciones de gravas que subyacen bajo los suelos fluviales superficiales una vez removidos éstos.

La potencia del paquete de gravas es variable pero no lo suficientemente para garantizar que potenciales superficies de deslizamiento pasen por las arenas que subyacen bajo éste.

Dado que las formaciones geológicas permanecerán permanentemente saturadas, cabría pensar en una posible licuefacción de las arenas, como consecuencia de la elevación de la presión intersticial al someterse a la energía de vibración del sismo. Ante esta solicitación dinámica pierde gran parte o toda su resistencia comportándose como un fluido sin resistencia al corte. Para ello es necesario, según González Vallejo, que:

1. El nivel freático esté alto
2. El grado de compactación sea bajo, con valores de N de SPT por debajo de 20.
3. Existencia de sismos al menos con magnitud 5.5.

El estudio detallado de las condiciones granulométricas de los materiales del cimiento a diversas profundidades, descrito en el anexo G 1., concluye que siguiendo a Gonzalez Vallejo, para una magnitud del sismo de 8,5, no sería un cimiento susceptible de licuefacción, ya que el material sin remoldear parece responder bien frente a sismo. Entre otros métodos, ensayos cíclicos más sofisticados, en fase de factibilidad, deberán confirmar estas consideraciones.

11.1.3.2. Filtraciones

El estudio de las filtraciones potenciales y por consiguiente, de la presión intersticial en los materiales de presa, cimiento y entorno, ha sido en este caso de mucho interés a la hora de adoptar el diseño, pues dos factores lo condicionan de forma clave:

1. El control de la subpresión y su influencia en la estabilidad
2. El control de las filtraciones

Para el control de la subpresión bajo el paquete impermeable se dispondrán **pozos de drenaje aguas abajo de la presa** de acuerdo con las recomendaciones del USBR con una profundidad suficiente para conectar con el estrato permeable, del orden de 20 m, reduciendo, con un adecuado margen de seguridad, la carga estática del embalse en el acuífero.

La presencia de niveles artesianos en la zona de ubicación de la presa, durante la fase de investigación del terreno, hizo prever que con la carga de embalse la presión de estos paquetes permeables, suba al menos hasta niveles próximos al estático del embalse pudiendo superar el peso del terreno por encima y el generar riesgo de sifonamiento.

Para el control de las filtraciones y la reducción del riesgo de sifonamiento, se proponen pantallas tanto bajo el cuerpo de presa como en los estribos. El tipo propuesto es jet-grouting, como el más adecuado para el tipo de material a tratar, cuya inyectabilidad con cemento se estima imposible y antieconómica por otros procedimientos como inyección química. Se descartan las pantallas continuas plásticas por su coste y por su difícil optimización en tratamientos discontinuos.

A falta de un estudio de detalle, que se escapa del nivel de prefactibilidad, de la red de filtración, se recomienda que el espesor impermeable bajo del cuerpo de presa sea del orden 1,5 veces su altura, bien por el estrato impermeable o bien por el propio jet-grouting, es decir, en nuestro caso un total de 25 m.

Para las **pantallas de los estribos** se mantiene el mismo criterio de espesor impermeable, supuesta una continuidad en la estratificación. Más difícil es establecer la longitud de las pantallas, así que a falta de los estudios de detalle anteriormente citados, se recomienda un mínimo del 25% de la longitud de coronación de la presa, es decir, en nuestro caso del orden de 50 m cada una de ellas.

11.1.3.3. Definición de sección tipo

La sección tipo concebida es consecuencia de:

i. Los materiales realmente disponibles en el área
ii. Las condiciones geotécnicas del cimiento
iii. La sismicidad en el área del proyecto

Si bien entre los materiales disponibles prevalecen las arenas, procedentes del desmenuzamiento de las areniscas poco cementadas, no son éstos los ideales, ya que no ofrecen la mejor impermeabilidad, su compactabilidad es mala y su potencial de licuefacción es mayor.

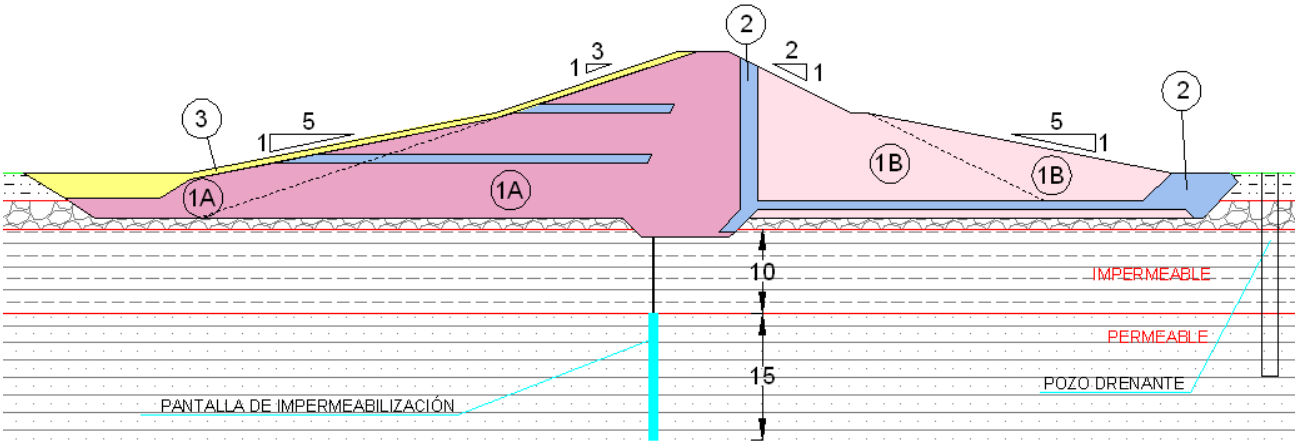
El cuerpo de presa se concibe con los materiales disponibles en el vaso del embalse y accesibles de forma sencilla al coste más razonable. La sección típica del muro de presa se diseña con materiales gravosos, arenosos y limosos, que se caracterizan generalmente como gravas limosas, limo y arenas limosas pero situándolos en las diversas partes, en función de su disponibilidad de la función requerida, tanto por su impermeabilidad como su resistencia.

La solución es una presa funcionalmente zonada, adaptada a las características de los materiales disponibles, dimensionada de acuerdo con las recomendaciones del USBR:

- **El talud de aguas arriba**, adoptado es de **3H:1V**, de acuerdo con la recomendación del USBR para presa homogénea para almacenamiento y sujeta a condiciones de desembalse rápido.
- **El talud de aguas abajo adoptado es de 2H:1V** de acuerdo con la recomendación del USBR para presa homogénea para almacenamiento .

- **Relleno estabilizador aguas arriba y aguas abajo con un talud 5H: 1V**, para una presa sobre cimiento de arcilla y limos de baja plasticidad.

Figura 11-97. Sección tipo.



En el espaldón de aguas arriba se disponen dos mantos drenantes horizontales cuya misión es colaborar en la disipación de las presiones intersticiales durante la construcción y tras los desembalses rápidos, alejándolas en lo posible del paramento.

En la parte central, estos materiales de carácter limoso en su matriz y que ofrecen suficiente impermeabilidad hacen el papel de núcleo.

Aguas abajo de este núcleo virtual se sitúa un dren brasileño que recoge las filtraciones que lo atraviesan para evacuarlas a través de un manto drenante horizontal situado bajo el espaldón de aguas abajo.

Tanto los drenes horizontales de aguas arriba, como el dren vertical y el manto drenante de aguas abajo han de cumplir la función de dren pero igualmente las especificaciones de filtro respecto a los materiales que lo circundan con matriz limosa.

A los efectos de su incorporación a la sección, se agruparán en:

- **Tipo 1A:** material de carácter más impermeable, donde se evitará la presencia de elementos arenosos. Estarán constituidos por gravas limosas (GM) y limos (MH). La proporción de limos ha de ser suficiente ya es la que garantiza la impermeabilidad de los materiales, dando a su vez, tras su compactación, un cierto grado de cohesión. Asimismo la presencia de un material de características no arenosas en el espaldón de aguas arriba, y además adecuadamente drenado, nos garantiza que el cuerpo de presa tampoco sea susceptible de licuefacción.

- **Tipo 1B:** material de carácter más permeable aceptando una presencia notable de arenas limosas, y donde la proporción de limos no necesariamente ha de ser suficiente para ofrecer impermeabilidad. Pueden incorporarse materiales SM, pero también GM y MH.

La **disponibilidad de los materiales y sus características** ha sido estudiada a nivel de prefactibilidad en el estudio previo de yacimientos hecho en el entorno de la cerrada y habiendo supuesto un aprovechamiento máxima del 50 %, para garantizar un margen de error.

11.1.3.4. Revanchas y altura de presa

La revancha o resguardo está previsto considerando, desde el nivel máximo de embalse normal establecido a la cota 99 en el umbral del vertedero, hasta el coronamiento del muro de presa, los siguientes factores:

1. Lámina vertiente en avenida máxima de diseño
2. Oleaje
3. Asiento sísmico

En nuestro caso, para la **avenida de diseño**, la **lámina vertiente se ha limitado a 3,00 metros sobre el vertedero**, entendiendo como lámina el nivel de energía estático en el embalse.

El **oleaje**, para una longitud de fetch de 1,80 km, que se da en el valle que confluye con el cauce principal por la margen izquierda en las proximidades de la presa, y para un viento de 100 km/h, resultando una **altura de ola de 1,00 m**.

Igualmente, el asiento sísmico considerado es de aproximadamente 1,00 m según se ha estimado en el anexo G 1.

La revancha total necesaria es del orden de 5,00 m, por lo que se adopta una cota de coronación de 104,00 m.

Para la **avenida extrema**, con una lámina vertiente de 4,00 m, queda un resguardo de 1,00 m hasta coronamiento, previendo el propio asiento sísmico, si se ha producido y no se ha repuesto o para oleaje, pero no para ambos riesgos simultáneos.

La altura del muro de presa sobre el cauce es la diferencia entre el punto más bajo del fondo del cauce y la cota de coronamiento.

Altura sobre cauce: 104.00 – 83.00 = 21.00 m

La altura sobre cimientos se define como la distancia entre el punto más bajo de la cimentación, sin considerar rastrillos o pantallas, y el coronamiento del muro. En nuestro caso sería de:

Altura sobre cimientos: 104.00 – 77.00 = 27.00 m

11.1.4. ESTABILIDAD ESTÁTICA, PSEUDO-ESTÁTICA Y DINÁMICA

El análisis de estabilidad de los taludes que constituyen el muro de la presa, realizado por el método de Spencer y queda detallado en el estudio completo del cálculo de la estabilidad del muro de la presa del embalse Quilmo, como **Anexo G 3.** de este informe junto con los detalles del programa GeoSlope utilizado.

Respecto del análisis sísmico, se ha utilizado una metodología simplificada pseudo estática, asimilando las cargas cíclicas a una fuerza inercial horizontal. Para el análisis pseudo-estático, se determinó el coeficiente sísmico aplicando las recomendaciones de Saragoni para el caso Chileno, utilizando un periodo de retorno del orden de 1000 años, resultado una aceleración horizontal del 15% de g.

Para la estimación de los asentamientos remanentes sísmicos en el coronamiento del muro, se ha utilizado el método de Swaisgood , el cual estima los asentamientos relativos expresados como un porcentaje de la altura del muro más el espesor de los depósitos aluviales bajo el muro.

De los análisis realizados se concluye que los taludes adoptados para la presa, son adecuados desde el punto de vista estático y sísmico.

11.1.5. EVACUADOR DE CRECIDAS

Dado el tipo de presa, y atendiendo a las pautas de seguridad adoptadas en países con normativas internacionalmente aceptadas, como USA, España, etc.. se adopta el siguiente criterio:

- Avenida de diseño: T = 1000 años
- Avenida extrema: T=10.000 años

De los estudios hidrológicos llevados a cabo, se deducen los caudales siguientes:

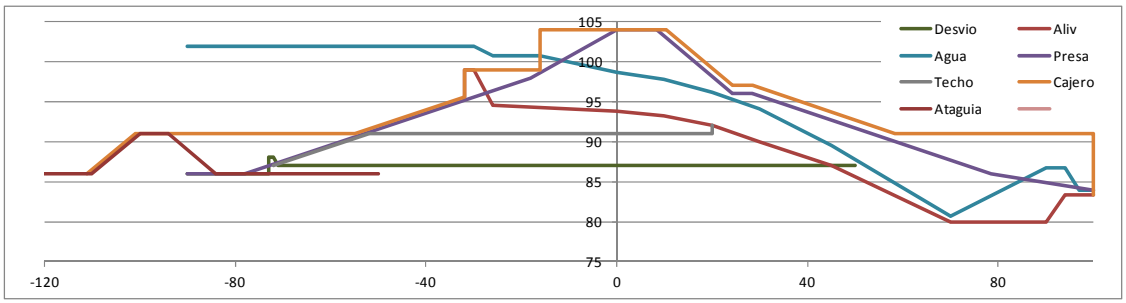
T (años)	Q_P (m^3/s)
1000	305,11
10000	437,69

No se han considerado en esta etapa del proyecto proyecciones de cambio climático que puedan afectar al régimen de precipitaciones.

El vertedero diseñado es tipo pico de pato pero con planta cuasi-rectangular con umbral de vertido a la cota 99, cinco metros por debajo de la coronación del muro de presa.

En el esquema se representa la estructura ya en su etapa de aliviadero y el resultado del cálculo hidráulico de la lámina de agua en el evacuador.

Figura 11-98. Esquema utilizado para el cálculo hidráulico.



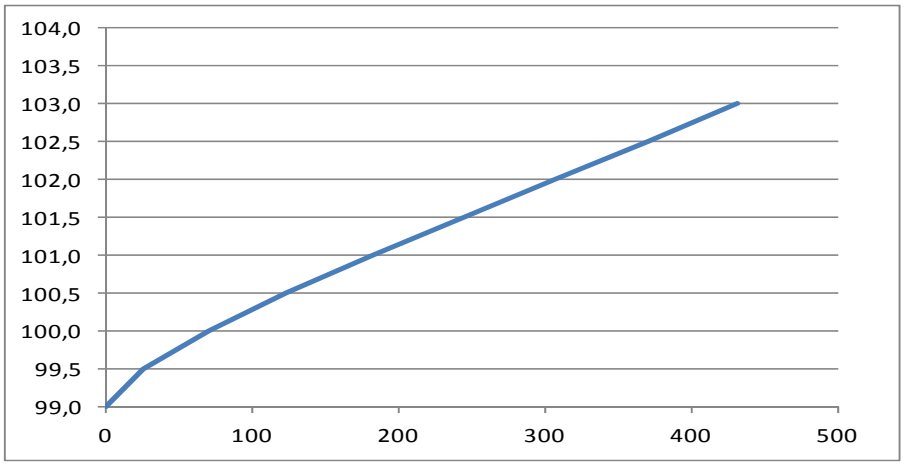
Se comprueba que para ambos casos, avenida de diseño y avenida extrema, la longitud de vertido diseñada, de 36 m, es suficiente.

Tabla 11-118. Características del evacuador de crecidas

Caudales				
Periodo de retorno	1000	años	10000	años
Q =	305	m3/seg	438	m3/seg
Vertedero				
Cota Lámina ZE =	102	m	103	m
Cota umbral ZU =	99	m	99	m
H = ZE - ZU =	3	m	4	m
q Unit =	10,65	m3/seg/ml	16,00	m3/seg/ml
L vertido > =	28,63	m	27,38	m
	36,0 > 28,6 suficiente		36,0 > 27,4 suficiente	

La curva de desagüe del aliviadero, teniendo en cuenta que hay una reducción de la longitud eficaz de vertido conforme aumenta la lámina y una reducción del coeficiente de desagüe Cd, sería:

Figura 11-99. Curva de desagüe del vertedero: abcisas caudal vertido en m3/seg; ordenadas cota de embalse en m.



Los cálculos recogidos en el anejo, justifican la suficiencia de las dimensiones propuestas para el evacuador de crecidas, en su vertedero, en la sección crítica al atravesar el cuerpo de presa, así como las condiciones de energía a disipar antes de su reincorporación al cauce aguas abajo de la presa.

Para la restitución al río se ha previsto un cuenco amortiguado con resalto hidráulico tipo Bureau, adecuado a los números de Froude resultantes de 20 metros de longitud.

La energía residual de salida es, para las condiciones de diseño, ligeramente superior a la de las condiciones naturales del cauce aguas abajo. Para la crecida extrema la energía residual es de 88.3 m algo mayor que la esperada en el cauce, pero dadas las condiciones extremas de esta hipótesis, se propone diseñar un encamado de escollera a la salida del cuenco a fin de prevenir erosiones en la disipación de estas energías residuales.

11.1.6. OBRAS DE CAPTACIÓN Y ENTREGA

La captación de las aguas del embalse para riego se ha previsto mediante una conducción de acero de 1000 mm de diámetro, embebida en la estructura de desvío. La toma se produce en el interior de la galería de desvío, aguas arriba de los desagües de fondo, a la cota 90 metros, quedando a salvo de los sedimentos que transitoriamente pudieran depositarse aguas arriba de las compuertas del desagüe de fondo.

Esta conducción sale al exterior, situándose junto al trasdós del muro cajero izquierdo del aliviadero aguas abajo de la presa. Allí se sitúa una caseta exterior con las compuertas de seguridad y regulación, para alimentar la aducción a la zona regable.

Po lo tanto, esta conducción estará siempre en presión hasta la caseta de válvulas, lo que exige una calidad y buena ejecución suficientes para requerir el mínimo mantenimiento.

11.1.7. IMPERMEABILIZACIÓN DE LAS FUNDACIONES

Como se ha indicado, se prevé un tratamiento de impermeabilización del cimiento bajo el muro de presa y estribos, focalizado en la zona de areniscas y arenas de la formación Mininco, consideradas permeables a los efectos de prevención de filtraciones y generación de presiones indeseables bajo el cuerpo de la presa como aguas debajo de ésta. En este caso, la presencia de suelos granulares permeables y débilmente cementados, y que además se presume no serán inyectables debido a su granulometría, aconsejan una pantalla continua de columnas secantes de jet-grouting, adecuadas en este caso al requerir útiles más ligeros que en otros tipos de pantallas.

A falta de un estudio de detalle de la red de filtración, que se escapa del nivel de prefactibilidad, se recomienda que el espesor impermeable debajo del muro de presa sea del orden 1,5 veces su altura. Esta impermeabilización se garantizaría, bien por el estrato impermeable o bien por el tratamiento del terreno con jet-grouting, es decir, en este caso se tendría un total de 25 m.

La pantalla tratará fundamentalmente los niveles areniscosos situados por debajo de la limolitas, en un espesor variable de entre 15 y 20 m., y puntualmente en las intercalaciones areniscosas de las limolitas superiores.. Además, con el objetivo de evitar las filtraciones por los estribos de la presa, la pantalla de impermeabilización se prologará, 50 m hacia el interior de los estribos, continuando la dirección del eje de presa.

En cuanto a la disposición de los taladros se plantea una primera opción que consiste en ejecutarlos mediante superjet, en una única fila, con separación de los taladros de 1,20 m y con diámetro de 1,40 m. Otra opción, que podría resultar más económica, es la ejecución de un velo de superjetgrouting, menos experimentado, pero donde el varillaje no rota por completo, sino que tan sólo se mueve unos 15º alternativamente para un lado y para el otro.

La inyección será con una lechada a base de cemento, bentonita y agua.

Una vez realizada la excavación del cuerpo de presa se realizaría un tratamiento de consolidación de la zona central consistente en una serie de taladros, según la sección transversal de la misma, separados cada 5 m y con una profundidad de 5 m.

En el **Anexo J** se presenta en un plano la pantalla de impermeabilización prevista para el cimiento de del muro de presa.

11.1.8. AUSCULTACIÓN

El programa de instrumentación de la presa tiene por finalidad permitir el monitoreo del comportamiento del muro frente a las diferentes solicitaciones a que vaya a verse sometido.

Dada las características del proyecto, resulta de interés controlar la deformación que sufrirán los rellenos como consecuencia de la construcción y el posterior llenado del embalse, las deformaciones y tensiones que se producirán, las filtraciones que eventualmente pudieran originarse y las aceleraciones que inducirán en la presa los sismos que la sacudan. Además, será

necesario medir el nivel del embalse, dado que esta información será esencial para la interpretación de los datos que se obtendrán de los instrumentos.

El primer y más importante dato a registrar es el nivel de embalse. El sistema de medición continua del nivel estará constituido por dos limnímetros eléctricos que se instalarán junto a la fundación de regleta del limnímetro situado a la cota 104 m.

Se prevé la colocación de los instrumentos que se describen y justifican a continuación en dos secciones transversales para instrumentar el cuerpo de la presa, ubicadas a 120 m y 280 m a partir del estribo izquierdo. Dichas secciones denominadas Sección Oeste (O) y Sección Este (E), se han seleccionado buscando la máxima de la presa en dos sectores similares de manera de poder comparar las lecturas de instrumentación.

Los instrumentos proyectados para la presa Quilmo se dividen en tres grupos:

- **Convencionales**: Corresponden a los instrumentos tradicionales que se implementan en este tipo de obras (Piezómetros Casagrande, Monolitos de Control Taquimétrico y Celdas de Agua), los cuales se miden directamente.

  Con el objetivo de controlar los corrimientos verticales y horizontales en el sentido del eje del río, que sufrirá el cuerpo de la presa durante su construcción, llenado y tras los sismos se instalarán doce (6) monolitos de control, los que se dispondrán en dos líneas paralelas al eje longitudinal de la presa. Una línea se colocará en coronamiento del muro mientras que la otra se colocará a lo largo de la berma intermedia de aguas abajo. Estos movimientos serán relativos a bases de referencia establecidas en zonas supuestamente a salvo de movimientos debidos al embalse.

  Debido a su simple funcionamiento, a lo confiable de sus lecturas y a su longeva vida útil, se ha proyectado colocar ocho (8) piezómetros Casagrande, de los cuales 6 estarán ubicados en ambos estribos de la presa aguas abajo del eje de ésta y los restantes dos en el depósito fluvial del lecho del río, inmediatamente aguas abajo del pie de la presa.

  Con el fin de determinar las deformaciones verticales (asentamientos) que sufrirán los rellenos durante la construcción y el llenado posterior de la presa y tras los sismos, se ha propuesto la colocación de celdas de agua, las que se distribuirán por partes iguales en las secciones transversales Oeste y Este de la presa.

- **Electrónicos**: electroniveles, que permiten determinar deformaciones mediante las inclinaciones puntuales con gran precisión y los piezómetros de cuerda vibrante. Los piezómetros eléctricos se utilizan para medir la presión del agua subterránea aguas abajo de la pared moldeada. Se contempla la instalación de ocho piezómetros según la disposición presentada en el plano “Muro Presa - Instrumentación”.

- **Acelerógrafos**: Los que permiten registrar las aceleraciones que inducen los sismos en la presa. Se considera colocar 2 acelerógrafos triaxiales de movimiento fuerte conectados a una estación registradora central que registra fecha y hora, y contador de eventos. Los dispositivos se colocarán en el talud de aguas abajo en coronación y en la berma intermedia.

Las lecturas de los instrumentos electrónicos como también las de los acelerógrafos se registrarán en la caseta del celador, donde confluirán los cables canalizados en tuberías enterradas.

11.2. CANALES

En **Anexo G Diseños Preliminares**, se detallan los criterios de los diseños de los Canales Matrices, y derivados para dar cobertura de riego al sector Quilmo.

La red de canales propuesta para el suministro de agua en el actual estudio cuenta de 2 canales. Los criterios principales que se han tenido en cuenta a la hora de diseñar el trazado cabe destacar dos:

- Poder dar agua por gravedad desde la presa. Ajustándose el canal a las curvas de nivel, debido a los importantes desniveles que existen. Esto además trae la ventaja añadida de reducir u homogeneizar los volúmenes de tierra de desmonte y terraplén.
- En segundo lugar se ha establecido como criterio, que ninguno de los predios quede alejado más allá 500 m. De esta forma se asegura el abastecimiento a los diferentes cultivos.

A continuación se presenta una síntesis de los parámetros relevantes del diseño y además se adjuntan los Planos con las Plantas, Perfiles Longitudinales y Perfiles Transversales de estas Obras en el Anexo J Planos.

11.2.1. CANALES MATRICES

11.2.1.1. CANAL MATRIZ MARGEN IZQUIERDA

El **Canal Margen Izquierda (CMI)**, tiene una longitud aproximada de 20,9 Km, comenzando aguas abajo de la presa Quilmo en la ladera sur del estero Quilmo..

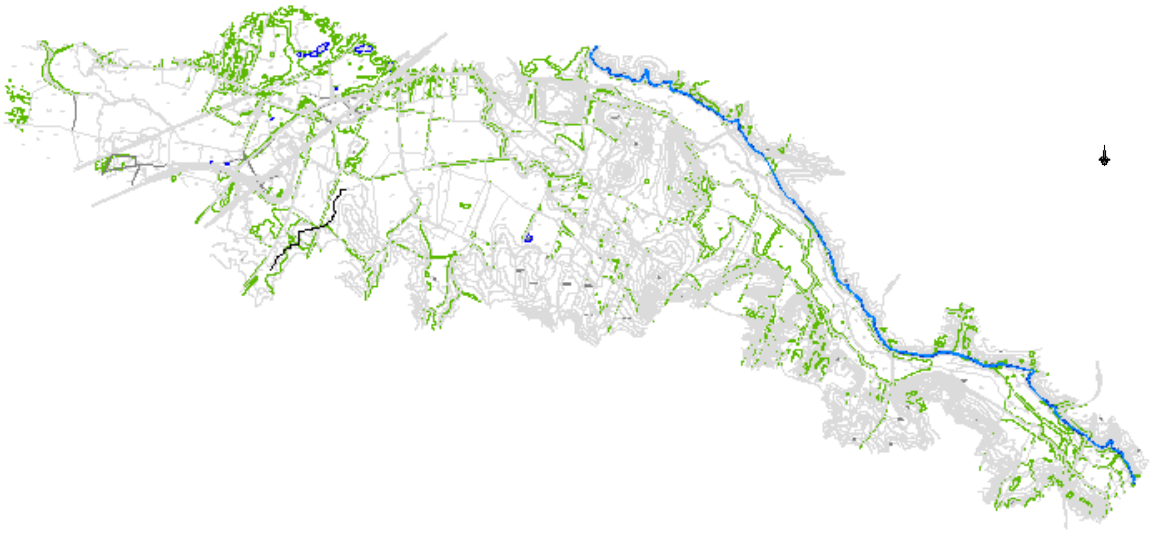
Figura 2-100. Canal de la Margen Izquierda



11.2.1.2. CANAL MATRIZ MARGEN DERECHA

El segundo canal, situado más al norte, al otro lado de la ribera, se **denomina Canal de la Margen Derecha (CMD)**. Como su nombre indica, discurre de forma análoga y casi paralela al CMI y al estero, aunque su longitud es mucho menor, siendo ésta aproximadamente de 7,4 Km, comenzando aguas abajo de la presa Quilmo en la ladera norte del estero Quilmo.

Figura 2-101. Canal de la Margen Derecha



11.2.2. CANALES DERIVADOS

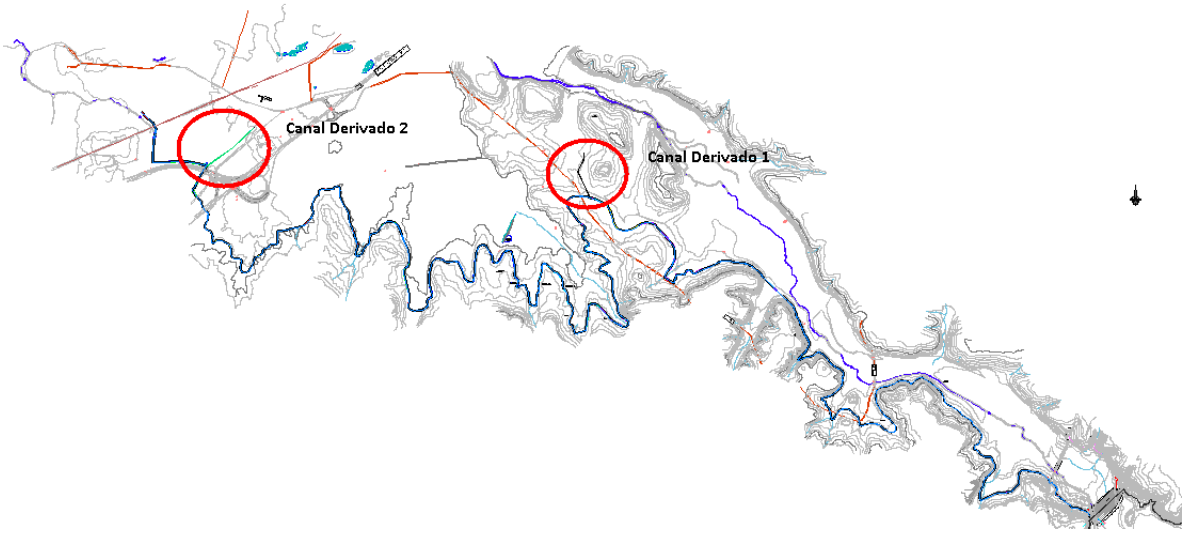
Se han diseñado dos canales derivados CD_1 y CD_2. Con el objetivo de dar agua a los predios más alejados del canal principal, manteniendo la premisa de no mantener un predio a más de 500 m de distancia de la posible bocatoma en el mismo.

Los dos canales parten del Canal matriz de la Margen Izquierda, y que distribuyen el agua hacia la zona central del estudio cercana al estero entre el canal matriz y el estero y hacia la zona agrícola existente al oeste después del cruce del canal de la margen izquierda con la autovía panamericana.

Los canales de derivados son los siguientes:

- CD_1: Se inicia en el PK 8+925 del CMI, con una longitud de 440 m
- CD_2: Se inicia en el PK 19+900 del CMI, con una longitud de 557 m.

Figura 2-102. Canales derivados 1 y 2.



11.2.3. SECTORIZACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo a los antecedentes geotécnicos generales levantados en el área de estudio, así como de la información obtenida a partir de las calicatas efectuadas en la zona del proyecto, se realizó una sectorización de los canales matrices y derivados que fueron proyectados. El detalle de la sectorización se consigna en la siguiente tabla:

Tabla 11-119. Sectorización geotécnica.

Canal	Taludes del Canal	Taludes de Terraplén	Recomendación Revestimiento	Recomendación Drenaje
Canal MD	1H : 2V	3H : 2V	Si	Si
Canal MI T1	1H : 2V	3H : 2V	Si	Si
Canal MI T2	2H : 3V	3H : 2V	Si	Si
Derivado 1	2H : 3V	3H : 2V	Si	Si
Derivado 2	2H : 3V	3H : 2V	Si	Si

Como elemento de protección de los canales matrices se proyectó en algunos tramos un sistema de drenaje longitudinal mediante cunetas y drenajes transversales.

11.2.4. REVESTIMIENTO DE CANALES

La decisión de revestir o no la red de canales del proyecto ha sido un resultado de un estudio de alternativas que se ha confeccionado al respecto.

Esta decisión ha sido de fundamental importancia para la selección del trazado óptimo y de los costos de dicha red de canales.

Existen varios beneficios evidentes de revestir el canal. Los principales beneficios de revestir o no el canal son los siguientes:

- El polietileno de alta densidad, por tener un coeficiente de rugosidad de Manning inferior al de los canales de tierra, permite trazar canales con pendientes menores, pero a velocidades similares.
- Las pérdidas por infiltración pueden despreciarse en los canales revestidos cuando estos se comparan con los canales sin revestir.
- Los canales de tierra tienen mayores problemas por el crecimiento de vegetación.
- Los canales sin revestir que llevan aguas cargadas de limo a una velocidad relativamente baja, tienden a sellarse a través del tiempo debido al depósito del sedimento. Sin embargo, el sedimento de fondo tiene a socavarse con el paso del agua relativamente clara, como es el caso del agua efluente de un embalse, el que actúa como un gran sedimentador.
- Los costos y facilidades de ejecución de una canal sin revestir son bastante menores que los de un canal con lámina de polietileno de alta densidad.
- Los costos de mantenimiento pueden ser similares entre canales revestidos y no revestidos.

Figura 11-103. Ejemplo de canal de tierra con revestimiento de PEAD



Como primera alternativa se propuso, conforme a la información geotécnica recopilada en el área de estudio, se consideró que los todos canales de trasvase fueran diseñados con revestimiento de lámina de polietileno de alta densidad (PEAD), debido al grado de infiltración que presenta parte de los suelos existentes y de restos de disgregación de rocas.

La segunda alternativa propuesta desde CNR al equipo redactor de este proyecto, fue la eliminación del revestimiento de los canales, proponiéndose realizarlos con sección desnuda.

La rentabilidad tan baja que se ha detectado en este proyecto, pasó en cualquier caso por contemplar la segunda alternativa de ejecutar los canales sin revestimiento. Siendo finalmente la opción que se tomó para incluir en el proyecto.

.

11.2.5. CRITERIOS DE DISEÑO

11.2.5.1. Velocidades Admisibles

Se adoptaron las velocidades recomendadas que se exponen en la siguiente tabla:

Tabla 11-120. Velocidades Máximas Permisibles de Canales

Tipo de terreno.	v (m/s)
Roca sana	4,5
Conglomerados firmes	2,5
Toscas	2,5
Ripios bien conglomerados	2,0
Arcillas	1,0
Trumaos	0,7
Arenas	0,5

Tipo de terreno.	v
Revestimientos de hormigones	6,0
Revestimientos de suelo-cemento	3,0

11.2.5.2. Pérdidas De Carga Hidráulica

a) Canales abiertos

Para el cálculo de las pérdidas de carga por roce en flujos gravitacionales en canales abiertos, se utilizó la fórmula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

V velocidad del flujo (m/s)
R radio hidráulico (m)
J pérdida friccional unitaria (m/m)
n coeficiente de rugosidad de Manning

b) Conductos cerrados

Para estimar las pérdidas de carga por roce a lo largo de conductos cerrados a sección llena se utilizó la ecuación de Hazen-Williams.

$$hf_{[m]} = 10{,}67 \cdot \left(\frac{Q_{[m^3/s]}}{C}\right)^{1{,}852} \frac{L_{[m]}}{D_{[m]}^{4{,}87}}$$

Dónde:

h_f Pérdida de carga (m)
C Factor de Hazen-Williams (adimensional)
Q Caudal (m^3/s)
D Diámetro de la tubería (m)
L Longitud de tramo (m)

El factor de fricción C se obtiene de las tablas:

Tabla 11-121. Coeficiente de Fricción

Material	Coeficiente de Fricción de Hazen-Williams C
Hierro Fundido Sin recubrimiento Interno	130
Acero Sin Recubrimiento Interno	120
PVC, PEAD	150
Acero Galvanizado	120
Hormigón (Superficie Rugosa)	120
Hormigón Centrifugado	130
Hierro Fundido Sin recubrimiento Interno	130
Acero Sin Recubrimiento Interno	120
PVC, PEAD	150

Para el cálculo de pérdidas de carga singulares en flujos en presión se usó la siguiente expresión:

$$h_s = K \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

K coeficiente de pérdida de carga por efecto de la singularidad.

g Aceleración de gravedad (9,8 m/s^s).

c) Revancha en canales

La revancha de los canales se definió de acuerdo al régimen de escurrimiento esperado en el canal (subcrítico o supercrítico):

a) Escurrimiento Subcrítico: Se proyectaron revanchas equivalentes a un 20% de la altura normal de escurrimiento, con un mínimo de 0,25 m.

b) Escurrimiento Supercrítico: se adoptó para canales supercríticos la revancha mínima de:

$$Revancha = 0{,}61 + 0{,}037 \cdot Y_n \cdot \sqrt[3]{Y_n}$$

Dónde:

V: Velocidad normal del flujo en el rápido (m/s).

y_n: Altura normal del flujo en el rápido (m).

d) Radios mínimos

Se establece como mínimo un radio de curvatura de canal igual a 5 veces el ancho superficial de la sección mojada del canal.

e) Rugosidad de revestimiento en canales

Se consideró un coeficiente de rugosidad de Manning con los siguientes valores:

- Para la lámina de polietileno n=0,015.
- Para terreno natural n=0,025.

f) Sección transversal

En el diseño de los canales matrices y derivados se consideró una sección trapecial con un ancho basal constante a lo largo de todo el trazado.

Figura 11-104. Tramo 1. CMD y CMI.

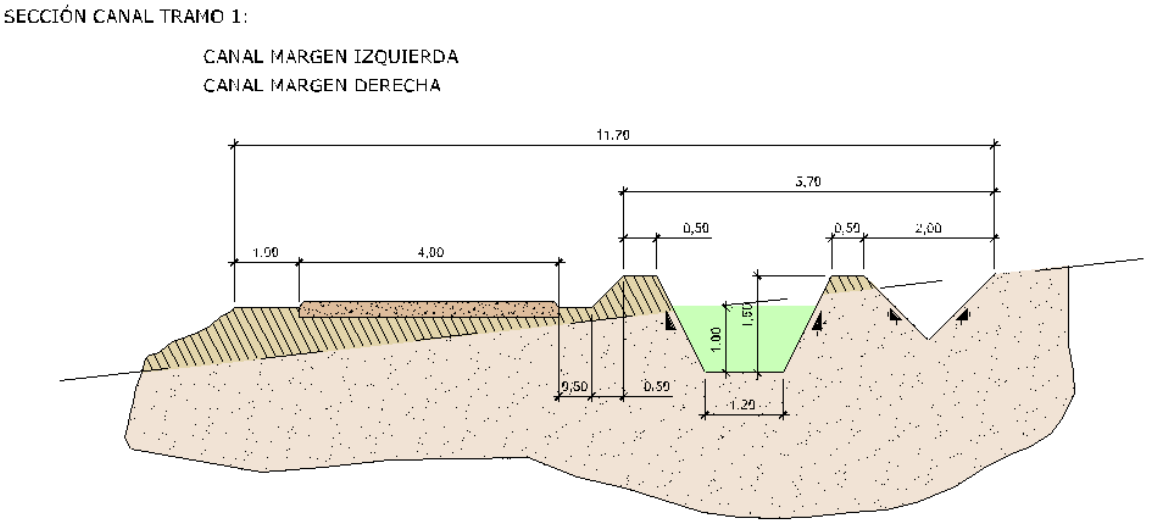


Figura 11-105. Tramo 2. CMI.

SECCIÓN CANAL TRAMO 2:

CANAL MARGEN IZQUIERDA

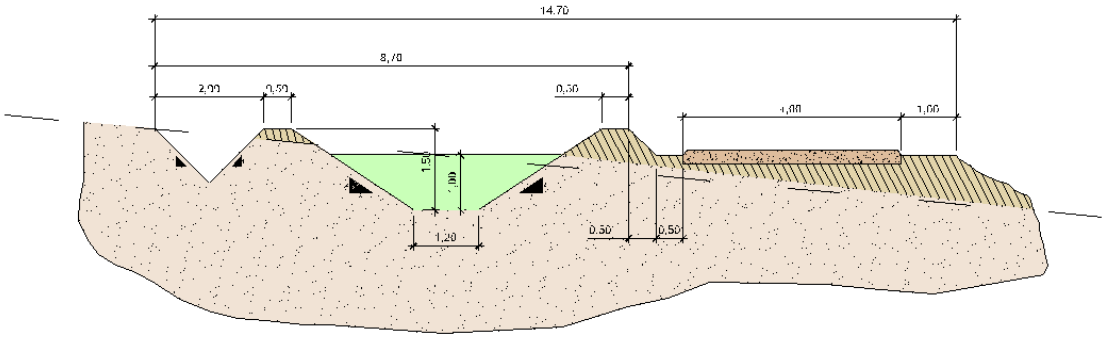
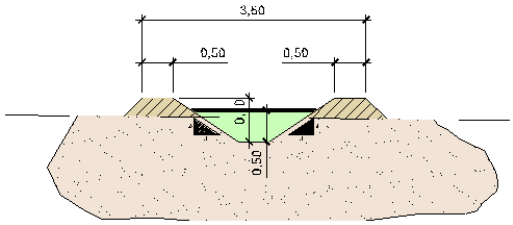


Figura 11-106. Tramo 2. Derivados del CMI.

SECCIÓN CANAL DERIVADO



g) Dimensionamiento hidráulico con HEC-RAS

Una vez realizado el dimensionamiento hidráulico de los canales con la formulación propuesta, se ha realizado una profundización de éste dimensionamiento, mediante el modelo matemático HEC-RAS.

11.3. SISTEMA DE AFORO REMOTO DE CAUDALES

Se proyectó un sistema de aforo, para medición de caudales de los canales matrices. Sistema que consiste en siete estaciones de aforo, las cuales se instalarán al inicio, al final y en un punto intermedio de la traza de los dos canales matrices y en el inicio del canal derivado.

Estos aforadores tendrán la capacidad de medir el caudal que transporta el canal y se podrá acceder remotamente a través de internet a los datos guardados.

Los aforadores se proyectan con una sección rectangular para facilitar su construcción y diseño.

El objetivo principal es tener la posibilidad de medir remotamente el caudal que transportan los canales y así tener control de la red de distribución.

El aforador Parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal. Consta de cuatro partes principales:

i) Transición de entrada.
ii) Sección convergente
iii) Garganta.
iv) Sección divergente.

Según los parámetros anteriores se han calculado los tamaños de aforadores que se deberán colocar en cada uno de los canales matrices. Los cuales están dimensionados para un ancho de garganta de 1 pie para el canal de la margen izquierda y de 9 pulgadas para el canal de la margen derecha. Los caudales a circular por cada uno de ellos corresponden al 70% y al 30% respectivamente, que representan 0,553 y 0,237 m·/s cada uno.

Para ello y con unas alturas de carga medida aguas arriba de 100 mm y 55 mm para el canal de la margen izquierda y derecha respectivamente se obtienen secciones útiles y suficientes para medir los caudales requeridos. En las tablas 11-122 y 11-123 se aportan las dimensiones de dichos aforadores.

Tabla 11-122. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen izquierda

CANAL MI 0,55 M3/S		
Ha	81	mm
W	304,8	mm
Q	553,66	l/s
Q	0,55	m3/s

Tabla 11-123. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha

CANAL MD 0,23M3/S		
Ha	54	mm
W	228,6	mm
Q	237,03	l/s
Q	0,24	m3/s

Los canales se han diseñado con una geometría suficiente para que puedan en un futuro trasegar por cualquiera de las dos márgenes el total del caudal necesario que se deriva de las necesidades calculadas para la Situación con Proyecto. En ese caso se han obtenido también las dimensiones del canal aforador necesario para controlar el caudal máximo en cualquiera de las dos márgenes.

Tabla 11-124. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha

CANAL MI 0,78 M3/S		
Ha	100	mm
W	304,8	mm
Q	764,57	l/s
Q	0,76	m3/s

Figura 11-107. Instalación de un aforador Parshall en canal de riego



11.3.1. UBICACIÓN DE LOS AFORADORES

Los aforadores serán instalados en los siguientes puntos de la traza de los canales proyectados..

Tabla 11-125. Parámetros de los aforadores Parshall Canal margen derecha

AFORADOR	TRAMO	METRAJE (KM)	MÁXIMA CAPACIDAD (M^3/S)
Aforador Matriz Izquierdo Nº1	1	0 + 500	0,78
Aforador Matriz Izquierdo Nº2	1	10 + 450	0,78
Aforador Matriz Izquierdo Nº3	2	20 + 900	0,78
Aforador Matriz Derecho Nº1	1	0 + 500	0,78
Aforador Matriz Derecho Nº2	1	3 +150	0,78
Aforador Matriz Derecho Nº3	1	7 + 450	0,78

11.3.2. SISTEMA DE CONEXIÓN REMOTO

Debido a que el número de ciclos de mediciones van a ser reducidos y a que no existen más señales de comunicación salvo quizá el fallo de tensión en el actuador, se considera que el

sistema GSM es más adecuado que el radiomodem, el cual está concebido para un mayor número de señales a transmitir y en casos en los que se requiere una continuidad en el envío de datos.

11.4. ESTUDIO DE LA RED RURAL VIARIA

11.4.1. INTRODUCCIÓN

En este anexo se estudian los trazados de los caminos que es necesario reponer o construir completamente nuevos para resolver algunos de los condicionantes que se crean como consecuencia de las obras del embalse y de la red de riego.

11.4.2. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS EXISTENTES

En el Anejo J del presente proyecto se adjuntan los planos en los que se han representado los caminos que existen en la actualidad tanto en la zona de inundación del embalse como en la zona de riego.

Los caminos rurales que existen en la zona se ha comprobado en terreno que son de ripio (zahorra artificial) de 25 cm de espesor.

11.4.3. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE CAMINOS PROYECTADOS

Las necesidades de reposición y construcción de nuevos caminos son motivadas por diversos orígenes como son:

- Red de Riego:
    - o Construcción de caminos que permitan el acceso a las obras
    - o Construcción de caminos que permitan el acceso a las infraestructuras para su mantenimiento y explotación una vez terminadas y entregadas

    De estos dos orígenes se derivan dos condicionantes que se pueden dar en la construcción de los caminos, ya sea porque el camino sea de nueva construcción o constituya una reposición de algún camino existente, del cual se ha aprovechado la traza para su diseño.

La sección prevista para todos los caminos proyectados es uniforme y se expone a continuación en la figura 11-108.

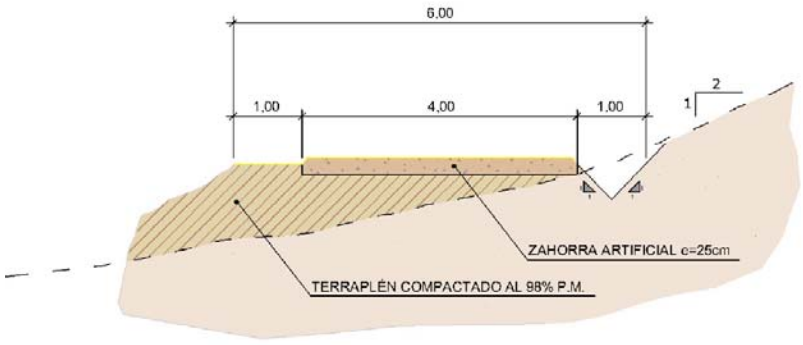
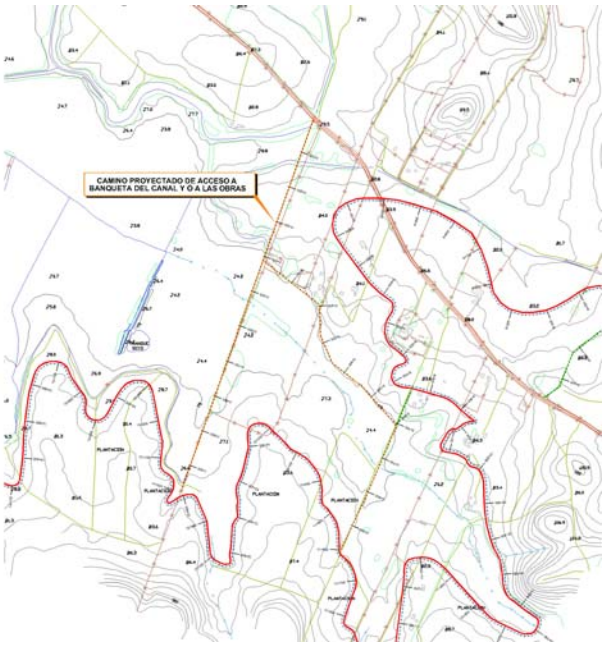


Figura 11-108. Sección tipo camino proyectado.

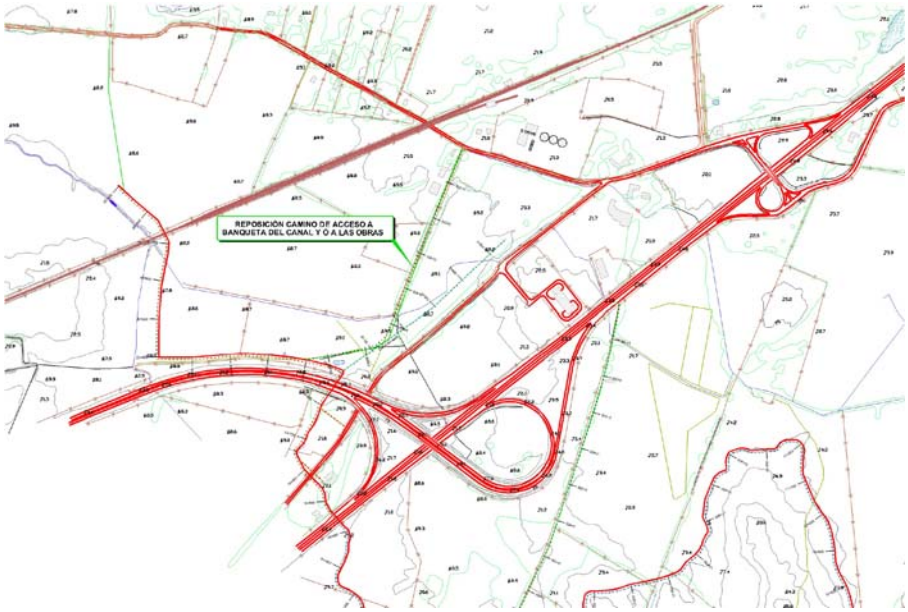
En la siguiente figura 11-109 se puede observar en planta un ejemplo de camino proyectado nuevo en la red de riego.

Figura 11-109. Planta de camino proyectado nuevo



En la siguiente figura 11-110 se puede observar en planta un ejemplo de camino proyectado repuesto en la red de riego.

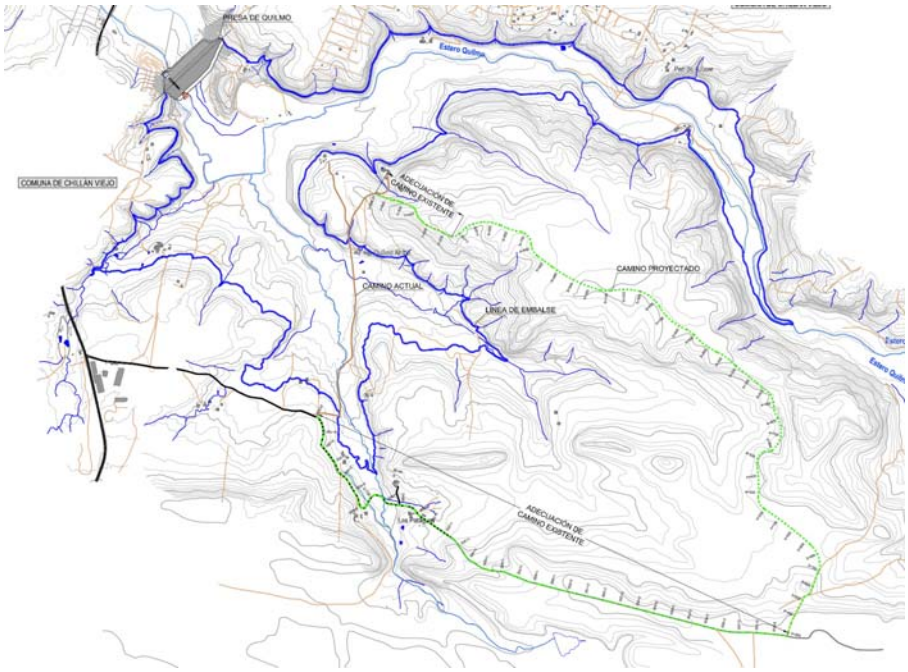
Figura 11-110. Planta de camino proyectado repuesto.



- Zona de Embalse:
  - o Construcción de caminos que permitan el acceso a las viviendas que quedan aisladas por la inundación del terreno.
  - o Construcción de caminos que permitan el acceso a las infraestructuras para su mantenimiento y explotación una vez terminadas y entregadas.

En la siguiente figura 11-111 se puede observar en planta el camino proyectado permitan el acceso a las viviendas que quedan aisladas por la inundación del terreno.

Figura 11-111. Planta de camino proyectado en la zona de inundación



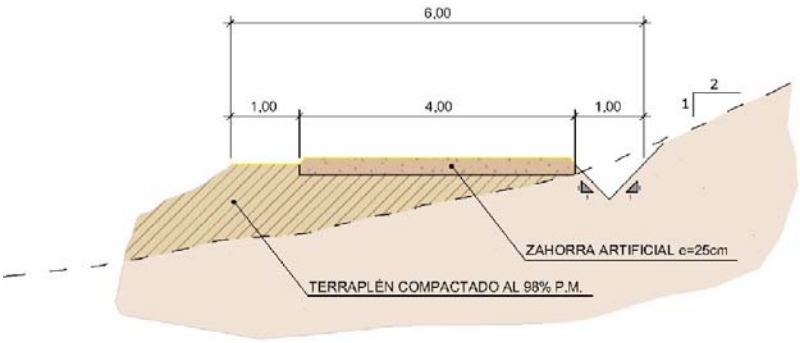
En la siguiente figura 11-112 se puede observar en planta el camino proyectado permitan el acceso al muro del embalse.

Figura 11-112. Planta de camino proyectado en la zona de acceso al muro de presa



La sección prevista para todos los caminos proyectados es uniforme y se expone a continuación en la figura 11-113.

Figura 11-113. Sección tipo camino proyectado



11.5. HIDROGENERACIÓN

Se incluye cálculo de potencias posibles a instalar y generar de acuerdo con los cálculos realizados mediante el modelo de simulación de los recursos, que se desarrolla en el ANEXO F. ESCENARIOS Y MODELO DE SIMULACIÓN. Se basa, por tanto, en los escenarios considerados en el modelo se simulación.

Se realiza el análisis económico de factibilidad de la central para lo cual se calculan los costos de implantación y de operación.

11.5.1. POTENCIAL DE HIDROGENERACIÓN

El análisis del potencial de hidrogeneración se basa en los resultados del modelo de simulación de los recursos hídricos Aquatool. Como se describe en el *Anexo F. Escenarios y modelo de simulación* y en los puntos 9 y 10, se han considerado varios escenarios de cálculo que consideran distintas superficies de riego, gestión del embalse y gestión de los volúmenes para hidrogeneración. Resultan doce escenarios, con seis alturas de presa. Como resultado de cada uno de los escenarios, en lo que a interés para hidrogeneración respecta, se obtienen las alturas y caudales turbinados a nivel mensual a lo largo de todo el periodo de simulación. Con esto se tiene la información para calcular la potencia generada en cada caso.

11.5.1.1. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

El análisis se basa en la determinación de la potencia que se puede generar en cada uno de los embalses para las alturas de toma y embalse previstas.

La formulación hidráulica empleada es la correspondiente a la determinación de la potencia generada por la turbina a partir de la altura bruta y del caudal turbinado, que es la siguiente:

$$P = \eta \cdot \gamma \cdot Q \cdot H_n$$

Donde:

P: Potencia generada por la turbina en W

γ: peso específico del agua (fluido turbinado) en N/m^3

Q: Q turbinado en m^3/s

H_n: Altura del salto neta

η: Rendimiento de la turbina

Si expresamos la fórmula de la potencia como sigue, se obtiene la potencia el KW, con las mismas unidades de caudal y altura neta:

$$P = \eta \cdot 9{,}81 \cdot Q \cdot H_n$$

Para el cálculo de la energía generada por turbinado en la central hidroeléctrica se ha considerado el resultado del modelo de simulación Aquatool. Puesto que como resultados del modelo se han obtenido los caudales y altura de turbinado, mensuales, se realizan los cálculos de acuerdo a la formulación planteada.

En cuanto a las pérdidas para estimar la altura neta, se han considerado un 10% de la altura bruta de forma aproximada.

Para la obtención de la potencia se estima un rendimiento del 70%, dado el rango de caudales y alturas disponibles.

En cuanto al caudal, se calcula la potencia generada con el caudal total, sin coeficientes mayoradores ni reductores de planta para analizar los resultados.

En el **Anexo G.5.1** se incluyen los cálculos realizados en planilla Excel con los datos de turbinado para cada uno de los escenarios y caudal de toda la serie simulada. En la tabla siguiente se presenta resumen de valores máximos y mínimos de altura de turbinado (salto, altura bruta), caudal turbinado, potencia y energía, así como promedios de caudal y energía mensual y valor medio anual de energía generada. El caudal turbinado en m^3/s es un caudal medio mensual, puesto que el dato disponible de caudal turbinado es mensual. Como se ha mencionado, los resultados corresponden a los valores que se indican, en principio, si considerar coeficientes correctores de caudales.

Se ha calculado el potencial de hidrogeneración para todos los escenarios simulados. En la tabla siguiente se incluye resumen de resultados.

Tabla 11-126. Tabla resumen de cálculos de hidrogeneración

ESCENARIO		ALTURA TURBINADO (m)	CAUDAL TURBINADO (m^3/s)	POTENCIA (KW)	ENERGÍA MENSUAL (KWh)	ENERGÍA PROMEDIO ANUAL (KWh)
ESCENARIO 01	MÁXIMO	6,50	12,31	**468,91**	348.869,72	
	MÍNIMO	1,47	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,32	1,93		55.963,62	**671.563**
ESCENARIO 02	MÁXIMO	6,04	12,85	**433,93**	322.847,32	
	MÍNIMO	1,28	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	4,74	1,99		51.371,30	**616.456**
ESCENARIO 03	MÁXIMO	7,50	11,85	**540,83**	402.380,93	
	MÍNIMO	1,95	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,08	1,88		62.974,32	**755.692**
ESCENARIO 04	MÁXIMO	8,00	11,67	**576,79**	429.131,66	
	MÍNIMO	1,68	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,30	1,84		65.551,78	**786.621**
ESCENARIO 05	MÁXIMO	9,00	11,66	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	0,41	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,79	1,77		70.417,88	**845.015**
ESCENARIO 01-H01	MÁXIMO	9,00	11,93	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	4,46	0,00	0,13	98,23	
	PROMEDIO	7,91	1,91		77.251,67	**927.020**
ESCENARIO 02-H01	MÁXIMO	9,00	12,39	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	5,05	0,03	0,97	724,18	
	PROMEDIO	8,25	1,96		79.908,50	**958.902**
ESCENARIO 01B	MÁXIMO	6,50	12,37	**468,87**	348.836,15	
	MÍNIMO	2,01	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,38	1,93		56.168,74	**674.025**
ESCENARIO 01C	MÁXIMO	7,00	12,32	**504,84**	375.601,95	
	MÍNIMO	2,34	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,91	1,92		60.453,24	**725.439**
ESCENARIO 01D	MÁXIMO	7,00	12,25	**504,80**	375.568,38	
	MÍNIMO	1,99	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	5,85	1,92		60.241,30	**722.896**
ESCENARIO 01-H01B	MÁXIMO	9,00	11,66	**648,71**	482.643,73	
	MÍNIMO	0,02	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	7,00	1,92		74.394,29	**892.731**
ESCENARIO 01-H01C	MÁXIMO	9,00	11,48	**638,84**	475.299,24	
	MÍNIMO	0,01	0,00	0,00	0,00	
	PROMEDIO	6,24	1,91		66.758,88	**801.107**
ESCENARIO 01-AB01	MÁXIMO	7,00	11,95	**504,80**	375.568,38	
	MÍNIMO	1,82	0,08	1,25	931,28	
	PROMEDIO	5,75	1,92		59.827,88	**717.935**

Con valores de altura de turbinado menores que 0,50 m no se turbina, el caudal es cero. Esta condición se ha establecido en el modelo de simulación. Por lo tano, el valor de altura mínima de turbinado efectivo será 0,50 m, si bien en la tabla se muestran las mínimas alturas sobre cota de central hidroeléctrica.

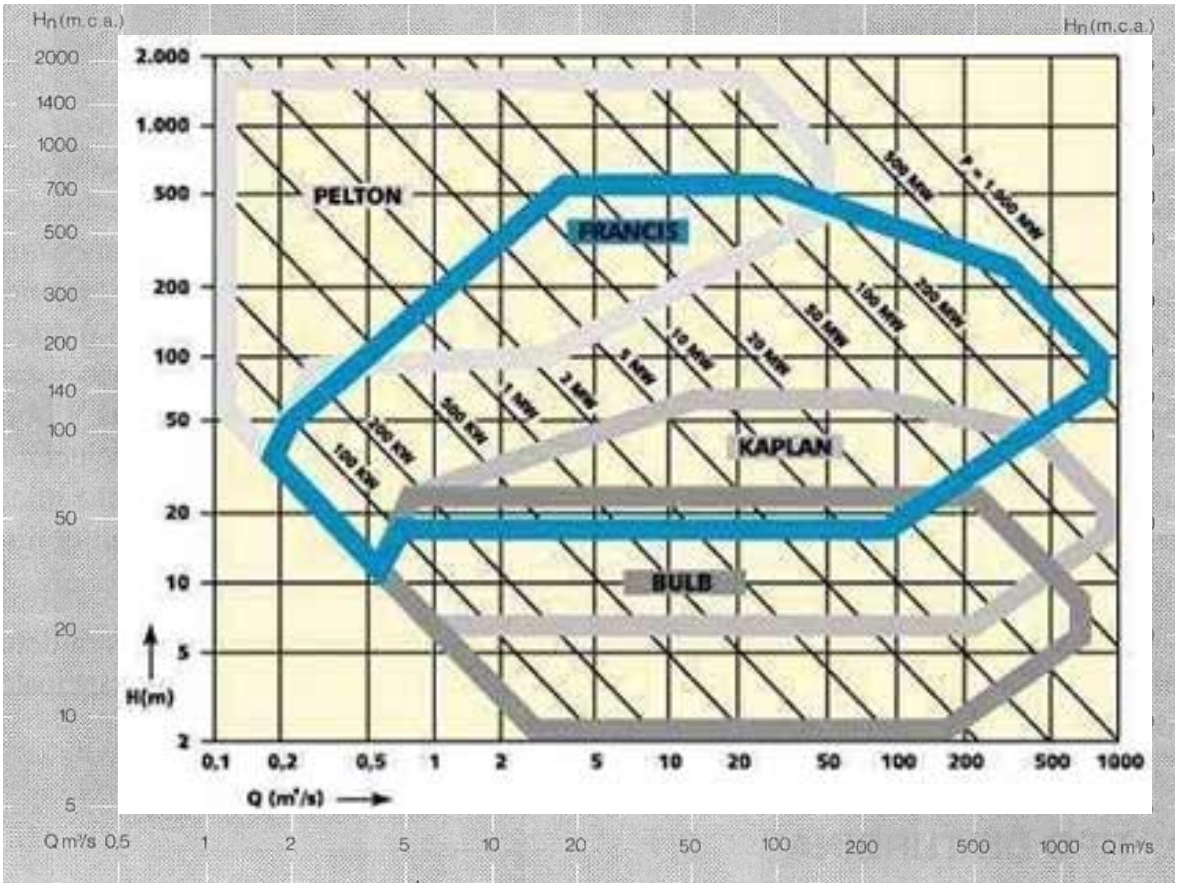
Como se puede ver en la tabla, hay un amplio rango de alturas y caudales especialmente y, por tanto, potencias y energías producidas por lo que se deberá analizar el tipo de turbinas de acuerdo a esta variabilidad, así como seleccionar tipologías. Se podría instalar turbinas en paralelo de distinto tamaño de forma que con caudales bajos funcionen las pequeñas y para caudales altos las mayores. Como se ve, los máximos están lejos de los medios por lo que se plantearía el no turbinar todo el caudal en caso de valores elevados. En el caso de caudales bajo, no turbinar por debajo de un umbral mínimo.

11.5.1.2. MINI CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En la figura siguiente se presenta una carta de aplicación de tipos de turbinas en función del caudal y de la altura disponibles.

Esta gráfica admite matices ya que si bien es de uso general y abarca el rango habitual y suficientemente amplio de valores posibles, existen más posibilidades, ya con ciertas singularidades.

Figura 11-114. Gráfica rango de funcionamiento de tipología de turbinas



Las alturas de turbinado en todos los escenarios considerados varían entre 0 m y 9 m (máximo por máxima cota de nivel de explotación 99 m sobre cota de central 90 m). Los caudales varían de cero a 12,85 m^3/s. Dado el rango de alturas y caudales de turbinado, las turbinas a instalar serían tipo bulbo o Kaplan muy pequeñas, en su rango inferior.

En caso de bajos valores de caudal y altura se plantea la posibilidad de instalar miniturbinas.

11.5.2. COSTOS

11.5.2.1. CENTRAL HIDROELÉCTRICA

El cálculo de los costos de la implantación y explotación de una central hidroeléctrica a pie de embalse se realiza para los resultados de los escenarios base representativos que abarcan el rango de propuestas estudiadas en cuanto a las posibles centrales hidroeléctricas consideradas.

Se realiza la estimación de los costos de inversión y los costos de producción.

11.5.2.1.1. Costos de inversión

El cálculo de los costos de inversión se basan en estudios realizados por la Comisión Europea de Energía que estiman el costo de implantación de la central hidroeléctrica a partir de la potencia instalada.

11.5.2.1.2. Costos de operación

Los costos de operación, entendidos como costes de producción de la energía eléctrica, incluyen:

- Seguros
- Auditoría
- Ingeniería
- Administración
- Reparaciones y mantenimiento

11.5.2.2. LÍNEA ELÉCTRICA CONEXIÓN AL SIC

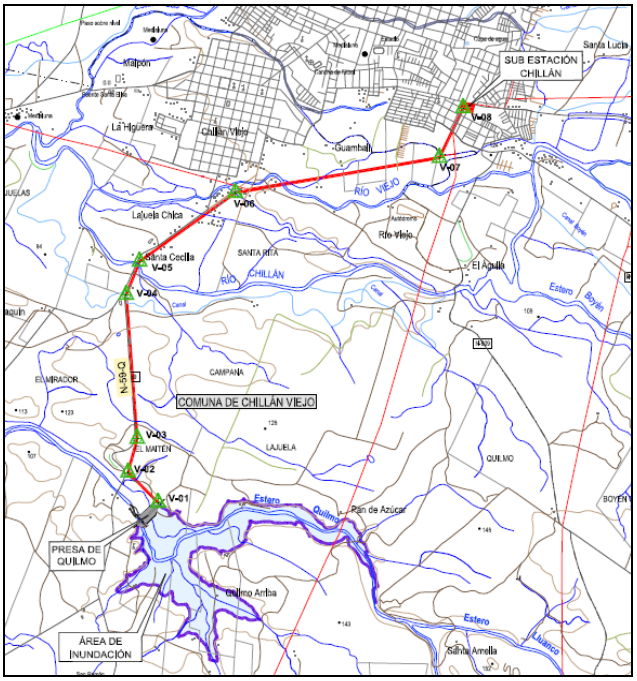
11.5.2.2.1. INTRODUCCIÓN

En este apartado se realiza el prediseño y se evalúan los costos de interconexión en 66 kV entre la central de presa del embalse Quilmo y el Sistema Interconectado Central (SIC) en la subestación de Chillán, ubicada en la VIII Región.

11.5.2.2.2. TRAZADO

La línea Quilmo – Chillán tiene una longitud de 9,14 km aproximadamente. Todo su trazado se encuentra en la región del Bío Bío.

Figura 11-115. Área de estudio



11.5.2.2.3. CARACTERÍSTICAS DE LA LÍNEA

Se han seguido las especificaciones establecidas en la *Norma NSEG 5 E.n.71 "Reglamento de Instalaciones Eléctricas de Corrientes Fuertes"*.

Línea con tensión nominal 66 kV, caída máxima de tensión 7,5% (según Norma).

Del cálculo eléctrico resulta la instalación de triple cable conductor de aleación de aluminio de 15 mm^2 de sección en línea de transmisión en simple circuito.

Las estructuras a instalar, de las que se incluye detalle en el plano del **Anexo G.4.3** serán postes de hormigón armado de 18 m de altura y torres metálicas de 23,8 m y de 28 m, con puesta a tierra instalada formada por pletinas de acero galvanizado.

Se emplearán fundaciones típicas para cada tipo de estructura.

Las estructuras se dispondrán con una separación máxima de 200 m.

11.5.2.3. RESUMEN DE COSTOS

11.5.2.3.1. CENTRAL HIDROELÉCTRICA

En la tabla siguiente se incluye resumen de costos por escenarios representativos del rango de posibles centrales a pie de presa.

Tabla 11-127. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (USD).

ESCENARIO	POTENCIA INSTALADA (KW)	PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	COSTE INVERSIÓN US$	COSTE DE PRODUCCIÓN US$
ESCENARIO 01	468,91	671.563,0	**1.103.042**	**13.725**
ESCENARIO 02	433,93	616.456,0	**1.029.152**	**13.203**
ESCENARIO 03	540,83	755.692,0	**1.246.728**	**14.740**
ESCENARIO 04	576,79	786.621,0	**1.315.405**	**15.222**
ESCENARIO 05	648,71	845.015,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01 -H01	648,71	927.020,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 02 -H01	648,71	958.902,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01B	468,87	674.025,0	**1.102.957**	**13.724**
ESCENARIO 01C	504,84	725.439,0	**1.177.994**	**14.241**
ESCENARIO 01D	504,80	722.896,0	**1.177.917**	**14.241**
ESCENARIO 01 -H01B	648,71	892.731,0	**1.452.759**	**16.143**
ESCENARIO 01 -H01C	638,84	801.107,0	**1.433.909**	**16.020**
ESCENARIO 01 -AB01	504,80	717.935,0	**1.177.917**	**14.241**

Tabla 11-128. Resumen costos central hidroeléctrica por escenarios (pesos).

ESCENARIO	POTENCIA INSTALADA (KW)	PRODUCCIÓN ANUAL (KWh)	COSTE INVERSIÓN PESOS	COSTE DE PRODUCCIÓN PESOS
ESCENARIO 01	468,91	671.563,0	**612.188.280**	**7.617.388**
ESCENARIO 02	433,93	616.456,0	**571.179.115**	**7.327.759**
ESCENARIO 03	540,83	755.692,0	**691.933.944**	**8.180.724**
ESCENARIO 04	576,79	786.621,0	**730.049.689**	**8.448.317**
ESCENARIO 05	648,71	845.015,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 01 -H01	648,71	927.020,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 02 -H01	648,71	958.902,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 01B	468,87	674.025,0	**612.141.386**	**7.617.063**
ESCENARIO 01C	504,84	725.439,0	**653.786.400**	**7.903.841**
ESCENARIO 01D	504,80	722.896,0	**653.744.002**	**7.903.528**
ESCENARIO 01 -H01B	648,71	892.731,0	**806.281.180**	**8.959.559**
ESCENARIO 01 -H01C	638,84	801.107,0	**795.819.489**	**8.891.139**
ESCENARIO 01 -AB01	504,80	717.935,0	**653.744.002**	**7.903.528**

11.5.2.3.2. LÍNEA CONEXIÓN SIC

El costo de la línea eléctrica de conexión al SIC es: **791,261,490 pesos (1,425,696 USD)**

11.5.3. EVALUACIÓN ECONÓMICA

11.5.3.1. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN

La determinación de los parámetros de evaluación económica se realiza considerando los siguientes parámetros básicos:

- Tasa de actualización anual: se consideran dos opciones el 6% social y el 12% privado.
- Impuesto 1ª categoría: 17%
- Operación y mantenimiento: en todo el periodo de análisis.
- Precio de la energía (monómico): 80 USD/MWh
- El ingreso por energía se calcula considerando la generación media anual.
- Horizonte de evaluación: 30 años.
- Inversión de acuerdo con cálculos de costos en cada caso.
- Costo peaje básico por uso SIC: 4 USD/MWh
- Pérdidas por transmisión: 0%
- Periodo de construcción: 2 años
- Ingresos por bonos de carbón: 6 USD/MWh, 21 años.
- Flujo de caja (ingresos y egresos) concentrados al final de cada año.
- Depreciación (exenta) sin considerar valor residual.
- Reconocimiento de potencia: no se considera.
- Los imprevistos se consideran como cero porque ya se han incluido en el costo de inversión, tal como se ha descrito anteriormente y no hay imprevistos adicionales.

En la evaluación económica, en principio, no se considera el costo de la línea eléctrica de conexión al SIC, en todas las alternativas evaluadas, con el fin de analizar la factibilidad teniendo en cuenta únicamente costos de la central hidroeléctrica y disponer así de un análisis más claro inicialmente.

11.5.3.2. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN

En la tabla siguiente se presenta el resumen de los cálculos correspondientes a la evaluación económica realizada para cada uno de los escenarios considerados.

Como se puede ver, el VAN es negativo en todos los casos, incluso en los que favorecen la hidrogeneración y disponen de mayor volumen de embalse para ello. Obviamente, al adicionarle el costo de la línea eléctrica de conexión al SIC el resultado económico empeorará.

Tabla 11-129. Resumen de resultados de la evaluación económica.

ESCENARIO	TASA	TIR (%)	VAN (US$)	VAN/INV
ESCENARIO 01	6%	0,52%	-489.208	-0,444
	12%	0,52%	-653.780	-0,593
ESCENARIO 02	6%	0,33%	-468.920	-0,456
	12%	0,33%	-616.666	-0,599
ESCENARIO 03	6%	0,58%	-548.110	-0,440
	12%	0,58%	-736.377	-0,591
ESCENARIO 04	6%	0,52%	-584.071	-0,444
	12%	0,52%	-780.042	-0,593
ESCENARIO 05	6%	0,37%	-658.490	-0,453
	12%	0,37%	-868.711	-0,598
ESCENARIO 01 -H01	6%	1,10%	-589.246	-0,406
	12%	1,10%	-831.590	-0,572
ESCENARIO 02 -H01	6%	1,37%	-562.325	-0,387
	12%	1,37%	-817.158	-0,562
ESCENARIO 01B	6%	0,55%	-487.053	-0,442
	12%	0,55%	-652.595	-0,592
ESCENARIO 01C	6%	0,67%	-511.364	-0,434
	12%	0,67%	-692.272	-0,588
ESCENARIO 01D	6%	0,64%	-513.442	-0,436
	12%	0,64%	-693.359	-0,589
ESCENARIO 01 -H01B	6%	0,80%	-618.199	-0,426
	12%	0,80%	-847.112	-0,583
ESCENARIO 01 -H01C	6%	0,25%	-660.994	-0,461
	12%	0,25%	-863.406	-0,602
ESCENARIO 01 -AB01	6%	0,59%	-517.631	-0,439
	12%	0,59%	-695.605	-0,591

11.6. OBRAS DE EMBALSE DE CONTROL

11.6.1. GENERALIDADES

La Ley 20304 “Sobre Operación de Embalses Frente a Alertas y Emergencias de Crecidas y Otras Medidas”, gestiona la operación de los embalses de control. En ella, se define como embalse de control, declarado como tal por la Dirección General de Aguas, a aquel que contribuye a la regulación de las crecidas.

Para calificar una obra de embalse como de control, la DGA considera, entre otras características, el volumen de regulación del respectivo embalse y la localización de éste respecto de la cuenca hidrográfica. Adicionalmente se verifica que la obra en estudio permita regular las crecidas de los caudales de agua, con el objetivo de evitar o mitigar las situaciones de peligro para la vida, la salud o los bienes de la población.

En el presente capítulo se entregan algunos de los antecedentes que permitirán a la autoridad pertinente, en este caso la DGA, definir si el embalse en estudio corresponde a un embalse de control. Los aspectos aquí abordados corresponden a la capacidad de regulación del embalse, la cercanía de lugares habitados y la vulnerabilidad de dichos lugares frente a un evento de crecidas.

11.6.2. OBJETIVOS

Los objetivos principales de este análisis sobre la pertinencia de utilización del embalse como embalse de control de crecidas son los siguientes:

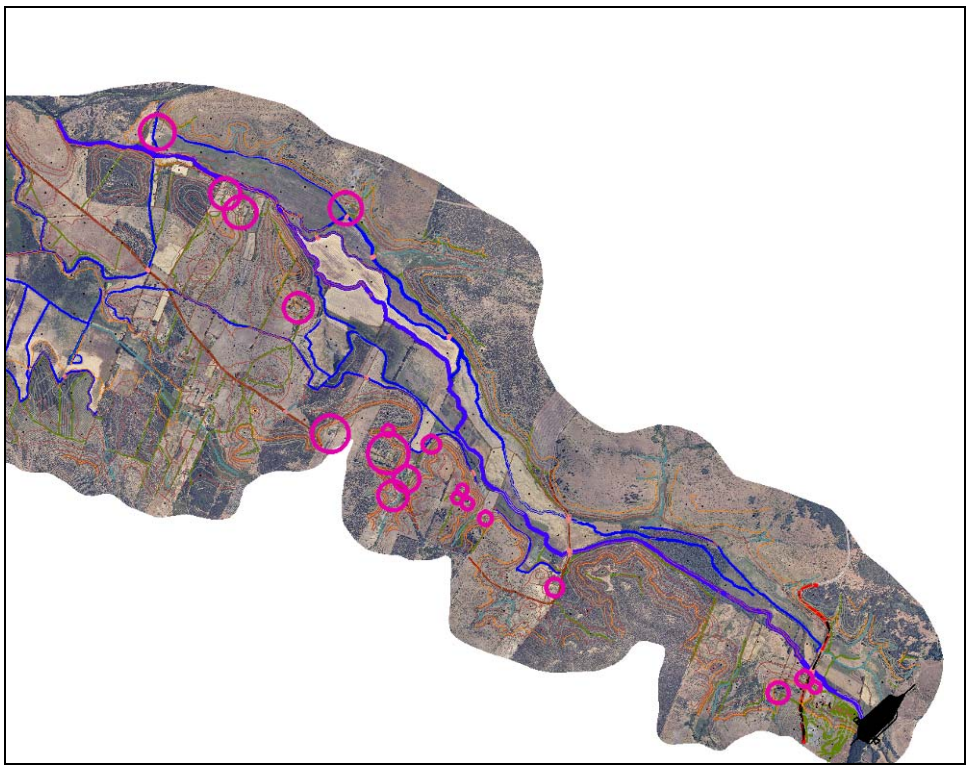
- Determinar la capacidad de regulación del embalse ante un evento de crecidas.
- Definir la localización del embalse en la cuenca y caracterizar los lugares habitados ubicados aguas abajo de dicho embalse.
- Determinar la vulnerabilidad de los sectores localizados aguas abajo del embalse ante un evento de crecidas.
- Realizar los cálculos hidráulicos que permitan el análisis comparativo de las situaciones aguas abajo de la presa con y sin embalse, esto es, con y sin laminación mediante la determinación de la extensión de la zona inundable en ambos casos, con anchos de lámina de agua, calados y velocidades como principales resultados, entre otros.

11.6.3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LUGARES HABITADOS

Desde el punto de emplazamiento de la presa sobre el Estero Quilmo, hasta la desembocadura de éste último con el río Chillán, a unos 7 kilómetros de distancia, no existe ningún núcleo de población. Apenas existen algunas viviendas diseminadas, que se distribuyen mayoritariamente en la margen izquierda del estero. Estas viviendas están construidas con madera principalmente.

En la figura siguiente se muestra la ubicación de las viviendas a lo largo del cauce analizado.

Figura 11-116. Ubicación de viviendas



Las infraestructuras lineales que cruzan el estero antes de su confluencia en el río Chillán, son:

- Carretera N-59-Q.
- Carretera N-601.

Aguas abajo de la junta del estero Quilmo y del río Chillán se tiene el cruce con la Autopista Panamericana Sur y con la línea de ferrocarril.

11.6.4. EFECTO LAMINADOR DEL EMBALSE

11.6.4.1. METODOLOGÍA SEGUIDA

Se ha calculado la laminación del embalse para periodos de retorno entre 25 y 10.000 años a partir de los hidrogramas obtenidospreviamente.

La presa considerada es la de cota de coronación 104 m.

11.6.4.2. RESULTADOS DEL CÁLCULO DE LA LAMINACIÓN

En la tabla siguiente se presenta el resumen de los resultados para los periodos de retorno en que se ha calculado la laminación del embalse.

Tabla 11-130. Resumen laminación del embalse

T años	Qentrada m^3/s	Qsalida m^3/s	% de laminación
25	154.4	133.6	13%
50	178.3	156.3	12%
100	203.9	180.8	11%
200	231.3	206.8	11%
500	270.8	244.3	10%
1000	305.1	277.3	9%
2000	341.0	310.0	9%
5000	393.7	353.1	10%
10000	437.7	388.77	11%

Como se puede ver, el efecto laminador de la presa no es muy notable, ni siquiera para periodos de retorno bajos.

11.6.5. ESTUDIO DE INUNDACIÓN

11.6.5.1. GENERALIDADES

Con el fin de estimar las zonas que se verían inundadas por inundaciones provocadas por las crecidas del estero Quilmo para varios caudales asociados a distintos periodos de retorno, tanto sin la presa como con la presa y poder hacer una comparativa de ambas situaciones se ha realizado el cálculo hidráulico específico en un tramo de cauce desde la presa hacia aguas abajo de 7,25 km aproximadamente.

Los caudales de cálculo son los correspondientes a periodos de retorno 100, 200 y 500 años, en situación sin presa y con presa.

11.6.5.2. METODOLOGÍA

11.6.5.2.1. Herramienta de cálculo utilizada

El estudio del funcionamiento hidráulico se ha realizado mediante la herramienta HEC-RAS versión 4.1 (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), software desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos. Este programa permite la simulación hidráulica en régimen permanente o transitorio unidimensional de una red de cauces naturales, encauzados o canalizados con el fin de obtener el perfil de la superficie para flujo subcrítico, supercrítico o mixto, mediante la resolución de la ecuación de la energía por el *Standard Step Method* (método paso a paso), además de admitir la inserción en el sistema fluvial de estructuras hidráulicas como puentes, vertederos, compuertas, etc.

11.6.5.3. RESULTADOS

En general, se puede observar que los resultados son muy similares son cambios significativos para los caudales estudiados comparativamente con y sin laminación. Las ocupaciones de lámina de agua no se reducen significativamente por efecto de la laminación, que es baja como se ha visto anteriormente, tampoco se reducen los calados ni varían notablemente las velocidades. En general, para cada caudal simulado hidráulicamente, no hay diferencias destacables en la situación con y sin presa.

11.6.5.4. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD FÍSICA

Se realiza a nivel de prefactibilidad un análisis previo de vulnerabilidad en base a los cálculos hidráulicos realizados.

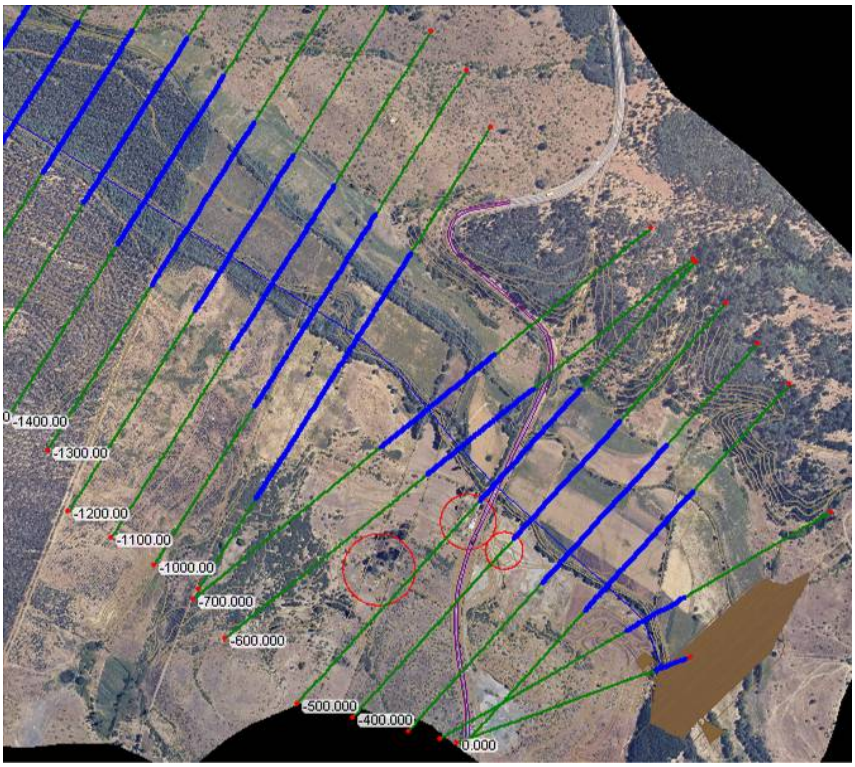
Como se ha indicado anteriormente, aguas abajo de la presa existen dos carreteras susceptibles de ser consideradas en el análisis de vulnerabilidad y unas cuantas ubicaciones de viviendas en pequeños núcleos o aisladas.

11.6.5.4.1. Carreteras

Carretera N-59-Q.

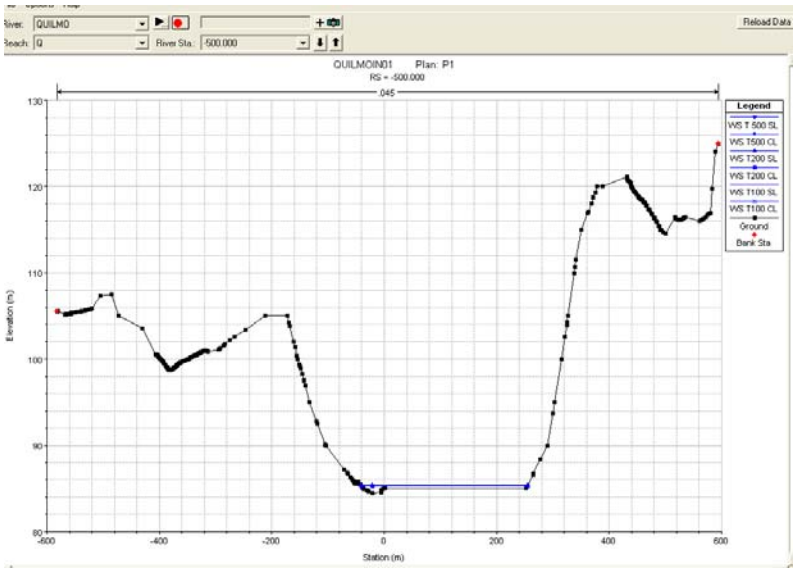
En la figura siguiente se muestra la planta con la lámina de inundación para periodo de retorno 500 años sin presa. La sección RS-500 corta la carretera, como puede verse y ésta se ve inundada en una longitud de unos 300 m aproximadamente. Esta carretera se vería, por tanto afectada por la inundación, si bien en esta sección el calado es de 0,40 m. Puesto que el cálculo se ha realizado considerando la cota del lecho pero no se ha introducido la carretera ni sus posibles obras de drenaje transversal, se requerirá en planteamientos y análisis futuros de detalle a partir de este resultado previo, un estudio que incluya el análisis detallado de esta carretera, considerando si ejerce una barreta al flujo y sobreelevaciones aguas arriba, si dispone de obras de drenaje y estas son suficientes, si procede la ejecución de obras de drenaje transversal adicionales, etc.

Figura 11-117. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-59-Q.



En la figura siguiente se incluye la sección transversal RS-500 que cruza la carretera.

Figura 11-118. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa.

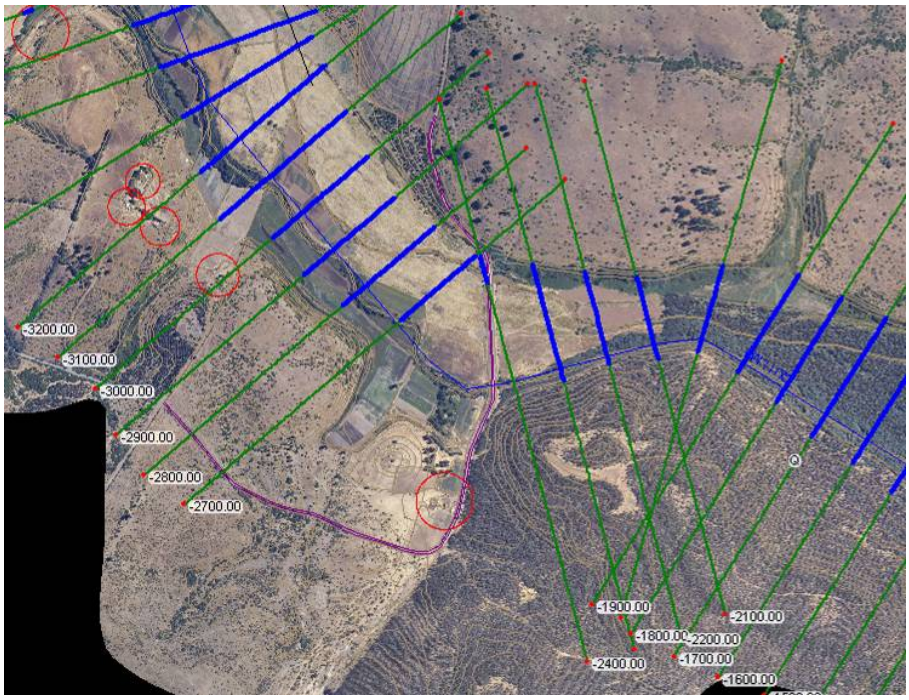


Carretera N-601.

Se hace un análisis similar al caso anterior.

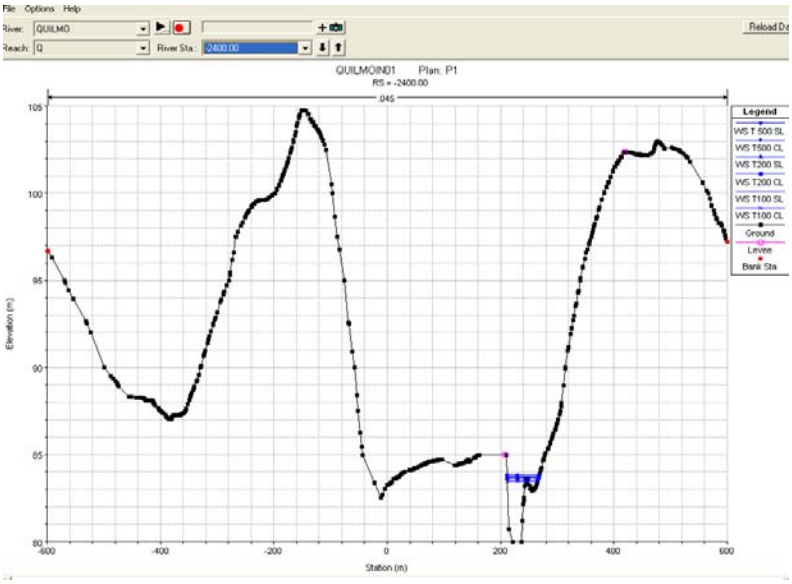
En la figura se muestra la planta en el entorno de la sección RS-2400 que cruza la carretera. En este caso se ve que la inundación se concentra hacia la margen derecha afectando a una longitud de carretera de 57 m para T=500 años sin carretera. Se hacen las mismas observaciones que en el caso anterior, puesto que el cálculo se ha realizado considerando la cota del lecho pero no se ha introducido la carretera ni sus posibles obras de drenaje transversal, se requerirá en planteamientos y análisis futuros de detalle a partir de este resultado previo, un estudio que incluya el análisis detallado de esta carretera, considerando si ejerce una barreta al flujo y sobreelevaciones aguas arriba, si dispone de obras de drenaje y estas son suficientes, si procede la ejecución de obras de drenaje transversal adicionales, etc.

Figura 11-119. Planta lámina inundación T=500 años sin presa entorno carretera N-601.



En la figura siguiente se incluye la sección transversal RS-500 que cruza la carretera. En este caso el calado para T=500 años sin carretera es de 3,84 m, considerablemente elevado.

Figura 11-120. Sección transversa RS-500. T=100, 200 y500 años, con presa y sin presa.



11.6.5.4.2. Viviendas

En cuanto a las viviendas, en general no se ven afectadas por la inundación.

11.6.6. CONCLUSIONES

Del análisis de la utilización del embalse del estero Quilmo como embalse de control, se deduce que, dada la reducida laminación que se genera y la nula afección a carreteras y viviendas, no habiendo prácticamente diferencias apreciables hidráulicamente entre la situación sin presa y con presa, no procede utilizar el embalse como embalse de control.

12. ESTUDIO DE TENENCIA DE TIERRA

El objetivo de este estudio es identificar los propietarios de los terrenos donde se emplazarán las obras del proyecto Estudio de Prefactibilidad del Proyecto “Construcción embalses estacionales del Secano, Provincia de Ñuble”,

El alcance del estudio comprende:

- La identificación de los propietarios a nivel de prefactibilidad del embalse propuesto en el estero Quilmo y de los canales de trasvase que complementan el sistema.
- Estimación de los costos asociados.

De acuerdo a lo expuesto en este estudio, Los predios involucrados donde se emplazarán las obras del futuro embalse Quilmo son 23.

En el **área de inundación** hay 7 predios con uso forestal:

- ✓ Dos predios pertenecientes a Forestal Celco.
- ✓ Un predio perteneciente a Masisa Forestal.
- ✓ Dos predios pertenecientes a Leonardo Olivares Navarrete.
- ✓ Uno predio perteneciente a Leónidas Flores Muñoz.
- ✓ Uno predio perteneciente a Luis Venegas Briones.

En el caso del **canal matriz izquierdo**, el número de predios afectados es de 36 (aunque hay predios afectados en varias ocasiones, siendo el total de afecciones a predios de 64). El destino de los predios es agrícola menos 5 que son forestales y un predio donde se ubica una escuela. Además, se han previsto varios cruces con infraestructuras:

- Un cruce con la carretera N-59-Q.
- Seis cruces con la carretera N-601.
- Un cruce con la autopista de la ruta 5.
- Dos cruces con la autopista de la ruta 152.
- Un cruce con la línea del ferrocarril.

En el caso del **canal matriz derecho** el número predios afectados es de 6. El destino de los predios es agrícola menos uno que es forestales. Además, se han previsto varios cruces con infraestructuras:

- Un cruce con la carretera N-59-Q.
- Un cruce con la carretera N-601.

En el caso de los **canales derivados**, el número de predios afectados es el siguiente:

- **Canal derivado 1:** 3 predios afectados, todos con uso agrícola.
- **Canal derivado 2:** 2 predios afectados.

En el caso del trazado del **nuevo camino** en el área del embalse, el número de predios afectados es de 9, siendo uno de ellos de uso forestal (perteneciente a Forestal Celco) y el resto son de uso agrícola.

En el caso de algún predio de uso forestal se encuentre sujeto a un Plan de Manejo aprobado por CONAF, se deberá indemnizar al propietario, incluyen el valor comercial de las plantaciones y de los eventuales subsidios o bonificaciones que haya recibido por parte del para efectos de realizar las plantaciones y ejecutar su reforestación, en el marco del Decreto Ley 701/1974, del Ministerio de Agricultura (que somete a los terrenos forestales a las disposiciones que señala) y que debe devolver a reintegrar al estado, en caso de no poder continuar ejecutando el respectivo plan de manejo.

Se presume que la probabilidad de cambios en la información proporcionada por el CIREN y complementada con la entrevista y los datos obtenidos del SII y CBR, es muy baja desde el punto de vista de la identificación de los propietarios, así como en la información de las dimensiones de los predios ya que se disponen de planos del SII obtenidos en el CIREN CORFO.

No obstante, hay que destacar que debido a la proximidad del área de estudio a las comunas de Chillán Viejo y de Chillán, en el futuro algunos predios pueden dividirse en parcelas para tener un uso residencial o industrial.

Considerando que se trata de un estudio de pre factibilidad, la información presentada es bastante completa y se podrá ampliar y verificar en las siguientes etapas de Ingeniería del proyecto.

13. EVALUACIÓN ECONÓMICA

13.1. METODOLOGIA.

13.1.1. MÉTODO DE LA PRODUCTIVIDAD MARGINAL. MÉTODO DEL PRESUPUESTO.

Los indicadores de rentabilidad determinados corresponden al Valor Actual Neto (VAN), Tasa Interna de Retorno (TIR), VAN/Inversión (VAN/I) y razón n/k que es la razón entre los flujos positivos y los flujos negativos. Estos indicadores son comúnmente utilizados en este tipo de evaluación.

Los parámetros básicos de ingreso para el cálculo de estos indicadores son los costos de inversión y mantenimiento, el beneficio anual esperado y las tasas de descuento.

A precios privados se considera una tasa de descuento del 10% y para sociales del 6%, basándose en los requerimientos de la CNR. Se consideró como horizonte de evaluación un período de 30 años. Debe hacerse notar que no se incluyen impuestos de ningún tipo.

En general, el VAN se calcula con la siguiente ecuación:

$$VAN = \sum_{t=1}^{30} \left(\frac{B_t - O_t - I_t}{(1+r)^t} \right) - I$$

dónde:

VAN : Valor actual neto

B : Beneficios del proyecto

I : Inversión inicial

O_i : Operación y mantención anual al año i

I_i : Inversión anual (durante el período de construcción)

r : Tasa de descuento

Por otra parte, la TIR se calcula como la tasa de descuento que hace que el VAN sea igual a cero:

$$\sum_{t=1}^{30} \left(\frac{B_t - O_t - I_t}{(1+TIR)^t} \right) - I = 0$$

Adicionalmente el IVAN se calcula como la razón entre el VAN calculado anteriormente y la inversión actualizada (I_{act}) dada por:

$$I_{act} = \sum_{t=1}^{30} \frac{I_t}{(1+r)^t} + I$$

13.1.2. VALIDACIONES DE LA EVALUACIÓN

13.1.2.1. MÉTODO DEL VALOR INCREMENTAL DE LA TIERRA

Este método se basa en el enfoque de los Precios Hedónicos, en el cual el precio de un bien se debe a una serie de tributos de dicho bien, entre los que se encuentran la disponibilidad de agua, el tipo de suelo, la aptitud de uso y los cultivos que en la práctica se desarrollan. En un escenario con proyecto cada una de las características mencionadas debería incrementar el valor de la tierra, por lo que se asume que este correspondería a su beneficio.

13.1.2.2. MÉTODO DEL VALOR DE MERCADO DE LAS TRANSACCIONES DE DERECHOS DE APROVECHAMIENTOS DE AGUA.

En este caso se considera el mercado del agua para determinar el valor económico del agua asociada al proyecto, en cuanto a un mayor volumen disponible o el costo evitado para la compra de nuevos derechos de aprovechamiento de aguas.

Cabe destacar que los métodos del valor incremental de la tierra y las transacciones de los derechos de aprovechamiento de aguas son utilizados como chequeo al método del presupuesto, el cual determina la rentabilidad directa del proyecto.

13.2. NORMAS DE EVALUACION.

La evaluación social se ha realizado considerando los lineamientos entregados en el documento “Metodología de Preparación y Evaluación de Proyectos de Riego”, del Ministerio de Planificación (MIDESO) así como en el documento “Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego” (Consejo Ministros para La Comisión nacional de Riego, 2011)

Conforme a las indicaciones consensuadas con CNR, la evaluación económica social del proyecto se realizó para una tasa de descuento de 6 %, mientras que la evaluación a privada consideró una tasa de descuento del 10%.

En base a esta metodología se ha considerado una Situación Actual, una Situación Sin Proyecto y una Situación Futura o con proyecto, para cada una de las cuales se han estimado sus respectivos costos y beneficios para un horizonte de evaluación de 30 años. La diferencia de costos y beneficios entre la situación futura o con proyecto y la situación sin proyecto permite obtener los beneficios netos atribuibles al proyecto.

Los costos y beneficios del proyecto se presentan en pesos ($).

Los beneficios asociados al proyecto se han estimado considerando el Método del Presupuesto, que en términos generales corresponden al aumento en la producción agrícola - ganadera, por la mayor disponibilidad de agua debido a la realización de las obras de regulación que permiten otorgar seguridad de riego a una superficie dada.

La producción agrícola, que refleja los beneficios del proyecto, depende de las cosechas de los cultivos, los cuales se han estructurado conforme a la proyección efectuada con las bases del estudio agronómico de la zona.

Los beneficios del proyecto se generan al aumentar la seguridad de riego para las tierras beneficiadas, permitiendo una mayor producción; ya sea por aumentar la superficie regada en cada año, como por permitir un cambio a cultivos más rentables, al disminuir el riesgo del abastecimiento de agua.

Para obtener estos beneficios, se han determinado los márgenes netos de cada cultivo, en la Situación Actual Optimizada y Situación Con Proyecto, por agrupación predial y para la totalidad de la superficie de riego.

En tanto, los costos asociados al proyecto corresponden a los costos de inversión, de mantención y a la mayor utilización de recursos debido al proyecto.

Entre los costos más importantes del proyecto está los relacionados con la inversión en la infraestructura hidráulica, donde los ítems más importantes son el pago por concepto de las expropiaciones de terrenos que serán inundados por el embalse y las obras civiles de la presa y red de distribución del riego (canales). Respecto a los costos de operación y mantención estos consideran los necesarios para la operación de embalses, limpieza de canales, energía, repuestos, etc.

Una vez obtenido los costos y beneficios de la habilitación del sistema de regulación se han determinado los indicadores económicos de cada alternativa de embalse por separado, determinando el flujo anual de beneficios durante el horizonte de evaluación, a partir de lo cual se ha calculado el Valor Actual Neto de estos flujos (VAN), y la tasa interna de retorno (TIR)

Los beneficios del sistema vendrán dados por la diferencia de los márgenes netos agrícolas, entre la situación con proyecto y la situación actual optimizada. La alternativa que maximice la rentabilidad del proyecto, medida como el VAN permite determinar el tamaño óptimo del mismo.

13.3. COSTOS

13.3.1. COSTOS OBRAS DE EMBALSE.

A partir de las mediciones y cubicaciones realizadas para las distintas alternativas se obtienen los costos de inversión correspondientes una vez aplicado el cuadro de precios unitario.

A continuación se presentan los **costos directos privados** de las alternativas planteadas para las distintas alturas de presa. En el **Subanexo Nº2 del Anexo I** se incluyen tanto los costos directos privados como sociales.

Tabla 13-131. Costos directos privados y cubicación de presa cota coronación 100,50 msnm

PRESUPUESTO (COSTOS DIRECTOS PRIVADOS) PRESA QUILMO MATERIALES SUELTOS COTA CORONACIÓN 100,50 msnm						
ITEM	CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	MEDICIÓN	PRECIO UNITARIO (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
A.1.-		**MURO PRESA**				**4.436.148.316**
A.1.1.-	1	ESCARPE	m^3	23.015,00	1.300	29.914.013
A1.2.-	2	EXCAVACIÓN PLATAFORMA MATERIAL COMÚN	m^3	212.225,32	2.080	441.413.659
A.1.3.-	3	EXCAVACIÓN PLATAFORMA ROCA	m^3	2.143,69	8.860	18.993.811
A.1.4.-	4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	26.212,08	34.200	896.457.000
A.1.5.-	5	MAT. FILTRO (RELLENO 2)	m^3	48.046,02	7.846	376.963.083
A.1.6.-	6	MAT. SEMIPERMEABLE (RELLENO 1B)	m^3	117.517,64	7.846	922.028.752
A.1.7.-	7	MAT. IMPERMEABLE (RELLENO 1A)	m^3	207.368,44	7.846	1.626.986.914
A.1.8.-	8	MAT. ATAGUÍA Y CONTRATAGUÍA	m^2	17.931,32	6.881	123.391.084
A.2.-		**IMPERMEABILIZACIÓN Y CONTROL SUBPRESIÓN PRESA**				**1.527.103.240**
A.2.1.-	9	TRANSPORTE, MONTAJE Y RETIRADA DE EQUIPO DE JET GROUTING	gl	1,00	16.885.250	16.885.250
A.2.2.-	10	CAMPO DE PRUEBAS DEFINICION PARAMETROS JET GROUTING	gl	1,00	44.605.112	44.605.112
A.2.3.-	11	PERFORACIÓN EN SUELO SIN INYECCIÓN PARA COLUMNA JET GROUTING	m	8.210,90	80.156	658.151.415
A.2.4.-	12	VELO SÚPER JET Ø 2,5 METROS SUMINISTRO CEMENTO HASTA 1700 KG	m	3.506,25	228.598	801.521.061
A.2.5.-	13	POZOS DRENANTES DE GRAVAS ENCAMISADOS	m	45,00	132.009	5.940.403
A.3.-		**VERTEDERO DE EXCEDENCIAS, Y SISTEMA DE CAPTACIÓN Y ENTREGA**				**5.849.366.546**
A.3.1.-	14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	28.511,64	160.015	4.562.286.238
A.3.2.-	15	ENFIERRADURA	kg	1.425.581,89	831	1.184.577.009
A.3.3.-	16	REJA HIDRÁULICA	kg	1,00	3.020	3.020
A.3.4.-	17	TUBERÍA DE ENTREGA DEL EMBALSE D = 1000 m.	m	133,00	368.081	48.954.824
A.3.5.-	18	VÁLVULAS DE SEGURIDAD TIPO MARIPOSA	ud	1,00	22.116.706	22.116.706
A.3.6.-	19	CASA DE VÁLVULAS	ud	1,00	18.487.500	18.487.500
A.3.7.-	20	CÁMARA DE SALIDA DE LA TUBERÍA	ud	1,00	12.941.250	12.941.250
A.4.-		**AUSCULTACIÓN**				**114.622.500**
A.4.1.-	21	SUMINISTRO E INSTALACIÓN	gl	1,00	114.622.500	114.622.500
A.6.-		**INSTALACIÓN DE FAENAS**				**107.579.125**
A.6.1.-	38	INSTALACIÓN	m^2	1,00	107.579.125	107.579.125
A.7.-		**SERVICIOS AFECTADOS**				**325.297.254**
A.7.1.-	1	ESCARPE	m^3	14.794,50	1.300	19.229.323
A.7.2.-	2	EXCAVACIÓN PLATAFORMA MATERIAL COMÚN	m^3	10.869,90	2.080	22.608.623
A.7.3.-	28	RELLENO PROCEDENTE DE EXCAVACIÓN	m^3	42.752,80	1.854	79.260.797
A.7.4.-	31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	10.788,60	7.846	84.646.011
A.7.5.-	39	SERVICIOS AFECTADOS (LÍNEAS ELÉCT., OBRAS HIDRÁULICAS, ...)	gl	1	119.552.500	119.552.500
A.8.-		**CONTROL DE CALIDAD**				**123.601.170**
A.8.1.-	43	CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	%	1	1,00%	123.601.170
					PRESUPESTO TOTAL	**12.483.718.150**

Tabla 13-132. Costos directos privados y cubicación de presa cota coronación 101,50 msnm

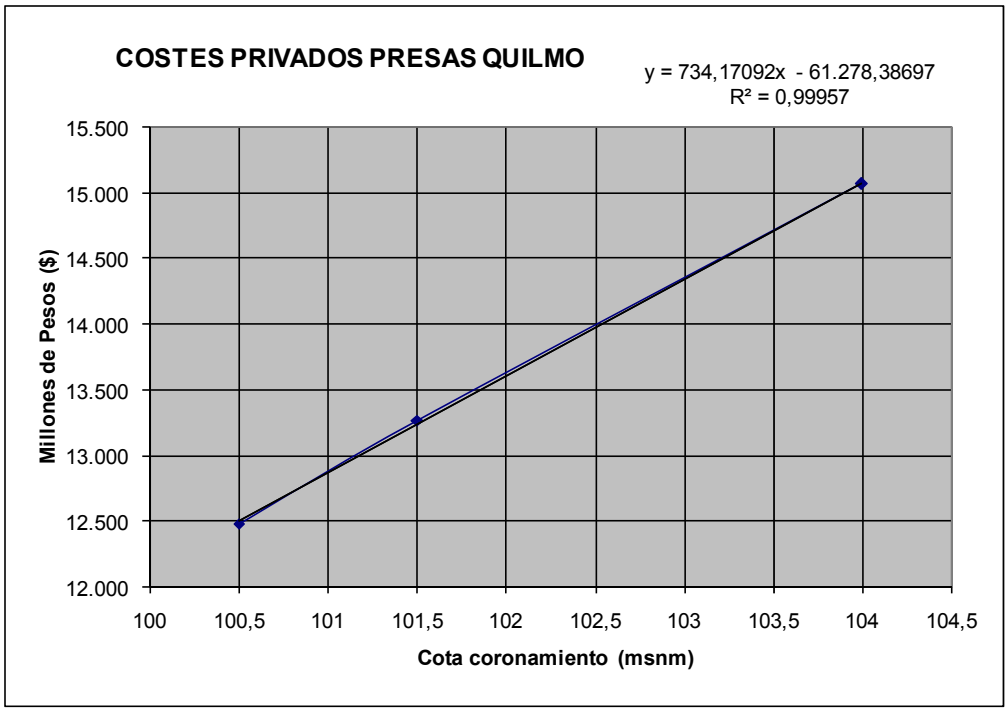
PRESUPUESTO (COSTOS DIRECTOS PRIVADOS) PRESA QUILMO MATERIALES SUELTOS COTA CORONACIÓN 101,50 msnm						
ITEM	CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	MEDICIÓN	PRECIO UNITARIO (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
A.1.-		**MURO PRESA**				**4.917.134.849**
A.1.1.-	1	ESCARPE	m^3	25.351,97	1.300	32.951.510
A1.2.-	2	EXCAVACIÓN PLATAFORMA MATERIAL COMÚN	m^3	224.119,09	2.080	466.151.865
A.1.3.-	3	EXCAVACIÓN PLATAFORMA ROCA	m^3	2.263,83	8.860	20.058.284
A.1.4.-	4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	27.652,32	34.200	945.713.385
A.1.5.-	5	MAT. FILTRO (RELLENO 2)	m^3	51.905,82	7.846	407.246.591
A.1.6.-	6	MAT. SEMIPERMEABLE (RELLENO 1B)	m^3	137.053,68	7.846	1.075.306.096
A.1.7.-	7	MAT. IMPERMEABLE (RELLENO 1A)	m^3	235.323,14	7.846	1.846.316.034
A.1.8.-	8	MAT. ATAGUÍA Y CONTRATAGUÍA	m^2	17.931,32	6.881	123.391.084
A.2.-		**IMPERMEABILIZACIÓN Y CONTROL SUBPRESIÓN PRESA**				**1.617.404.310**
A.2.1.-	9	TRANSPORTE, MONTAJE Y RETIRADA DE EQUIPO DE JET GROUTING	gl	1,00	16.885.250	16.885.250
A.2.2.-	10	CAMPO DE PRUEBAS DEFINICION PARAMETROS JET GROUTING	gl	1,00	44.605.112	44.605.112
A.2.3.-	11	PERFORACIÓN EN SUELO SIN INYECCIÓN PARA COLUMNA JET GROUTING	m	8.827,69	80.156	707.590.627
A.2.4.-	12	VELO SÚPER JET Ø 2,5 METROS SUMINISTRO CEMENTO HASTA 1700 KG	m	3.685,00	228.598	842.382.919
A.2.5.-	13	POZOS DRENANTES DE GRAVAS ENCAMISADOS	m	45,00	132.009	5.940.403
A.3.-		**VERTEDERO DE EXCEDENCIAS, Y SISTEMA DE CAPTACIÓN Y ENTREGA**				**6.057.802.000**
A.3.1.-	14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	29.545,74	160.015	4.727.757.759
A.3.2.-	15	ENFIERRADURA	kg	1.477.286,93	831	1.227.540.942
A.3.3.-	16	REJA HIDRÁULICA	kg	1,00	3.020	3.020
A.3.4.-	17	TUBERÍA DE ENTREGA DEL EMBALSE D = 1000 m.	m	133,00	368.081	48.954.824
A.3.5.-	18	VÁLVULAS DE SEGURIDAD TIPO MARIPOSA	ud	1,00	22.116.706	22.116.706
A.3.6.-	19	CASA DE VÁLVULAS	ud	1,00	18.487.500	18.487.500
A.3.7.-	20	CÁMARA DE SALIDA DE LA TUBERÍA	ud	1,00	12.941.250	12.941.250
A.4.-		**AUSCULTACIÓN**				**114.622.500**
A.4.1.-	21	SUMINISTRO E INSTALACIÓN	gl	1,00	114.622.500	114.622.500
A.6.-		**INSTALACIÓN DE FAENAS**				**107.579.125**
A.6.1.-	35	INSTALACIÓN	m^2	1,00	107.579.125	107.579.125
A.7.-		**SERVICIOS AFECTADOS**				**324.925.070**
A.7.1.-	1	ESCARPE	m	14.794,50	1.300	19.229.323
A.7.2.-	2	EXCAVACIÓN PLATAFORMA MATERIAL COMÚN		10.869,90	2.080	22.608.623
A.7.3.-	28	RELLENO PROCEDENTE DE EXCAVACIÓN		42.752,80	1.854	79.260.797
A.7.4.-	31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA		10.788,60	7.846	84.646.011
A.7.5.-	37	SERVICIOS AFECTADOS (LÍNEAS ELÉCT., OBRAS HIDRÁULICAS, ...)	gl	1	119.180.316	119.180.316
A.8.-		**CONTROL DE CALIDAD**				**131.394.679**
A.8.1.-	43	CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	%		1,00%	131.394.679
					PRESUPESTO TOTAL	**13.270.862.533**

Tabla 13-133. Costos directos privados y cubicación de presa cota coronación 104,00 msnm

PRESUPUESTO (COSTOS DIRECTOS PRIVADOS) PRESA QUILMO MATERIALES SUELTOS COTA CORONACIÓN 104 msnm						
ITEM	CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	MEDICIÓN	PRECIO UNITARIO (Pesos)	IMPORTE (Pesos)
A.1.-		**MURO PRESA**				**6.067.547.159**
A.1.1.-	1	ESCARPE	m^3	31.281,91	1.300	40.659.018
A1.2.-	2	EXCAVACIÓN PLATAFORMA MATERIAL COMÚN	m^3	249.752,20	2.080	519.466.925
A.1.3.-	3	EXCAVACIÓN PLATAFORMA ROCA	m^3	2.522,75	8.860	22.352.404
A.1.4.-	4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	30.384,72	34.200	1.039.161.820
A.1.5.-	5	MAT. FILTRO (RELLENO 2)	m^3	78.839,66	7.846	618.566.156
A.1.6.-	6	MAT. SEMIPERMEABLE (RELLENO 1B)	m^3	177.917,31	7.846	1.395.917.048
A.1.7.-	7	MAT. IMPERMEABLE (RELLENO 1A)	m^3	294.171,47	7.846	2.308.032.704
A.1.8.-	8	MAT. ATAGUÍA Y CONTRATAGUÍA	m^2	17.931,32	6.881	123.391.084
A.2.-		**IMPERMEABILIZACIÓN Y CONTROL SUBPRESIÓN PRESA**				**1.655.329.115**
A.2.1.-	9	TRANSPORTE, MONTAJE Y RETIRADA DE EQUIPO DE JET GROUTING	gl	1,00	16.885.250	16.885.250
A.2.2.-	10	CAMPO DE PRUEBAS DEFINICION PARAMETROS JET GROUTING	gl	1,00	44.605.112	44.605.112
A.2.3.-	11	PERFORACIÓN EN SUELO SIN INYECCIÓN PARA COLUMNA JET GROUTI	m	9.104,76	80.156	729.799.332
A.2.4.-	12	VELO SÚPER JET Ø 2,5 METROS SUMINISTRO CEMENTO HASTA 1700 K	m	3.753,75	228.598	858.099.018
A.2.5.-	13	POZOS DRENANTES DE GRAVAS ENCAMISADOS	m	45,00	132.009	5.940.403
A.3.-		**VERTEDERO DE EXCEDENCIAS, Y SISTEMA DE CAPTACIÓN Y ENTREGA**				**6.647.382.906**
A.3.1.-	14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	32.470,80	160.015	5.195.810.806
A.3.2.-	15	ENFIERRADURA	kg	1.623.539,91	831	1.349.068.800
A.3.3.-	16	REJA HIDRÁULICA	kg	1,00	3.020	3.020
A.3.4.-	17	TUBERÍA DE ENTREGA DEL EMBALSE D = 1000 m.	m	133,00	368.081	48.954.824
A.3.5.-	18	VÁLVULAS DE SEGURIDAD TIPO MARIPOSA	ud	1,00	22.116.706	22.116.706
A.3.6.-	19	CASA DE VÁLVULAS	ud	1,00	18.487.500	18.487.500
A.3.7.-	20	CÁMARA DE SALIDA DE LA TUBERÍA	ud	1,00	12.941.250	12.941.250
A.4.-		**AUSCULTACIÓN**				**114.622.500**
A.4.1.-	21	SUMINISTRO E INSTALACIÓN	gl	1,00	114.622.500	114.622.500
A.6.-		**INSTALACIÓN DE FAENAS**				**107.579.125**
A.6.1.-	38	INSTALACIÓN	m^2	1,00	107.579.125	107.579.125
A.7.-		**SERVICIOS AFECTADOS**				**324.925.070**
A.7.1.-	1	ESCARPE	m^3	14.794,50	1.300	19.229.323
A.7.2.-	2	EXCAVACIÓN PLATAFORMA MATERIAL COMÚN	m^3	10.869,90	2.080	22.608.623
A.7.3.-	28	RELLENO PROCEDENTE DE EXCAVACIÓN	m^3	42.752,80	1.854	79.260.797
A.7.4.-	31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	10.788,60	7.846	84.646.011
A.7.5.-	39	SERVICIOS AFECTADOS (LÍNEAS ELÉCT., OBRAS HIDRÁULICAS, ...)	gl	1	119.180.316	119.180.316
A.8.-		**CONTROL DE CALIDAD**				**149.173.859**
A.8.1.-	43	CONTROL DE CALIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN DE LAS OBRAS	%		1,00%	149.173.859
					PRESUPESTO TOTAL	**15.066.559.733**

Obtenidos los costos directos de tres de las alternativas en estudio, se han analizado en conjunto ajustando una línea de tendencia lineal para obtener los costos directos dependientes de la altura de muro. A continuación se represente el ajuste y la ecuación obtenida:

Figura 13-121. Relación costo directo privado – cota coronación muro.



A continuación se aporta la tabla 4-4 como resumen de los costos privados:

Tabla 13-134. Costos directos privados para todas las alturas de muro estudiadas

Cota Coronación muro (msmn)	Costo Directo Privado (Millones $)
100,50	12.483,718
101,50	13.270,863
102,00	13.607,044
102,50	13.974,130
103,00	14.341,215
104,00	15.066,560

De igual forma se han elaborado los costes directos sociales para las distintas alturas de muro estudiadas, que han sido incluidos en el SubAnexo Nº2 del Anexo I.

A continuación se aporta la tabla 13-135 como resumen de los costos sociales:

Tabla 13-135. Costos directos sociales para todas las alturas de muro estudiadas

Cota Coronación muro (msmn)	Costo Directo Social (Millones $)
100,50	12.289,551
101,50	12.938,675
102,00	13.309,079
102,50	13.654,799
103,00	14.000,518
104,00	14.699,010

13.3.2. COSTOS OBRAS DE RED DE RIEGO.

Se ha obtenido el costo de directo de construcción de los canales matrices y derivados, y sus obras complementarias, para el suministro de agua a las distintas superficies de riego planteadas.

Se ha estudiado de manera exhaustiva la red de canales necesaria para abastecer a los predios incluidos en los escenarios 1 y 2, pues son aquellos que por las condiciones de la orografía del terreno y los condicionantes hidráulicos (red de canales con flujo en lámina libre), presentan las mejores condiciones para su puesta en regadío. Para el resto de escenarios, como ya se ha indicado en el apartado anterior, se adoptarán los costos del escenario 1 y se incrementarán los costos prediales para tener en cuenta las obras complementarias que permitan regar los predios situados por encima de la cota de los canales.

A continuación se presentan los costos directos privados de la red de distribución de canales para dar servicio al escenario 1 (demandas 1 y 2) y al escenario 2 (demandas 1, 2 y 3) en las tablas 13-136 a 13-141.

Tabla 13-136. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 1

PRESUPUESTO PRECIOS PRIVADOS CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 1 (DEMANDAS 1,2 Y 3)		MEDICIÓN									
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	CANAL D3	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN										
22	DESBROCE PRADERA	m^2	194.363	283	14.562.052	37.408.587		779.560	999.987	1.254.464	55.004.649
23	DESBROCE BOSQUE	m^2	167.574	1.095	40.323.742	133.048.394		2.600.582	3.335.919	4.184.845	183.493.481
24	DESTOCONADO	ud	18.477	1.253	5.877.823	15.997.051		328.123	420.903	528.014	23.151.914
25	TALADO	ud	0	4.859							0
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	m^3	126.550	3.597	189.658.384	232.551.758	8.340.724	6.333.152	8.123.906	10.191.279	455.199.203
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	m^3	104.615	9.127	394.976.616	487.184.538	21.163.688	13.232.417	16.973.997	21.293.545	954.824.801
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	m^3	302.240	1.854	193.596.384	330.772.075	5.372.238	7.865.527	10.089.572	12.657.170	560.352.966
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO	m^2		2.892							
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES	m^2		5.898							
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	40.041	7.846	53.659.579	229.104.142	14.892.728	4.241.456	5.440.764	6.825.331	314.163.999
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	1.947	196.625			382.789.550				382.789.550
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	64	204.020		12.241.200		183.618	235.538	295.477	12.955.833
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	445	189.230	11.353.800	68.122.800		1.192.149	1.529.239	1.918.401	84.116.389
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	48	218.810	3.282.150	6.564.300		147.697	189.459	237.673	10.421.279
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	106	223.740		22.374.000		335.610	430.507	540.062	23.680.179
37	AFORO	ud	6	2.483.249	7.449.747	7.449.747		297.990	382.249	479.524	16.059.257
1	ESCARPE	m^3	27.067,10	1.300,00	11.494.080	21.752.250		498.694,95	639.705,25	802.497,62	35.187.227,82
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	121,43	34.200,00	8.550	8.550,00	4.134.780,00	256,50	329,03	412,76	4.152.878,29
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	60,25	160.015,00	336.032	336.031,50	8.928.837,00	10.080,95	12.931,42	16.222,21	9.640.134,57
15	ENFIERRADURA	kg	3.614,71	831,00	104.706	104.706,00	2.782.188,00	3.141,18	4.029,38	5.054,77	3.003.825,33
	SERVICIOS AFECTADOS										
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	m	149	218.811	12.800.444	19.692.990					32.493.434
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	ud	12	65.977.472	263.909.888	527.819.776					791.729.664
					1.203.393.975	2.152.532.896	448.404.733	38.050.054	48.809.035	61.229.972	**3.952.420.665**

Tabla 13-137. Costos directos privados y cubicación de canales para riego escenario 2

PRESUPUESTO PRECIOS PRIVADOS CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 2 (DEMANDAS 1 Y 2)		MEDICIÓN							
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN								
22	DESBROCE PRADERA	189.930	283	14.562.052	37.408.587		779.560	999.987	53.750.186
23	DESBROCE BOSQUE	163.752	1.095	40.323.742	133.048.394		2.600.582	3.335.919	179.308.637
24	DESTOCONADO	18.056	1.253	5.877.823	15.997.051		328.123	420.903	22.623.900
25	TALADO		4.859						
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	123.716	3.597	189.658.384	232.551.758	8.340.724	6.333.152	8.123.906	445.007.924
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	102.282	9.127	394.976.616	487.184.538	21.163.688	13.232.417	16.973.997	933.531.256
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	295.413	1.854	193.596.384	330.772.075	5.372.238	7.865.527	10.089.572	547.695.797
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO		2.892						
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES		5.898						
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	39.171	7.846	53.659.579	229.104.142	14.892.728	4.241.456	5.440.764	307.338.668
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	1.947	196.625			382.789.550	0	0	382.789.550
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	62	204.020		12.241.200	0	183.618	235.538	12.660.356
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	434	189.230	11.353.800	68.122.800	0	1.192.149	1.529.239	82.197.988
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	47	218.810	3.282.150	6.564.300	0	147.697	189.459	10.183.606
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	103	223.740		22.374.000	0	335.610	430.507	23.140.117
37	AFORO	6	2.483.249	7.449.747	7.449.747	0	297.990	382.249	15.579.733
1	ESCARPE	26.449,79	1.300,00	11.494.080	21.752.250	0,00	498.694,95	639.705,25	34.384.730,20
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	121,42	34.200,00	8.550	8.550,00	4.134.780,00	256,50	329,03	4.152.465,53
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	60,14	160.015,00	336.032	336.031,50	8.928.837,00	10.080,95	12.931,42	9.623.912,36
15	ENFIERRADURA	3.608,63	831,00	104.706	104.706,00	2.782.188,00	3.141,18	4.029,38	2.998.770,56
	SERVICIOS AFECTADOS								
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	149	218.811	12.800.444	19.692.990				32.493.434
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	12	65.977.472	263.909.888	527.819.776				791.729.664
				1.203.393.975	2.152.532.896	448.404.733	38.050.054	48.809.035	**3.891.190.693**

Tabla 13-138. Costos directos privados por escenarios

ESCENARIO	VOLUMEN EMBALSE NME (hm^3)	NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	COTA CORONAMIENTO (msnm)	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	COSTO CANALES (Pesos)	SUPERFICIE REGABLE TOTAL (ha)
1	8,213	96,50	101,50	1, 2, 3	3.952.420.665	**953,71**
2	6,744	95,50	100,50	1, 2	3.891.190.693	**673,71**
3	9,810	97,50	102,50	1, 2, 3, 5	3.952.420.665	**1.153,71**
4	10,608	98,00	103,00	1, 2, 3, 6	3.952.420.665	**1.353,71**
5	12,474	99,00	104,00	1, 2, 3, 7	3.952.420.665	**1.753,71**

Tabla 13-139. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 1

PRESUPUESTO PRECIOS SOCIALES CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 1 (DEMANDAS 1,2 Y 3)		MEDICIÓN									
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	CANAL D3	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN										
22	DESBROCE PRADERA	m^2	189.930	282	14.510.596	37.276.401		776.805	996.453	1.250.031	54.810.287
23	DESBROCE BOSQUE	m^2	163.752	1.092	40.213.266	132.683.878		2.593.457	3.326.780	4.173.379	182.990.760
24	DESTOCONADO	ud	18.056	1.249	5.859.059	15.945.983		327.076	419.559	526.329	23.078.005
25	TALADO	ud		4.844							0
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	m^3	123.716	3.547	187.022.043	229.319.179	8.224.784	6.245.118	8.010.979	10.049.616	448.871.719
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	m^3	102.282	9.000	389.480.612	480.405.483	20.869.200	13.048.291	16.737.808	20.997.251	941.538.645
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	m^3	295.413	1.542	161.017.057	275.108.166	4.468.172	6.541.878	8.391.651	10.527.161	466.054.085
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO	m^2		2.846							
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES	m^2		5.810							
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	39.171	7.800	53.344.980	227.760.936	14.805.414	4.216.589	5.408.866	6.785.315	312.322.100
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	1.947	196.165			381.894.022				381.894.022
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	62	203.248		12.194.880		182.923	234.646	294.359	12.906.809
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	434	188.634	11.318.040	67.908.240		1.188.394	1.524.423	1.912.358	83.851.456
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	47	218.261	3.273.915	6.547.830		147.326	188.984	237.077	10.395.132
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	103	223.276		22.327.600		334.914	429.614	538.942	23.631.070
37	AFORO	ud	6	2.344.310	7.032.930	7.032.930		281.317	360.862	452.694	15.160.734
1	ESCARPE	m^3	26.449,79	1.296,00	11.458.714	21.685.320		497.160,50	637.736,92	800.028,40	35.078.959,42
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	121,42	34.000,00	8.500	8.500,00	4.110.600,00	255,00	327,10	410,34	4.128.592,45
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	60,14	157.614,00	330.989	330.989,40	8.794.861,20	9.929,68	12.737,39	15.978,80	9.495.485,87
15	ENFIERRADURA	kg	3.608,63	811,00	102.186	102.186,00	2.715.228,00	3.065,58	3.932,40	4.933,12	2.931.531,10
	SERVICIOS AFECTADOS										
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	m	149	218.130	12.760.605	19.631.700					32.392.305
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	ud	12	65.772.075	263.088.300	526.176.600					789.264.900
					1.160.821.792	2.082.446.801	445.882.281	36.394.500	46.685.359	58.565.862	**3.830.796.595**

Tabla 13-140. Costos directos sociales y cubicación de canales para riego escenario 2

PRESUPUESTO PRECIOS SOCIALES CANALES DE DISTRIBUCIÓN PRESA PARA RIEGO ESCENARIO 2 (DEMANDAS 1 Y 2)		MEDICIÓN								
CÓDIGO	DESIGNACIÓN	UNIDAD	TOTAL	PRECIO	CANAL MD	CANAL MI	DRENAJE	CANAL D1	CANAL D2	TOTAL
	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN									
22	DESBROCE PRADERA	m^2	189.930	282	14.510.596	37.276.401		776.805	996.453	53.560.256
23	DESBROCE BOSQUE	m^2	163.752	1.092	40.213.266	132.683.878		2.593.457	3.326.780	178.817.380
24	DESTOCONADO	ud	18.056	1.249	5.859.059	15.945.983		327.076	419.559	22.551.677
25	TALADO	ud		4.844						
26	EXCAVACIÓN ZANJA MATERIAL COMÚN	m^3	123.716	3.547	187.022.043	229.319.179	8.224.784	6.245.118	8.010.979	438.822.103
27	EXCAVACIÓN ZANJA EN ROCA	m^3	102.282	9.000	389.480.612	480.405.483	20.869.200	13.048.291	16.737.808	920.541.394
28	RELLENO PROCEDENTE EXCAVACIÓN	m^3	295.413	1.542	161.017.057	275.108.166	4.468.172	6.541.878	8.391.651	455.526.925
29	REVESTIMIENTO PLÁSTICO	m^2		2.846						
30	HORMIGÓN H-20 REVESTIMIENTO CANALES	m^2		5.810						
31	ZAHORRA ARTIFICIAL COMPACTADA	m^3	39.171	7.800	53.344.980	227.760.936	14.805.414	4.216.589	5.408.866	305.536.784
32	TUBO HDPE Ø500 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	1.947	196.165			381.894.022			381.894.022
33	TUBO HDPE Ø630 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	62	203.248		12.194.880		182.923	234.646	12.612.450
34	TUBO HDPE Ø710 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	434	188.634	11.318.040	67.908.240		1.188.394	1.524.423	81.939.097
35	TUBO HDPE Ø800 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	47	218.261	3.273.915	6.547.830		147.326	188.984	10.158.055
36	TUBO HDPE Ø900 mm P.P. CODOS Y ARQUETAS DE REGISTRO	m	103	223.276		22.327.600		334.914	429.614	23.092.128
37	AFORO	ud	6	2.344.310	7.032.930	7.032.930		281.317	360.862	14.708.039
1	ESCARPE	m^3	26.449,79	1.296,00	11.458.714	21.685.320		497.160,50	637.736,92	34.278.931,03
4	ENROCADO Y TRANSPORTE (RELLENO 3)	m^3	121,42	34.000,00	8.500	8.500,00	4.110.600,00	255,00	327,10	4.128.182,10
14	HORMIGÓN H-30 ESTRUCTURAS	m^3	60,14	157.614,00	330.989	330.989,40	8.794.861,20	9.929,68	12.737,39	9.479.507,07
15	ENFIERRADURA	kg	3.608,63	811,00	102.186	102.186,00	2.715.228,00	3.065,58	3.932,40	2.926.597,98
	SERVICIOS AFECTADOS									
41	REPOSICIÓN CARRETERA AFECTADA POR CANALES	m	149	218.130	12.760.605	19.631.700				32.392.305
42	SERVICIOS AFECTADOS. PASO HINCADO EN CANALES.	ud	12	65.772.075	263.088.300	526.176.600				789.264.900
					1.160.821.792	2.082.446.801	445.882.281	36.394.500	46.685.359	**3.772.230.733**

Tabla 13-141. Costos directos sociales por escenarios

ESCENARIO	VOLUMEN EMBALSE NME (hm^3)	NIVEL MÁX. EXPLOTACIÓN (m)	COTA CORONAMIENTO (msnm)	DEMANDAS DE RIEGO CONSIDERADAS	COSTO CANALES (Pesos)	SUPERFICIE REGABLE TOTAL (ha)
1	8,213	96,50	101,50	1, 2, 3	3.830.796.595	**953,71**
2	6,744	95,50	100,50	1, 2	3.772.230.733	**673,71**
3	9,810	97,50	102,50	1, 2, 3, 5	3.830.796.595	**1.153,71**
4	10,608	98,00	103,00	1, 2, 3, 6	3.830.796.595	**1.353,71**
5	12,474	99,00	104,00	1, 2, 3, 7	3.830.796.595	**1.753,71**

13.3.3. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.

13.3.3.1. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA PRESA.

Se ha estimado un coste para los trabajos de operación y mantenimiento de los elementos y equipos electromecánicos de la presa, así como para los trabajos de seguimiento de la auscultación del muro.

Dado que los trabajos de esta índole son los mismos para las 5 alturas de muro el valor de los costos serán idénticos para las distintas alternativas según diferenciando entre precios privados y sociales.

Tabla 13-142. Costos privados de operación y mantenimiento de las presas ($)

Costos Anuales Operacionales y de Mantenimiento de las presas ($)					
Insumos	**Dedicación**	**Cantidad**	**Meses**	**Precio ($) /mes**	**Total Costos ($)**
Técnico	20%	1	12	1.400.000	3.360.000
Vigilante	100%	1	12	382.500	4.590.000
Medios auxiliares		1	12	200.000	2.400.000
Movilización		1	12	200.000	2.400.000
TOTAL					**12.750.000**

Tabla 13-143. Costos sociales de operación y mantenimiento de las presas ($)

Costos Anuales Operacionales y de Mantenimiento de las presas ($)					
Insumos	**Dedicación**	**Cantidad**	**Meses**	**Precio ($) /mes**	**Total Costos ($)**
Técnico	20%	1	12	1.372.000	3.292.800
Vigilante	100%	1	12	260.100	3.121.200
Medios auxiliares		1	12	200.000	2.400.000
Movilización		1	12	200.000	2.400.000
TOTAL					**11.214.000**

13.3.3.2. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA RED EXTRAPREDIAL

Los costos de operación y mantenimiento de la red de canales extrapredial (que distribuyen el agua desde el embalse), corresponden a aquellos en que se incurren por los servicios requeridos para el funcionamiento de la red de canales que distribuye el agua desde el embalse. Dentro de éstos se consideran:

- Limpieza de canales con retroexcavadora.
- Apertura y cierra de compuertas en canales.

La limpieza de los canales se debe llevar a cabo antes de iniciarse la temporada de riego.

Para el funcionamiento y control del sistema de distribución del agua se considera disponer dos trabajadores.

Los costos de operación y mantenimiento de la red extrapredial que se estiman en las tablas 13-144 a 13-147, son los siguientes:

Tabla 13-144. Costos privados operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego

Costos limpieza red canales ($)				
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($)**	**Total Costos ($)**
Mano de Obra	JH	20	8.500	170.000
Tractor	JM	80	21.250	1.700.000
TOTAL				**1.870.000**

Tabla 13-145. Costos sociales operacionales anuales de la red de canales ($). Una temporada de riego

Costos Operacionales red canales ($) (campaña de riego 6 meses)					
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($)**	**Total Costos ($)**	**factor**
Mano de Obra	JH	20	6.275	104.550	0,62
Tractor	JM	80	21.250	1.700.000	1,00
TOTAL				**1.804.550**	**0,965**

Tabla 13-146. Costos privados anuales de mantenimiento de la red de canales ($).

Costos Operacionales red canales ($) (campaña de riego 6 meses)				
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($) /mes**	**Total Costos ($)**
Trabajador	2	6	255.000	1.530.000
Movilización	2	6	170.000	1.020.000
TOTAL				**2.550.000**

Tabla 13-147. Costos sociales anuales de mantenimiento de la red de canales ($).

Costos Operacionales red canales ($) (campaña de riego 6 meses)					
Insumos	**Unidad**	**Cantidad**	**Precio ($) /mes**	**Total Costos ($)**	**factor**
Trabajador	2	6	168.300	1.039.533	0,68
Movilización	2	6	170.000	1.020.000	1,00
TOTAL				**2.059.533**	**0,808**

El costo de operación y mantenimiento será asumido por los regantes, de forma proporcional a la superficie de cada predio que se beneficie del agua de riego.

Estos costos son costos anuales que se distribuyen de forma gradual a lo largo de los primeros años de vida del proyecto, los cuales están contabilizados en los flujos agroeconómicos del Estudio de rentabilidad.

13.3.4. EXPROPIACIONES.

Para la estimación del costo de las expropiaciones se ha considerado los precios del terreno que se aportan en la tabla 13-148:

Tabla 13-148. Listado de valor promedio del terreno.

Tipo de Terreno	Precio/hectárea
Terrenos agrícola sin derechos de agua	$ 3.000.000
Terrenos agrícola con derechos	$ 6.000.000
Terrenos Forestales	$ 2.500.000
Terrenos industriales	$ 10.000.000

Para las expropiaciones generadas por el trazado de los canales matrices y derivados, se consideró una franja media de expropiación que ha variado entre 3,6, 5,70 y 11,70 m, la cual en algunos tramos del trazado de varios canales se ha reducido el ancho de expropiación para minimizar el área de afección debido a la elevada pendiente del terreno.

Figura 13-122. Sección de canal tramo 1.

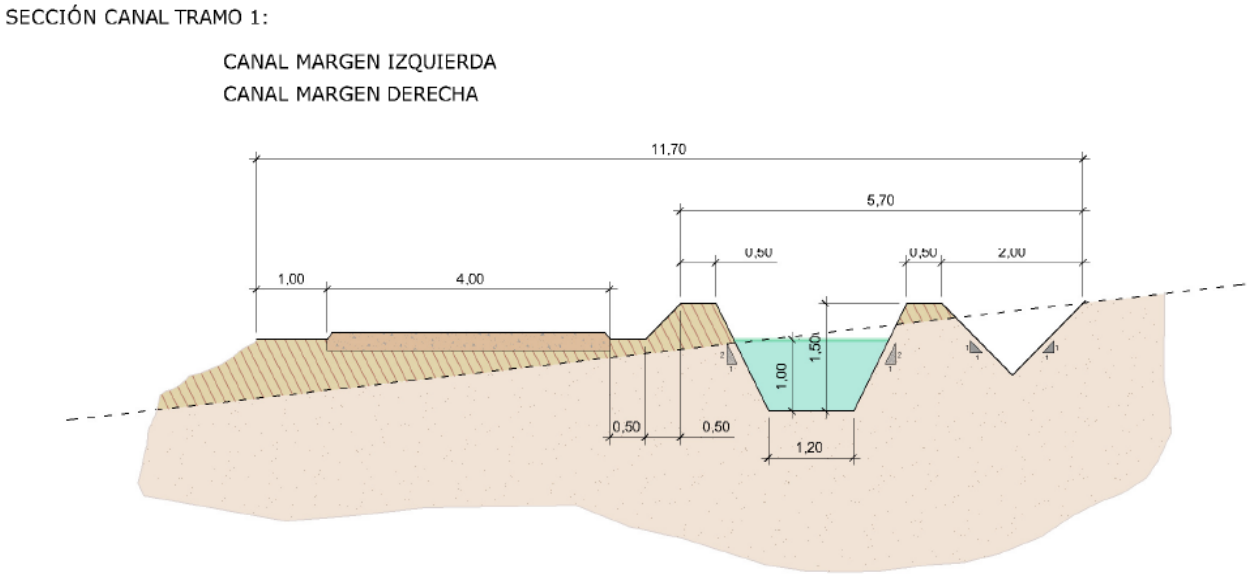


Figura 13-123. Sección de canal tramo 2.

SECCIÓN CANAL TRAMO 2:

CANAL MARGEN IZQUIERDA

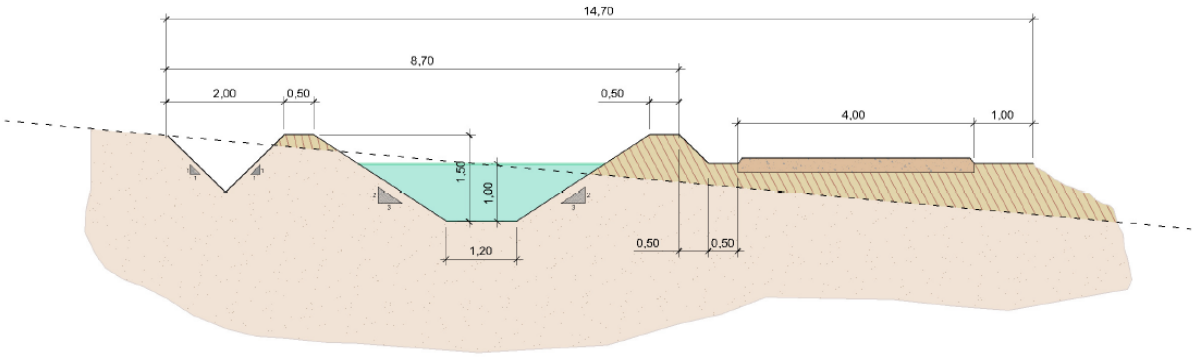


Figura 13-124. Sección canal derivado.

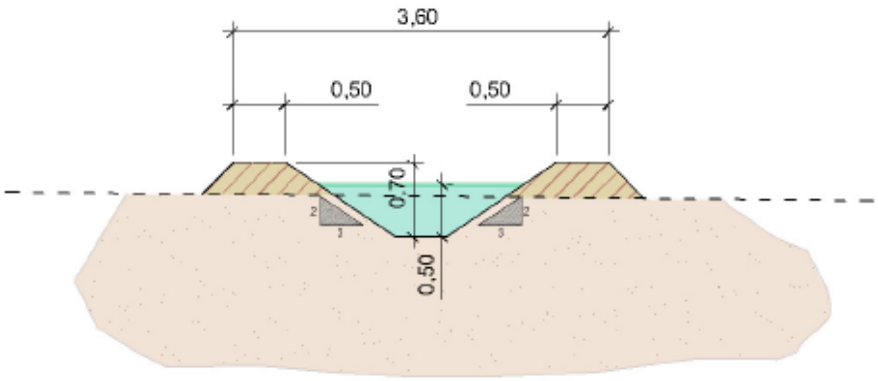
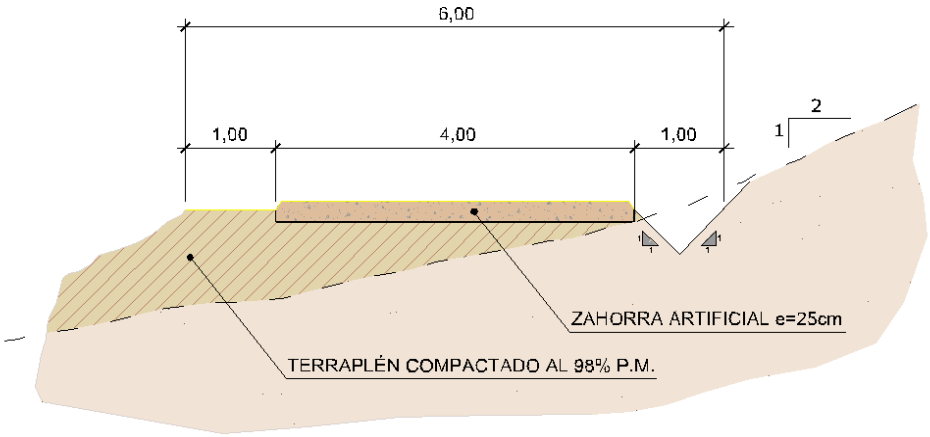


Figura 13-125. Sección camino zona de riego.



Las superficies de expropiación estimadas son las que se reflejan en la tabla 13-149:

Tabla 13-149. Listado de superficies de expropiación.

Importe ($)	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2	ESCENARIO 3	ESCENARIO 4	ESCENARIO 5
Zona	**Superficie (hectárea)**	**Superficie (hectárea)**	**Superficie (hectárea)**	**Superficie (hectárea)**	**Superficie (hectárea)**
Zona embalse	224.92	208.25	245.98	255.51	275.66
Canal matriz izquierdo	26.08	26.08	26.08	26.08	26.08
Canal matriz derecho	9.62	9.62	9.62	9.62	9.62
Canal derivado 1	1.68	1.68	1.68	1.68	1.68
Canal derivado 2	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
Canal derivado 3	0.252	0	0.252	0.252	0.252
Nuevo camino	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65
Caminos Red Riego	7.32	7.32	7.32	7.32	7.32

El coste total de las expropiaciones se estima en función de los distintos escenarios modelados:

Tabla 13-150. Coste de expropiación por escenario

	Importe ($)
ESCENARIO 1	$ 849,505,260.00
ESCENARIO 2	$ 795,231,124.98
ESCENARIO 3	$ 917,881,439.53
ESCENARIO 4	$ 948,822,797.13
ESCENARIO 5	$ 1,014,244,450.38

13.3.5. COSTOS AMBIENTALES.

En el Estudio de Evaluación Ambiental se han obtenido de forma detallada los costos de las medidas ambientales y sociales que se han de adoptar. El importe de dichas medidas es el mismo para las 5 alternativas de altura de muro pues los impactos asociados a todas ellas son equivalentes.

Tabla 13-151. Costos Medidas Ambientales y Sociales ($)

Costos Medidas Ambientales y Sociales ($)	
Precios Privados	463.747.500
Precios Sociales	462.303.790

13.3.6. RESUMEN DE COSTOS POR ESCENARIO Y SUPERFICIE DE RIEGO.

En el modelo de simulación se han planteado 5 escenarios asociados a distintas superficies regables que han dado como resultado 5 alturas de muro. A continuación se presentan los costos totales privados y sociales de las alternativas estudiadas:

Tabla 13-152. Costos totales privados alternativas de muro

COTOS TOTALES PRIVADOS ESCENARIOS		ESCENARIO 1	ESCENARIO 2	ESCENARIO 3	ESCENARIO 4	ESCENARIO 5
DATOS TÉCNICOS						
COTA CORONAMIENTO PRESA		**101,50**	**100,50**	**102,50**	**103,00**	**104,00**
NIVEL MÁXIMO EXPLOTACIÓN		96,50	95,50	97,50	98,00	99,00
SUPERFICIE REGABLE (ha)		953,71	673,71	1.153,71	1.353,71	1.753,71
VOLUMEN EMBALSE NME (hm3)		8,213	6,744	9,810	10,608	12,474
COSTOS DIRECTOS ($)		**17.687.030.697**	**16.838.656.342**	**18.390.297.795**	**18.757.383.255**	**19.482.727.898**
EMBALSE		13.270.862.533	12.483.718.150	13.974.129.630	14.341.215.090	15.066.559.733
CANALES		3.952.420.665	3.891.190.693	3.952.420.665	3.952.420.665	3.952.420.665
MEDIDAS AMBIENTALES Y SOCIALES		463.747.500	463.747.500	463.747.500	463.747.500	463.747.500
OTROS COSTES		**10.612.218.418**	**10.103.193.805**	**11.034.178.677**	**11.254.429.953**	**11.689.636.739**
COSTES GENERALES Y UTILIDADES ($)	45%	7.959.163.814	7.577.395.354	8.275.634.008	8.440.822.465	8.767.227.554
IMPREVISTOS ($)	15%	2.653.054.605	2.525.798.451	2.758.544.669	2.813.607.488	2.922.409.185
SUBSIDIOS ($)	0%	0	0	0	0	0
COSTOS TOTALES ($)		**28.299.249.116**	**26.941.850.148**	**29.424.476.471**	**30.011.813.207**	**31.172.364.637**
COSTO POR HECTÁREA DE RIEGO ($/ha)		29.672.803	39.990.278	25.504.222	22.170.046	17.775.097
COSTO POR M3 EMBALSADO NME ($/M3)		3.446	3.995	2.999	2.829	2.499
COSTOS DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN ($)		**17.170.000**	**17.170.000**	**17.170.000**	**17.170.000**	**17.170.000**
COSTO DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN PRESA		12.750.000	12.750.000	12.750.000	12.750.000	12.750.000
COSTO DE MANTENIMIENTO RED DE CANALES		1.870.000	1.870.000	1.870.000	1.870.000	1.870.000
COSTO DE OPERACIÓN RED DE CANALES		2.550.000	2.550.000	2.550.000	2.550.000	2.550.000
EXPROPIACIONES ($)		**849.505.260**	**795.231.125**	**917.881.440**	**948.822.797**	**1.014.244.450**

Tabla 13-153. Costos totales sociales alternativas de muro

COTOS TOTALES SOCIALES ESCENARIOS		ESCENARIO 1	ESCENARIO 2	ESCENARIO 3	ESCENARIO 4	ESCENARIO 5
DATOS TÉCNICOS						
COTA CORONAMIENTO PRESA		**101,50**	**100,50**	**102,50**	**103,00**	**104,00**
NIVEL MÁXIMO EXPLOTACIÓN		96,50	95,50	97,50	98,00	99,00
SUPERFICIE REGABLE (ha)		953,71	673,71	1.153,71	1.353,71	1.753,71
VOLUMEN EMBALSE NME (hm3)		8,213	6,744	9,810	10,608	12,474
COSTOS DIRECTOS ($)		**17.231.775.290**	**16.524.085.823**	**17.947.899.030**	**18.293.618.765**	**18.992.110.864**
EMBALSE		12.938.674.905	12.289.551.300	13.654.798.645	14.000.518.380	14.699.010.478
CANALES		3.830.796.595	3.772.230.733	3.830.796.595	3.830.796.595	3.830.796.595
MEDIDAS AMBIENTALES Y SOCIALES		462.303.790	462.303.790	462.303.790	462.303.790	462.303.790
OTROS COSTES		**10.339.065.174**	**9.914.451.494**	**10.768.739.418**	**10.976.171.259**	**11.395.266.518**
COSTES GENERALES Y UTILIDADES ($)	45%	7.754.298.881	7.435.838.621	8.076.554.564	8.232.128.444	8.546.449.889
IMPREVISTOS ($)	15%	2.584.766.294	2.478.612.874	2.692.184.855	2.744.042.815	2.848.816.630
SUBSIDIOS ($)	0%	0	0	0	0	0
COSTOS TOTALES ($) (sin expropiaciones)		**27.570.840.465**	**26.438.537.317**	**28.716.638.449**	**29.269.790.025**	**30.387.377.382**
COSTO POR HECTÁREA DE RIEGO ($/ha)		28.909.040	39.243.202	24.890.690	21.621.906	17.327.481
COSTO POR M3 EMBALSADO NME ($/M3)		3.357	3.920	2.927	2.759	2.436
COSTOS DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN ($)		**15.078.083**	**15.078.083**	**15.078.083**	**15.078.083**	**15.078.083**
COSTO DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN PRESA		11.214.000	11.214.000	11.214.000	11.214.000	11.214.000
COSTO DE MANTENIMIENTO RED DE CANALES		1.804.550	1.804.550	1.804.550	1.804.550	1.804.550
COSTO DE OPERACIÓN RED DE CANALES		2.059.533	2.059.533	2.059.533	2.059.533	2.059.533
EXPROPIACIONES ($)		**849.505.260**	**795.231.125**	**917.881.440**	**948.822.797**	**1.014.244.450**

13.4. BENEFICIOS

En esta sección se presentan y describen brevemente los beneficios considerados para la evaluación, los cuales pueden resumir en los siguientes ámbitos:

- Riego.
- Valor Incremental de la Tierra: para el método de evaluación respectivo.
- Incremento de las Transacciones de Derechos de Aguas: para el método de evaluación respectivo.
- Generación Hidroeléctrica

13.4.1. BENEFICIOS DERIVADOS DEL RIEGO

En este punto se indica los beneficios asociados al flujo para el “Escenario Precios sociales”, con mayor superficie de riego en Situación con proyecto y Situación Actual Optimizada.

Todos los valores de dichos beneficios para predio promedio y para cada uno de los escenarios se pueden ver con mayor detalle en los SubAnexos: 3.1.1, 3.1.2, 3.1.3 3, 3.1.4, 3.1.5 5, 3.1.6, 3.1.7 del Anexo C.

Tabla 13-154. Beneficios asociados al riego (Pesos).

AÑO	SCP PRIV	SAO PRIV	SCP SOCIAL	SAO SOCIAL
0	-$ 716.638.325,66	$ 51.218.001,77	-$ 811.536.523,51	$ 70.815.120,86
1	-$ 666.536.202,35	$ 53.730.802,13	-$ 748.054.504,24	$ 73.173.391,57
2	-$ 1.418.926.461,35	$ 53.828.014,93	-$ 1.437.742.399,99	$ 73.251.321,58
3	-$ 268.224.150,93	$ 53.949.773,51	-$ 1.191.370.176,16	$ 73.353.929,98
4	-$ 1.704.505.058,47	$ 54.100.328,00	-$ 1.305.782.733,14	$ 73.444.199,68
5	-$ 1.582.303.505,66	$ 54.085.086,11	-$ 1.046.236.659,69	$ 73.534.469,39
6	-$ 174.100.020,85	$ 54.173.657,35	$ 479.751.573,74	$ 73.624.739,10
7	$ 868.330.905,72	$ 54.262.227,60	$ 1.647.898.927,81	$ 73.715.007,80
8	$ 1.655.864.090,19	$ 54.513.610,44	$ 2.555.050.547,53	$ 73.968.354,31
9	$ 2.806.354.968,40	$ 77.350.710,48	$ 3.632.082.222,26	$ 97.800.696,64
10	$ 2.976.764.934,33	$ 78.596.644,39	$ 3.894.431.429,61	$ 97.866.289,97
11	$ 3.622.123.229,95	$ 78.486.539,86	$ 4.647.181.585,78	$ 97.601.481,00
12	$ 3.911.974.047,22	$ 78.486.539,86	$ 4.980.703.687,78	$ 97.601.480,00
13	$ 3.952.084.470,69	$ 78.486.539,86	$ 5.064.971.974,45	$ 97.601.481,00
14	$ 4.053.056.519,84	$ 78.486.539,86	$ 5.152.582.336,75	$ 97.601.480,00
15	$ 3.960.761.532,27	$ 78.486.539,86	$ 5.055.198.930,06	$ 97.601.481,00
16	$ 3.910.219.024,62	$ 63.152.664,01	$ 4.985.134.697,80	$ 75.857.885,14
17	$ 3.988.384.437,26	$ 61.598.071,20	$ 5.075.755.886,79	$ 75.037.280,71
18	$ 4.091.529.309,35	$ 58.567.352,97	$ 5.209.899.146,05	$ 73.396.069,86
19	$ 4.100.639.910,25	$ 72.974.826,05	$ 5.229.775.651,19	$ 89.232.285,03
20	$ 4.175.040.887,98	$ 75.730.682,45	$ 5.317.865.355,75	$ 93.416.882,52
21	$ 3.869.847.183,10	$ 78.486.539,86	$ 4.897.721.326,68	$ 97.601.481,00
22	$ 3.796.379.157,19	$ 78.486.539,86	$ 4.828.540.342,91	$ 97.601.480,00
23	$ 3.416.056.416,81	$ 78.486.539,86	$ 4.344.782.198,22	$ 97.601.481,00
24	$ 2.920.740.934,61	$ 78.486.539,86	$ 3.717.403.336,07	$ 97.601.480,00
25	$ 2.654.492.293,14	$ 78.486.539,86	$ 3.352.861.277,05	$ 97.601.481,00
26	$ 2.357.737.949,41	$ 78.486.539,86	$ 2.992.923.767,65	$ 97.601.480,00
27	$ 2.291.395.040,05	$ 78.486.539,86	$ 2.923.491.063,27	$ 97.601.481,00
28	$ 2.230.438.705,93	$ 78.486.539,86	$ 2.904.453.477,89	$ 97.601.480,00
29	$ 2.350.879.697,87	$ 78.486.539,86	$ 3.097.221.409,76	$ 97.601.481,00
30	$ 2.314.431.725,67	$ 78.488.843,89	$ 3.099.185.915,31	$ 97.650.687,97

13.4.2. BENEFICIO ASOCIADO AL VALOR INCREMENTAL DE LA TIERRA.

Al igual que en la evaluación de la tenencia de la tierra, se consideró que el valor de la tierra de secano y regadío, es en promedio el que se indica en la tabla 5-25.

Tabla 13-155. Precio del terreno considerado en expropiaciones.

Tipo de Terreno	Precio/hectárea
Terrenos agrícola sin derechos de agua	**$ 3.000.000,00**
Terrenos agrícola con derechos	**$ 6.000.000,00**

De esta forma se obtiene un análisis del precio de la tierra, observándose un incremento en el valor añadido con la puesta en riego, en función de los distintos escenarios. Se oberva en la tabla 6-26.

Tabla 13-156. Precio del terreno incluyendo la variación del uso.5

PRECIO TIERRA SECANO SAO (Milones $)	PRECIO TIERRA REGADIO SAO	PRECIO TIERRA SECANO SCP	PRECIO TIERRA REGADIO SCP	VALOR INCREMENTAL SCP-SAO SECANO	COSTO TOTAL OBRAS	BENEFICIO NETO
$ 1.630,02	$ 179,75	$ 119,85	$ 5.722,26	$ 4.032,33	$ 29.148,75	-$ 25.116,42
$ 1.630,02	$ 179,75	$ 119,85	$ 4.042,26	$ 2.352,33	$ 27.737,08	-$ 25.384,75
$ 1.630,02	$ 179,75	$ 119,85	$ 6.922,26	$ 5.232,33	$ 30.342,36	-$ 25.110,02
$ 1.630,02	$ 179,75	$ 119,85	$ 8.122,26	$ 6.432,33	$ 30.960,64	-$ 24.528,30
$ 1.630,02	$ 179,75	$ 119,85	$ 10.522,26	$ 8.832,33	$ 32.186,61	-$ 23.354,28

En el SubAnexo 7 “Cálculo del Valor Incremental de la Tierra “ del Anexo I, se expone la justificación completa para los precios de la tierra obtenidos. En el SubAnexo 5 se presentan las escrituras de algunas de las transacciones de compra venta que se han tenido acceso en la zona de estudio.

13.4.3. BENEFICIO ASOCIADO A LAS TRANSACCIONES DE LOS DERECHOS DE AGUAS.

Para evaluar los beneficios asociados a la disponibilidad de recursos hídricos, se determina el valor del caudal equivalente medio asociado al proyecto. Estos valores se determinaron como el promedio del caudal efluente desde cada uno de los embalses considerados.

A pesar de las potenciales ventajas del mercado para asignar eficientemente los recursos, un mercado competitivo requiere un gran número de compradores y vendedores, transacciones frecuentes y perfecta información, entre otros requisitos. En Chile, el mercado del agua, si bien incipiente, aún no dispone de la madurez suficiente como para hacer representativas de mercado (excepto excepciones) los precios observados del agua. Asimismo, se observa una amplia

varianza de precios, no obstante lo cual, ha funcionado en forma más adecuada en áreas con asociaciones de usuarios mejor administradas, con derechos de propiedad bien definidos, adecuada infraestructura de entrega (grandes reservorios y compuertas ajustables con medidores de flujo) y en zonas donde el agua enfrenta mayor restricción de escasez. En áreas sin tales características, los altos costos de transacción limita el desarrollo del mercado del agua. Los mercados formales de transacciones se observan mayormente en el sector norte del país, donde el agua tiene mayor escasez relativa. Los mercados de arriendo de agua son menos comunes aún; éstos permiten el intercambio de los derechos por un período corto de tiempo (por ejemplo los ciclos de riego en la agricultura).

Un problema adicional en el uso de precios observados, es que los mercados pueden estar distorsionados por intervenciones públicas, como las políticas agrícolas diseñadas para influenciar los precios agrícolas.

Habiendo analizado los diferentes casos y estudios, en los que se comprueba una cierta homogeneidad en los valores, se ha decidido tomar como valor de referencia de la acción en litros por segundo: **$ 1,366.666.67 $/l/s,** que se corresponde con un valor medio de los tres anteriormente citados.

Con este valor se determinaron los beneficios diferenciales asociados a las transacciones de derechos de aprovechamiento de aguas que se generarían debido al proyecto del Embalse de Quilmo, según el caudal asociado a cada escenario que se expone anteriormente. Esto se expone en la tabla 13-157.

Tabla 13-157. Beneficios asociados a las transacciones de derechos de aprovechamiento de aguas.

ESCENARIO	DEMANDAS DE RIEGO (l/s)	VALOR ACCION (Mill. de $)	BENEFICIO VENTA ACCIONES (Mill. de $)	COSTO TOTAL OBRAS (Mill. de $)	BENEFICIO NETO (Mill. de $)
1	$ 1.198,41	$ 1,367	$ 1.637,83	$ 29.148,75	-$ 27.510,93
2	$ 894,78	$ 1,367	$ 1.222,87	$ 27.737,08	-$ 26.514,22
3	$ 1.395,03	$ 1,367	$ 1.906,54	$ 30.342,36	-$ 28.435,82
4	$ 1.556,55	$ 1,367	$ 2.127,29	$ 30.960,64	-$ 28.833,35
5	$ 1.853,37	$ 1,367	$ 2.532,94	$ 32.186,61	-$ 29.653,67

En el Anexo 6. Valores de Transacciones de Derechos de Agua se expone la justificación completa para los precios de mercado de las transacciones de acciones y derechos de agua obtenidos.

13.4.4. BENEFICIO ASOCIADO A LA GENERACIÓN HIDROELÉCTRICA

13.4.4.1. PARÁMETROS DE EVALUACIÓN

La determinación de los parámetros de evaluación económica se realiza considerando los siguientes parámetros básicos:

- Tasa de actualización anual: se consideran dos opciones el 6% social y el 10% privado.
- Impuesto 1ª categoría: 17%
- Operación y mantenimiento: en todo el periodo de análisis.
- Precio de la energía (monómico): 80 USD/MWh
- El ingreso por energía se calcula considerando la generación media anual.
- Horizonte de evaluación: 30 años.
- Inversión de acuerdo con cálculos de costos en cada caso.
- Costo peaje básico por uso SIC: 4 USD/MWh
- Pérdidas por transmisión: 0%
- Periodo de construcción: 2 años
- Ingresos por bonos de carbón: 6 USD/MWh, 21 años.
- Flujo de caja (ingresos y egresos) concentrados al final de cada año.
- Depreciación (exenta) sin considerar valor residual.
- Reconocimiento de potencia: no se considera.
- Los imprevistos se consideran como cero porque ya se han incluido en el costo de inversión, tal como se ha descrito anteriormente y no hay imprevistos adicionales.

En la evaluación económica, en principio, no se considera el costo de la línea eléctrica de conexión al SIC, en todas las alternativas evaluadas, con el fin de analizar la factibilidad teniendo en cuenta únicamente costos de la central hidroeléctrica y disponer así de un análisis más claro inicialmente.

Los cálculos correspondientes a la evaluación económica se incluyen en el **Anexo Nº 4.**

13.4.4.2. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN

En la tabla 13-158 se presenta el resumen de los cálculos correspondientes a la evaluación económica realizada para cada uno de los escenarios considerados.

Como se puede ver, el VAN es negativo en todos los casos, incluso en los que favorecen la hidrogeneración y disponen de mayor volumen de embalse para ello. Obviamente, al adicionarle el costo de la línea eléctrica de conexión al SIC el resultado económico empeorará.

Tabla 13-158. Resumen de resultados de la evaluación económica.

ESCENARIO	TASA	TIR (%)	VAN (US$)	VAN/INV
ESCENARIO 01	6%	0.5%	-489,208	-0.444
	10%	0.5%	-619,618	-0.562
ESCENARIO 02	6%	0.3%	-468,920	-0.456
	10%	0.3%	-586,178	-0.570
ESCENARIO 03	6%	0.6%	-548,110	-0.440
	10%	0.6%	-697,228	-0.559
ESCENARIO 04	6%	0.5%	-584,071	-0.444
	10%	0.5%	-739,375	-0.562
ESCENARIO 05	6%	0.4%	-658,490	-0.453
	10%	0.4%	-825,285	-0.568
ESCENARIO 01 -H01	6%	1.1%	-589,246	-0.406
	10%	1.1%	-780,486	-0.537
ESCENARIO 02 -H01	6%	1.4%	-562,325	-0.387
	10%	1.4%	-763,068	-0.525
ESCENARIO 01B	6%	0.5%	-487,053	-0.442
	10%	0.5%	-618,200	-0.560
ESCENARIO 01C	6%	0.7%	-511,364	-0.434
	10%	0.7%	-654,559	-0.556
ESCENARIO 01D	6%	0.6%	-513,442	-0.436
	10%	0.6%	-655,882	-0.557
ESCENARIO 01 -H01B	6%	0.8%	-618,199	-0.426
	10%	0.8%	-799,218	-0.550
ESCENARIO 01 -H01C	6%	0.1%	-678,617	-0.473
	10%	0.1%	-833,124	-0.581

13.5. RENTABILIDAD DEL PROYECTO.

Los resultados del cálculo del TIR y VAN de cada uno de los escenarios analizados son los que se exponen en las tablas 13-159 a 13-168, teniendo en cuenta que en cualquiera de los 10 casos para cada altura de presa, salen resultados negativos con respecto a la rentabilidad de la ejecución de la obra y los beneficios obtenidos de la misma.

En el SubAnexo 3.1 del Anexo I se pueden observar además de los resultados de la rentabilidad, los flujos marginales de cada escenario y el desarrollo por estrato de los flujos agroeconómicos de cada escenario.

Tabla 13-159. Resultados de la evaluación económica. Escenario 1. Precios privados

INVERSIÓN INICIAL	-$ 29.148.754.376	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	**-$ 469.751.502**	Año 0
FCN 1	**-$ 444.464.931**	Año 1
FCN 2	**-$ 853.815.651**	Año 2
FCN 3	**-$ 285.678.986**	Año 3
FCN 4	**-$ 996.414.953**	Año 4
FCN 5	**-$ 930.051.426**	Año 5
FCN 6	**-$ 164.340.543**	Año 6
FCN 7	**$ 401.894.949**	Año 7
FCN 8	**$ 830.167.025**	Año 8
FCN 9	**$ 1.430.880.236**	Año 9
FCN 10	**$ 1.523.394.205**	Año 10
FCN 11	**$ 1.874.678.357**	Año 11
FCN 12	**$ 2.032.447.823**	Año 12
FCN 13	**$ 2.053.963.069**	Año 13
FCN 14	**$ 2.108.874.119**	Año 14
FCN 15	**$ 2.058.681.868**	Año 15
FCN 16	**$ 2.046.529.504**	Año 16
FCN 17	**$ 2.090.592.340**	Año 17
FCN 18	**$ 2.149.715.740**	Año 18
FCN 19	**$ 2.140.262.833**	Año 19
FCN 20	**$ 2.177.968.030**	Año 20
FCN 21	**$ 2.009.240.441**	Año 21
FCN 22	**$ 1.969.286.748**	Año 22
FCN 23	**$ 1.762.458.022**	Año 23
FCN 24	**$ 1.493.093.459**	Año 24
FCN 25	**$ 1.348.300.994**	Año 25
FCN 26	**$ 1.186.918.794**	Año 26
FCN 27	**$ 1.150.839.909**	Año 27
FCN 28	**$ 1.117.690.379**	Año 28
FCN 29	**$ 1.183.189.108**	Año 29
FCN 30	**$ 1.163.365.516**	Año 30
RESULTADOS	**VAN**	**-26.325.137.735**
	TIR	**0,9 %**
	VANR	**-90%**

Tabla 13-160. Resultados de la evaluación económica. Escenario 2. Precios privados

INVERSIÓN INICIAL	-$ 27.737.081.273	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	**-$ 421.941.700**	Año 0
FCN 1	**-$ 396.804.166**	Año 1
FCN 2	**-$ 749.122.203**	Año 2
FCN 3	**-$ 272.525.634**	Año 3
FCN 4	**-$ 830.364.047**	Año 4
FCN 5	**-$ 785.858.199**	Año 5
FCN 6	**-$ 67.528.627**	Año 6
FCN 7	**$ 393.419.028**	Año 7
FCN 8	**$ 733.736.914**	Año 8
FCN 9	**$ 1.211.835.197**	Año 9
FCN 10	**$ 1.272.928.596**	Año 10
FCN 11	**$ 1.570.688.988**	Año 11
FCN 12	**$ 1.697.510.178**	Año 12
FCN 13	**$ 1.706.403.704**	Año 13
FCN 14	**$ 1.751.761.669**	Año 14
FCN 15	**$ 1.706.098.979**	Año 15
FCN 16	**$ 1.695.227.326**	Año 16
FCN 17	**$ 1.737.319.517**	Año 17
FCN 18	**$ 1.789.176.027**	Año 18
FCN 19	**$ 1.776.553.353**	Año 19
FCN 20	**$ 1.806.278.885**	Año 20
FCN 21	**$ 1.659.608.664**	Año 21
FCN 22	**$ 1.628.541.553**	Año 22
FCN 23	**$ 1.450.795.570**	Año 23
FCN 24	**$ 1.227.323.675**	Año 24
FCN 25	**$ 1.116.855.128**	Año 25
FCN 26	**$ 973.602.318**	Año 26
FCN 27	**$ 956.845.677**	Año 27
FCN 28	**$ 934.515.246**	Año 28
FCN 29	**$ 994.202.269**	Año 29
FCN 30	**$ 979.170.352**	Año 30
RESULTADOS	**VAN**	**-25.418.427.573**
	TIR	**0,2 %**
	VANR	**-92%**

Tabla 13-161. Resultados de la evaluación económica. Escenario 3. Precios privados

INVERSIÓN INICIAL	-$ 30.342.357.911	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	**-$ 510.997.241**	Año 0
FCN 1	**-$ 484.264.081**	Año 1
FCN 2	**-$ 951.348.556**	Año 2
FCN 3	**-$ 301.249.897**	Año 3
FCN 4	**-$ 1.156.262.649**	Año 4
FCN 5	**-$ 1.060.550.140**	Año 5
FCN 6	**-$ 237.395.463**	Año 6
FCN 7	**$ 430.818.241**	Año 7
FCN 8	**$ 931.049.035**	Año 8
FCN 9	**$ 1.632.914.356**	Año 9
FCN 10	**$ 1.756.082.700**	Año 10
FCN 11	**$ 2.150.188.907**	Año 11
FCN 12	**$ 2.335.559.117**	Año 12
FCN 13	**$ 2.363.479.143**	Año 13
FCN 14	**$ 2.426.369.564**	Año 14
FCN 15	**$ 2.367.533.239**	Año 15
FCN 16	**$ 2.354.025.057**	Año 16
FCN 17	**$ 2.401.378.571**	Año 17
FCN 18	**$ 2.469.047.399**	Año 18
FCN 19	**$ 2.463.057.541**	Año 19
FCN 20	**$ 2.507.402.645**	Año 20
FCN 21	**$ 2.311.801.882**	Año 21
FCN 22	**$ 2.268.787.682**	Año 22
FCN 23	**$ 2.031.772.277**	Año 23
FCN 24	**$ 1.718.769.977**	Año 24
FCN 25	**$ 1.540.884.098**	Año 25
FCN 26	**$ 1.365.612.108**	Año 26
FCN 27	**$ 1.317.967.013**	Año 27
FCN 28	**$ 1.283.393.939**	Año 28
FCN 29	**$ 1.358.993.451**	Año 29
FCN 30	**$ 1.340.514.221**	Año 30
RESULTADOS	**VAN**	**-27.057.385.571**
	TIR	**1,2%**
	VANR	**-89%**

Tabla 13-162. Resultados de la evaluación económica. Escenario 4. Precios privados

INVERSIÓN INICIAL	-$ 30.960.636.004	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 609.670.446	Año 0
FCN 1	-$ 574.054.030	Año 1
FCN 2	-$ 1.118.429.799	Año 2
FCN 3	-$ 284.262.839	Año 3
FCN 4	-$ 1.298.013.747	Año 4
FCN 5	-$ 1.234.981.030	Año 5
FCN 6	-$ 199.909.385	Año 6
FCN 7	$ 549.577.343	Año 7
FCN 8	$ 1.148.335.430	Año 8
FCN 9	$ 1.994.355.519	Año 9
FCN 10	$ 2.120.859.853	Año 10
FCN 11	$ 2.621.608.442	Año 11
FCN 12	$ 2.848.380.259	Año 12
FCN 13	$ 2.889.438.787	Año 13
FCN 14	$ 2.980.785.763	Año 14
FCN 15	$ 2.923.165.665	Año 15
FCN 16	$ 2.904.664.264	Año 16
FCN 17	$ 2.960.947.403	Año 17
FCN 18	$ 3.029.332.111	Año 18
FCN 19	$ 3.010.511.727	Año 19
FCN 20	$ 3.056.341.753	Año 20
FCN 21	$ 2.813.191.253	Año 21
FCN 22	$ 2.754.680.080	Año 22
FCN 23	$ 2.465.254.889	Año 23
FCN 24	$ 2.094.261.012	Año 24
FCN 25	$ 1.901.279.998	Año 25
FCN 26	$ 1.685.812.755	Año 26
FCN 27	$ 1.639.756.370	Año 27
FCN 28	$ 1.587.137.221	Año 28
FCN 29	$ 1.665.784.393	Año 29
FCN 30	$ 1.626.199.052	Año 30
RESULTADOS	VAN	-26.678.649.315
	TIR	2,3%
	VANR	-86%

Tabla 13-163. Resultados de la evaluación económica. Escenario 5. Precios privados

INVERSIÓN INICIAL	-$ 32.186.609.087	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 785.026.327	Año 0
FCN 1	-$ 737.437.004	Año 1
FCN 2	-$ 1.489.924.476	Año 2
FCN 3	-$ 339.343.924	Año 3
FCN 4	-$ 1.775.775.386	Año 4
FCN 5	-$ 1.653.558.592	Año 5
FCN 6	-$ 245.443.678	Año 6
FCN 7	$ 796.898.678	Año 7
FCN 8	$ 1.584.180.480	Año 8
FCN 9	$ 2.711.834.258	Año 9
FCN 10	$ 2.880.998.290	Año 10
FCN 11	$ 3.526.466.690	Año 11
FCN 12	$ 3.816.317.507	Año 12
FCN 13	$ 3.856.427.931	Año 13
FCN 14	$ 3.957.399.980	Año 14
FCN 15	$ 3.865.104.992	Año 15
FCN 16	$ 3.829.896.361	Año 16
FCN 17	$ 3.909.616.366	Año 17
FCN 18	$ 4.015.791.956	Año 18
FCN 19	$ 4.010.495.084	Año 19
FCN 20	$ 4.082.140.206	Año 20
FCN 21	$ 3.774.190.643	Año 21
FCN 22	$ 3.700.722.617	Año 22
FCN 23	$ 3.320.399.877	Año 23
FCN 24	$ 2.825.084.395	Año 24
FCN 25	$ 2.558.835.753	Año 25
FCN 26	$ 2.262.081.410	Año 26
FCN 27	$ 2.195.738.500	Año 27
FCN 28	$ 2.134.782.166	Año 28
FCN 29	$ 2.255.223.158	Año 29
FCN 30	$ 2.218.772.882	Año 30
RESULTADOS	VAN	-26.341.547.563
	TIR	3,6%
	VANR	-82%

Tabla 13-164. Resultados de la evaluación económica. Escenario 1. Precios sociales

INVERSIÓN INICIAL	-$ 28.420.345.725	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 541.327.356	Año 0
FCN 1	-$ 508.046.516	Año 1
FCN 2	-$ 883.296.339	Año 2
FCN 3	-$ 763.921.402	Año 3
FCN 4	-$ 808.381.564	Año 4
FCN 5	-$ 667.219.054	Año 5
FCN 6	$ 162.573.960	Año 6
FCN 7	$ 797.130.062	Año 7
FCN 8	$ 1.290.438.884	Año 8
FCN 9	$ 1.861.106.264	Año 9
FCN 10	$ 2.002.958.155	Año 10
FCN 11	$ 2.412.720.281	Año 11
FCN 12	$ 2.594.278.679	Año 12
FCN 13	$ 2.639.632.964	Año 13
FCN 14	$ 2.687.277.603	Año 14
FCN 15	$ 2.634.318.146	Año 15
FCN 16	$ 2.618.115.475	Año 16
FCN 17	$ 2.668.222.501	Año 17
FCN 18	$ 2.742.744.446	Año 18
FCN 19	$ 2.737.687.169	Año 19
FCN 20	$ 2.781.377.500	Año 20
FCN 21	$ 2.548.678.009	Año 21
FCN 22	$ 2.511.055.714	Año 22
FCN 23	$ 2.247.976.310	Año 23
FCN 24	$ 1.906.792.480	Año 24
FCN 25	$ 1.708.545.673	Año 25
FCN 26	$ 1.512.802.933	Año 26
FCN 27	$ 1.475.043.745	Año 27
FCN 28	$ 1.464.690.645	Año 28
FCN 29	$ 1.569.522.518	Año 29
FCN 30	$ 1.570.566.260	Año 30
RESULTADOS	VAN	-13.967.882.700
	TIR	2,5%
	VANR	-49%

Tabla 13-165. Resultados de la evaluación económica. Escenario 2. Precios sociales

INVERSIÓN INICIAL	-$ 27.233.768.442	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 518.792.100	Año 0
FCN 1	-$ 485.388.217	Año 1
FCN 2	-$ 857.265.570	Año 2
FCN 3	-$ 747.371.815	Año 3
FCN 4	-$ 760.410.939	Año 4
FCN 5	-$ 628.065.703	Año 5
FCN 6	$ 252.797.446	Año 6
FCN 7	$ 841.366.711	Año 7
FCN 8	$ 1.270.880.362	Año 8
FCN 9	$ 1.765.291.767	Año 9
FCN 10	$ 1.878.238.134	Año 10
FCN 11	$ 2.260.375.758	Año 11
FCN 12	$ 2.421.698.399	Año 12
FCN 13	$ 2.447.125.623	Año 13
FCN 14	$ 2.485.082.198	Año 14
FCN 15	$ 2.427.155.567	Año 15
FCN 16	$ 2.409.794.896	Año 16
FCN 17	$ 2.466.254.418	Año 17
FCN 18	$ 2.542.084.979	Año 18
FCN 19	$ 2.535.792.866	Año 19
FCN 20	$ 2.573.463.102	Año 20
FCN 21	$ 2.342.433.193	Año 21
FCN 22	$ 2.315.480.645	Año 22
FCN 23	$ 2.061.697.106	Año 23
FCN 24	$ 1.737.445.202	Año 24
FCN 25	$ 1.564.089.265	Año 25
FCN 26	$ 1.385.444.159	Año 26
FCN 27	$ 1.379.107.368	Año 27
FCN 28	$ 1.384.763.741	Año 28
FCN 29	$ 1.484.409.092	Año 29
FCN 30	$ 1.484.972.880	Año 30
RESULTADOS	VAN	-13.745.188.177
	TIR	2,2%
	VANR	-50%

Tabla 13-166. Resultados de la evaluación económica. Escenario 3. Precios sociales

INVERSIÓN INICIAL	-$ 29.634.519.888	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 592.102.321	Año 0
FCN 1	-$ 558.614.317	Año 1
FCN 2	-$ 986.770.970	Año 2
FCN 3	-$ 842.023.484	Año 3
FCN 4	-$ 943.252.907	Año 4
FCN 5	-$ 761.882.564	Año 5
FCN 6	$ 136.177.492	Año 6
FCN 7	$ 883.213.819	Año 7
FCN 8	$ 1.459.488.310	Año 8
FCN 9	$ 2.128.421.030	Año 9
FCN 10	$ 2.309.771.708	Año 10
FCN 11	$ 2.771.902.287	Año 11
FCN 12	$ 2.985.352.702	Año 12
FCN 13	$ 3.042.316.399	Año 13
FCN 14	$ 3.097.152.713	Año 14
FCN 15	$ 3.035.332.406	Año 15
FCN 16	$ 3.016.645.165	Año 16
FCN 17	$ 3.070.019.736	Año 17
FCN 18	$ 3.155.292.991	Año 18
FCN 19	$ 3.155.000.397	Año 19
FCN 20	$ 3.206.819.952	Año 20
FCN 21	$ 2.936.304.291	Año 21
FCN 22	$ 2.898.701.061	Año 22
FCN 23	$ 2.597.226.770	Año 23
FCN 24	$ 2.201.354.504	Año 24
FCN 25	$ 1.959.966.522	Año 25
FCN 26	$ 1.745.139.716	Año 26
FCN 27	$ 1.693.566.637	Año 27
FCN 28	$ 1.683.823.510	Año 28
FCN 29	$ 1.804.329.927	Año 29
FCN 30	$ 1.811.524.976	Año 30
RESULTADOS	VAN	-12.963.545.845
	TIR	3,0%
	VANR	-44%

Tabla 13-167. Resultados de la evaluación económica. Escenario 4. Precios sociales

INVERSIÓN INICIAL	-$ 30.218.612.822	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 633.898.292	Año 0
FCN 1	-$ 583.018.154	Año 1
FCN 2	-$ 1.037.260.341	Año 2
FCN 3	-$ 841.946.810	Año 3
FCN 4	-$ 957.464.411	Año 4
FCN 5	-$ 676.921.582	Año 5
FCN 6	$ 323.779.852	Año 6
FCN 7	$ 1.225.083.229	Año 7
FCN 8	$ 1.925.183.560	Año 8
FCN 9	$ 2.738.282.548	Año 9
FCN 10	$ 2.939.893.495	Año 10
FCN 11	$ 3.521.215.838	Año 11
FCN 12	$ 3.778.756.088	Año 12
FCN 13	$ 3.843.567.374	Año 13
FCN 14	$ 3.911.194.875	Año 14
FCN 15	$ 3.836.023.443	Año 15
FCN 16	$ 3.803.839.969	Año 16
FCN 17	$ 3.874.616.590	Año 17
FCN 18	$ 3.979.734.987	Año 18
FCN 19	$ 3.979.211.300	Año 19
FCN 20	$ 4.042.993.825	Año 20
FCN 21	$ 3.714.464.572	Año 21
FCN 22	$ 3.661.062.933	Año 22
FCN 23	$ 3.287.644.159	Año 23
FCN 24	$ 2.803.362.813	Año 24
FCN 25	$ 2.521.968.380	Año 25
FCN 26	$ 2.244.128.255	Año 26
FCN 27	$ 2.190.532.309	Año 27
FCN 28	$ 2.175.836.967	Año 28
FCN 29	$ 2.324.636.868	Año 29
FCN 30	$ 2.314.431.726	Año 30
RESULTADOS	VAN	-7.896.627.827
	TIR	4,4%
	VANR	-26%

Tabla 13-168. Resultados de la evaluación económica. Escenario 5. Precios sociales

INVERSIÓN INICIAL	-$ 31.401.621.833	
FLUJOS DE CAJA NETOS		
FCN 0	-$ 897.429.727	Año 0
FCN 1	-$ 836.305.979	Año 1
FCN 2	-$ 1.526.071.805	Año 2
FCN 3	-$ 1.279.802.189	Año 3
FCN 4	-$ 1.394.305.016	Año 4
FCN 5	-$ 1.134.849.212	Año 5
FCN 6	$ 391.048.752	Año 6
FCN 7	$ 1.559.105.837	Año 7
FCN 8	$ 2.466.004.110	Año 8
FCN 9	$ 3.519.203.442	Año 9
FCN 10	$ 3.781.487.057	Año 10
FCN 11	$ 4.534.502.022	Año 11
FCN 12	$ 4.868.024.125	Año 12
FCN 13	$ 4.952.292.410	Año 13
FCN 14	$ 5.039.902.774	Año 14
FCN 15	$ 4.942.519.366	Año 15
FCN 16	$ 4.894.198.730	Año 16
FCN 17	$ 4.985.640.523	Año 17
FCN 18	$ 5.121.424.993	Año 18
FCN 19	$ 5.125.465.283	Año 19
FCN 20	$ 5.209.370.390	Año 20
FCN 21	$ 4.785.041.763	Año 21
FCN 22	$ 4.715.860.780	Año 22
FCN 23	$ 4.232.102.634	Año 23
FCN 24	$ 3.604.723.773	Año 24
FCN 25	$ 3.240.181.713	Año 25
FCN 26	$ 2.880.244.205	Año 26
FCN 27	$ 2.810.811.499	Año 27
FCN 28	$ 2.791.773.915	Año 28
FCN 29	$ 2.984.541.846	Año 29
FCN 30	$ 2.986.457.144	Año 30
RESULTADOS	VAN	-3.479.855.523
	TIR	5%
	VANR	-11%

13.6. RESUMEN DE RESULTADOS

Con el fin de comparar y analizar los resultados, se presentaron las tablas 13-169 y 13-170, en las que se muestran los indicadores principales para cada tamaño de embalse y tipo de precio considerado (privado o social). Se observa claramente que en todos los escenarios la rentabilidad del proyecto es negativa.

El escenario Nº5 a precios sociales es el que presenta resultados menos desfavorables dentro de la nula rentabilidad que arrojan todas las situaciones.

Tabla 13-169. Resultados de la evaluación económica. Resumen. Precios privados

ESCENARIOS	SUPERFICIE REGABLE (ha)	VAN ($)	TIR (%)	VANR (%)
1	953,71	-26.325.137.735	0,9%	-90,31%
2	673,71	-25.418.427.573	0,2%	-91,64%
3	1.153,71	-27.057.385.571	1,2%	-89,17%
4	1.353,71	-26.678.649.315	2,3%	-86,17%
5	1.753,71	-26.341.547.563	3,6%	-81,84%

Tabla 13-170. Resultados de la evaluación económica. Resumen. Precios sociales

ESCENARIOS	SUPERFICIE REGABLE (ha)	VAN ($)	TIR (%)	VANR (%)
1	953,71	-13.967.882.700	2,5%	-49,10%
2	673,71	-13.745.188.177	2,2%	-50,42%
3	1.153,71	-12.963.545.845	3,0%	-43,70%
4	1.353,71	-7.896.627.827	4,4%	-26,09%
5	1.753,71	-3.479.855.523	5,4%	-11,04%

En las figuras 13-126 y 13-127 se observan las relaciones de rentabilidad y superficie regable de cada escenario.

Figura 13-126. Curva VAN-Superficie. Precios privados

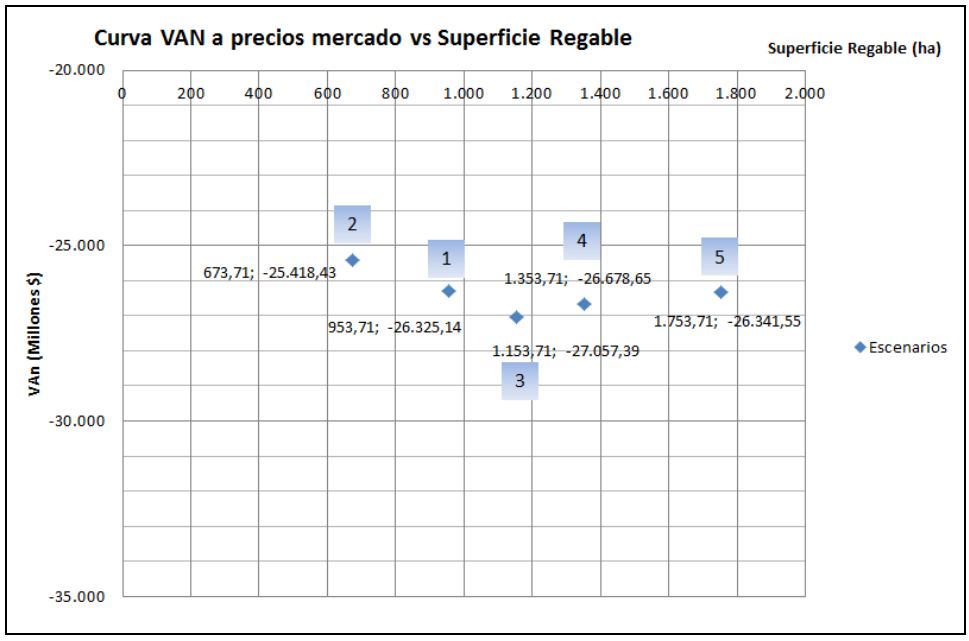
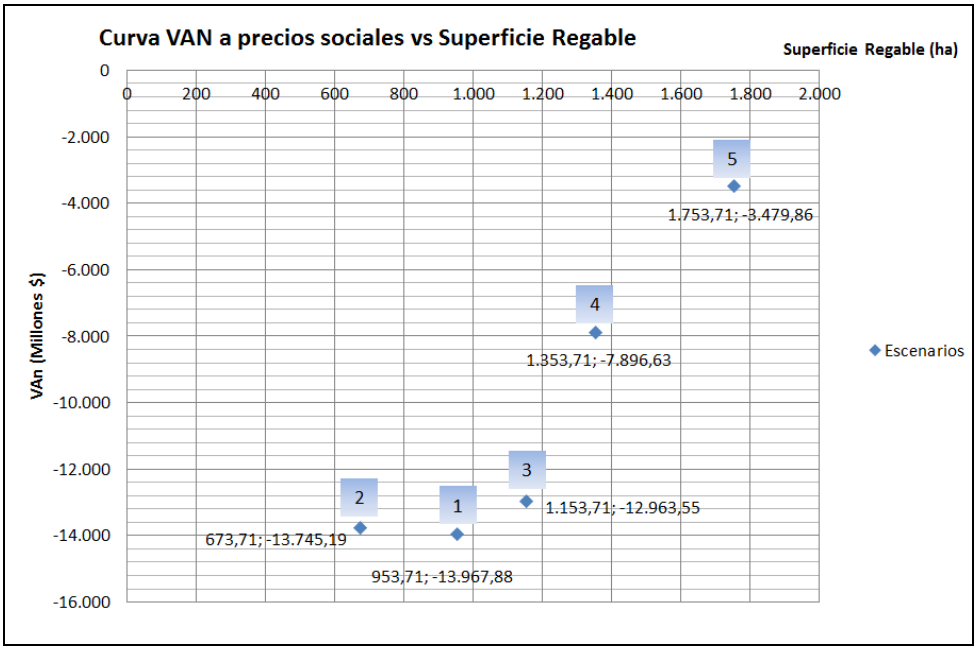


Figura 13-127. Curva VAN-Superficie. Precios sociales



13.7. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.

13.7.1. INTRODUCCIÓN

Al hacer cualquier evaluación económica, siempre hay un elemento de incertidumbre asociado a las variables y alternativas que se estudian, lo que dificulta una toma de decisiones con mayor certeza. Una forma de disminuir o dimensionar esta incertidumbre es a través un análisis de sensibilidad, el que busca identificar las variables que más afectan el resultado económico de un proyecto y la magnitud de su incidencia. En el marco de que ningún tamaño de embalse resulta rentable, la alternativa que presenta mejores indicadores, en este caso un VAN y un TIR más alto, es un embalse de 12,47 hm³ de volumen útil, para el cual se realiza el análisis de sensibilidad a precios sociales.

Dada la complejidad del proyecto de embalse, se decidió realizar un análisis de sensibilidad en dos etapas. Un primer análisis de primer orden, en el que sólo se considerar variaciones individuales de las variables, y un análisis de segundo orden, en el que se analizan variaciones de dos variables en forma combinada.

13.7.2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PRIMER ORDEN

El análisis de sensibilidad es la base para realizar el análisis de riesgo y constituye el primer paso, donde se analiza el cambio que experimenta el VAN, a precios sociales, ante una variación determinada de las partidas involucradas en la evaluación económica, con objeto de conocer la/s variable/s de mayor impacto en la rentabilidad del proyecto. Las partidas involucradas que se han estudiado han sido:

- Costos de las obras
- Precios de venta de productos agrícolas
- Superficie de cultivos más rentables (hortofrutícolas)
- Aumento de los porcentajes anuales de adhesión al proyecto (Integración tecnológica)

Los cambios en la integración tecnológica se han determinado en base a la transición entre la situación actual y futura: para los predios de nivel bajo se consideró un período de establecimiento de ocho años, con nivel medio y medio-bajo en seis años y predios de nivel alto y medio-alto en un total de cinco años. En cada uno de estos períodos se establecieron unos niveles de integración tecnológica coincidentes con la adhesión al proyecto de cada beneficiario. Estos niveles se representan en forma de porcentajes de adhesión para cada nivel tecnológico según sea bajo, medio o alto en la tabla 13-171.

Tabla 13-171. Niveles de integración tecnológica

NIVEL TECN	ESCENARIO	AÑO								
		0	1	2	3	4	5	6	7	8
BAJO	Base	5%	10%	15%	25%	35%	45%	70%	90%	100%
	Modificado	10%	20%	30%	50%	60%	70%	80%	90%	100%
MEDIO	Base	5%	10%	25%	45%	70%	90%	100%		
	Modificado	10%	30%	40%	60%	80%	90%	100%		
ALTO	Base	10%	20%	40%	60%	75%	100%			
	Modificado	20%	40%	50%	70%	90%	100%			

Antes de calcular las variaciones de rentabilidad de los escenarios modificados planteados, se han calculados los valores límite de dos variables como son los costos del proyecto y el aumento de beneficios, es decir, la variación límite de dichas variables para que el proyecto sea rentable, resultando un costo de $ 27.921.766.310 frente a $ 31.401.621.833 de costos del escenario base Nº5, lo cual representa una reducción de los costos del 11,08% y un aumento de los beneficios del 9%, aplicado de forma anual.

La tabla 13-172 muestra el cambio que experimenta el VAN, a precios sociales, ante la variación de 20% de las partidas involucradas en la evaluación económica sobre el escenario base.

Tabla 13-172. Análisis de incidencia de las variables en la rentabilidad del proyecto. Precios sociales

ESCENARIO 5	VAN Base (millones de pesos)	VAN Modificado (millones de pesos)	Variación	ΔVAN (millones de pesos)	Elasticidad (%)	TIR(%)
ESCENARIO 5.1: Reducción costos inversión 20%	-$ 3.479,86	$ 2.800,47	-20,00%	$ 6.280,32	180%	6,6%
ESCENARIO 5.2: Aumento superficie hortofrutícola 20%	-$ 3.479,86	$ 1.324,35	-20,00%	$ 4.804,21	138%	6,1%
ESCENARIO 5.3: Aumento de los precios productos 20%	-$ 3.479,86	$ 3.698,88	-20,00%	$ 7.178,73	206%	6,7%
ESCENARIO 5.4: Cambios integración tecnológica.	-$ 3.479,86	-$ 2.758,78	-20,00%	$ 721,07	21%	5,6%

Del cuadro anterior se puede observar que todas las variables por separado confluyen en un VAN positivo siendo las variables que más inciden en la rentabilidad son el costo del embalse y los precios de los productos, las cuales arrojan una tasa interna de rendimiento superior a la tasa de interés de la operación.

13.7.3. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE SEGUNDO ORDEN

Con el fin de determinar si existen condiciones que hagan rentable el proyecto, se realizó un análisis de sensibilidad complementario, el que consiste en considerar variaciones combinadas de las variables. Las combinaciones consideradas se han superpuesto al escenario 5.2 (cambios en la superficie hortofrutícola en un 20%. Son las siguientes:

- - Escenario 5.2.A: Escenario 5.2 + aumento de los precios (beneficios)
- - Escenario 5.2.B: Escenario 5.2 + cambios en la integración tecnológica
- - Escenario 5.2.C, Escenario 5.2 + aumento en precios + cambios integración.

En la tabla 13-173 se exponen dichas combinaciones.

Tabla 13-173. Análisis de incidencia de las variables combinadas en la rentabilidad del proyecto. Precios sociales

ESCENARIO	VAN_{Base} (millones $)	$VAN_{Modificado}$ (millones $)	ΔVAN (millones $)	Elasticidad (%)	TIR (%)
ESCENARIO 5.2.A: Aumento superficie hortofrutícola 20% + Aumento precios productos 20%	-$ 3.479,86	$ 15.285,39	$ 18.765,25	539%	8,4%
ESCENARIO 5.2.B: Aumento superficie hortofrutícola 20% + Cambios integración tecnológica	-$ 3.479,86	$ 2.937,42	$ 6.417,27	184%	6,6%
ESCENARIO 5.2.C: Aumento superficie hortofrutícola 20% + Aumento precios productos 20% + Cambios integración tecnológica	-$ 3.479,86	$ 18.365,20	$ 21.845,05	628%	8,9%

Del cuadro anterior se puede observar que al ser una combinación de variables que por separado hacen que el VAN sea positivo, y que la variable que está presente en los mayores aumentos de VAN y de TIR es la que corresponde a los precios de los productos.

Lo anterior muestra que existen condiciones bajo las cuales el proyecto es rentable, y confirma la conveniencia y ventaja de analizar en forma integral las posibilidades de éxito de un proyecto, analizado el efecto conjunto del cambio de distintas variables de evaluación y la incertidumbre asociada a la ocurrencia de distintos fenómenos, logrando una visión holística del proyecto y las potencialidades de desarrollo del área de estudio.

Los resultados del análisis de sensibilidad se presentan en forma digital en el SubAnexo 3.2.2 del Anexo I.

13.8. ANÁLISIS DE RIESGO.

13.8.1. INTRODUCCIÓN.

El análisis de riesgo es una herramienta cuyo fin es determinar el grado de confianza estadística en la solución obtenida. Este tipo de análisis se puede pensar como un análisis de sensibilidad generalizado, en el que no se analiza un cambio único en una variable, sino que se analizan muchas posibilidades dentro del rango posible.

En particular en este análisis se considera el cambio en costo de las obras, variable que según el análisis de sensibilidad mostrado en el apartado anterior presenta la mayor elasticidad. Adicionalmente se analiza el ingreso agrícola, en términos del precio de venta de los productos comercializados, que aunque presenta una menor elasticidad, es la fuente de beneficios del proyecto.

13.8.2. CONDICIONES DE ANÁLISIS.

El análisis de riesgo se ha realizado para el Escenario 5, pues es el que mejores ratios de indicadores económicos presenta. Se han considerado las variables costo e ingreso agrícola (precio de venta de los productos). La modelación se ha realizado transformando estas variables de determinísticas, es decir, con un valor dado, a variables con un valor cambiante, llamadas estocásticas. El cambio se realizó con la siguiente representación:

$$X_E = \alpha * X_D$$

Dónde:

X_E : Valor estocástico de la variable
X_D Valor determinístico de la variable
α : Función de transformación

Adicionalmente se requiere que en condiciones estáticas el modelo estocástico sea igual al determinístico. Esto se logra imponiendo que el valor esperado de la variable estocástica sea igual al valor determinístico:

$$E(X_E) = E(X_D) = X_D$$

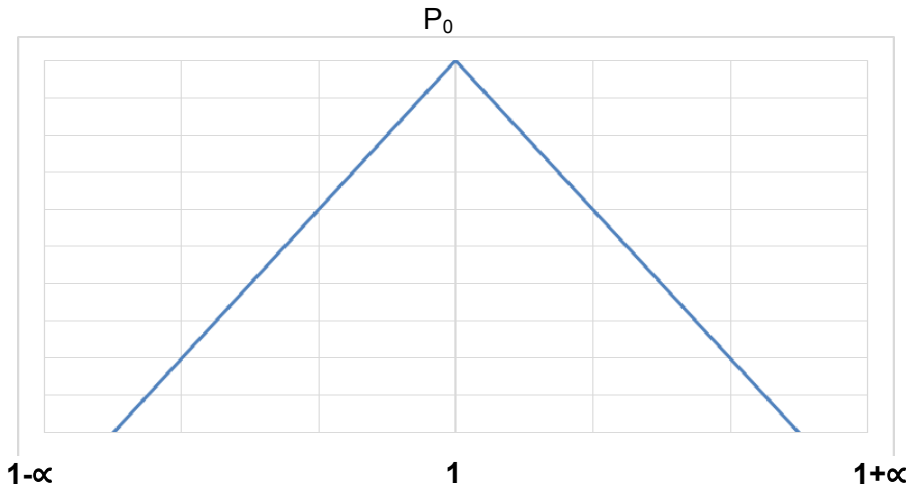
Esto se logra imponiendo la condición:

$$E(X_\alpha) = 1$$

Con el objetivo de desarrollar la modelación, se escogió usar una función α de tipo triangular, por su operatoria sencilla, especialmente en casos en donde la cantidad de datos muestrales es muy limitada, tal como es en el presente estudio. Esta función entrega valores que varían entre un mínimo y un máximo, presentándose las mayores probabilidades de ocurrencia para el valor más probable (VMP). Esto significa que siempre hay menos valores cercanos al mínimo o al máximo que al VMP.

En particular, para esta simulación se adoptó una distribución simétrica, en el rango [1-α,1+α], con un VMP igual a P_0, tal como se muestra en la figura 8-9. La forma simétrica de la distribución permite analizar aumentos y disminuciones de costo o de precio de venta en la misma proporción.

Figura 13-128. Distribución aleatoria triangular escogida.



Fuente: Elaboración propia.

La siguiente ecuación muestra en forma analítica la distribución de probabilidad considerada, en que P_0 es desconocido:

$$f_x(x) = \begin{cases} 0 & x < 1-\alpha \\ \frac{P_o}{1-\alpha}(1-\alpha-x) & 1-\alpha < x < 0 \\ \frac{P_o}{1+\alpha}(1+\alpha-x) & 0 < x < 1+\alpha \\ 0 & 1+\alpha < x \end{cases}$$

Por otra parte, la función probabilidad se define como:

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^{x} f_x(x)\,dx$$

Para determinar el valor de P_0, se tiene que cumplir la condición:

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_w(x)\,dx - 1$$

De donde:

$$P_o = \frac{1}{2\,\alpha}$$

13.8.3. RESULTADOS.

La modelación se realizó usando el software @RISK, considerando varios valores del parámetro α.

Las variables introducidas en el modelo han sido:

- Costo inversión, valores de α: 15%, 20%, 30% y 40%.
- Ingreso (precio de venta del producto), valores de α: 5%, 10%, 15% y 20%.

La variable de salida de la simulación ha sido el valor del VAN.

Se ha de indicar que para el ingreso las variaciones se aplicaron a los precios de venta de los productos.
Se hace notar que el análisis se realiza para las variables en forma independiente y luego en forma conjunta.

En los tablas de resultados siguientes se resumen los resultados: VAN Mínimo y máximo, Percentiles 5 % y 95 %, y variación entre los percentiles indicados.

Tabla 13-174: Resultados análisis de riesgo variable costo inversión

α	VAN (miles Millones $)				
COSTO OBRAS	Mínimo	5%	95%	Máximo	DVAN (5% - 95%)
15%	-8,04	-6,71	-0,27	1,19	7,76
20%	-9,63	-7,79	0,80	2,70	10,43
30%	-12,77	-9,93	2,95	5,68	15,73
40%	-15,61	-12,10	5,08	8,54	20,69

Los resultados muestran la variación del VAN es mayor cuando se utiliza un valor de α mayor, y que para valores de α=20% se obtiene que para el percentil del 95% el VAN es positivo.

En la siguiente tabla se muestra el porcentaje de VAN Positivo y Negativo que se obtiene para el rango de variación analizado de la variable costo.

Tabla 13-175: Resultados de % de VAN positivo- negativo del análisis de riesgo variable costo inversión

α	% respecto al total	
COSTO OBRAS	VAN NEGATIVO	VAN POSITIVO
15%	**96%**	**4%**
20%	**93%**	**7%**
30%	**81%**	**19%**
40%	**74%**	**26%**

A continuación se muestran los resultados del análisis de riesgo de la variable precio de venta del producto.

Tabla 13-176: Resultados análisis de riesgo variable precio venta producto

α	VAN (miles Millones $)				
PRECIO VENTA	Mínimo	5%	95%	Máximo	DVAN (5% - 95%)
5%	-5,39	-4,85	-2,12	-1,53	2,73
10%	-7,30	-6,21	-0,77	0,42	5,44
15%	-9,24	-7,59	0,60	2,37	8,19
20%	-11,15	-8,95	1,96	4,42	10,90

Al igual que ocurría para la variable costo, para la variación porcentual de los precios de venta de los insumos, se produce una variación del VAN mayor cuanto mayor es el coeficiente α, siendo en ambos casos del mismo orden. En cuanto a los valores de α, es para α=15% cuando se obtiene un percentil del 95% del VAN positivo.

En la siguiente tabla se muestra el porcentaje de VAN Positivo y Negativo que se obtiene para el rango de variación analizado de la variable costo.

Tabla 13-177: Resultados de % de VAN positivo- negativo del análisis de riesgo variable precio venta producto

α	% respecto al total	
PRECIO VENTA	VAN NEGATIVO	VAN POSITIVO
5%	**97%**	**0%**
10%	**98%**	**2%**
15%	**93%**	**7%**
20%	**84%**	**16%**

Estas conclusiones vienen a coincidir con los valores del estudio de sensibilidad para las variables determinísticas.

Tabla 13-178: Resultados análisis de riesgo combinación variables costo - precio venta

α		VAN (miles Millones $)				
PRECIO VENTA	COSTO OBRAS	Mínimo	5%	95%	Máximo	ΔVAN (5% - 95%)
5%	15%	-9,23	-6,87	-0,06	2,30	6,81
5%	20%	-10,15	-7,98	1,15	3,49	9,13
5%	30%	-12,96	-9,99	2,93	5,93	12,91
5%	40%	-16,16	-12,22	5,26	8,81	17,47
10%	15%	-10,21	-7,66	0,62	3,62	8,28
10%	20%	-11,47	-8,53	1,70	5,50	10,23
10%	30%	-14,82	-10,76	3,34	7,53	14,10
10%	40%	-17,62	-12,54	5,56	10,58	18,10
15%	15%	-13,03	-8,70	1,53	4,70	10,23
15%	20%	-14,28	-9,34	2,33	6,50	11,67
15%	30%	-16,76	-10,92	3,74	7,98	14,66
15%	40%	-17,78	-12,60	5,67	10,89	18,27
20%	15%	-13,68	-9,54	2,69	7,33	12,22
20%	20%	-14,75	-10,51	3,37	8,32	13,88
20%	30%	-17,11	-11,94	5,07	9,87	17,01
20%	40%	-22,29	-13,66	5,90	12,38	19,56

El análisis de riego muestra que este proyecto tendría posibilidades de ser rentable si se dieran una disminución importante de los costos de inversión, alrededor del 20% respecto al valor actual presupuestado, o bien se produjera un incremento del precio de venta de los productos entorno a un 15% de su valor actual. La combinación de estas variables en sentido positivo podrían hacer viable el proyecto.

Tabla 13-179: Resultados de % de VAN positivo- negativo del análisis de riesgo variable precio y coste

α		% respecto al total	
PRECIO VENTA	COSTO OBRAS	VAN NEGATIVO	VAN POSITIVO
5%	15%	96%	4%
5%	20%	89%	11%
5%	30%	83%	17%
5%	40%	74%	26%
10%	15%	93%	7%
10%	20%	88%	12%
10%	30%	78%	22%
10%	40%	73%	27%
15%	15%	88%	12%
15%	20%	84%	16%
15%	30%	78%	22%
15%	40%	73%	27%
20%	15%	83%	17%
20%	20%	79%	21%
20%	30%	74%	26%
20%	40%	72%	28%

13.9. RECOMENDACIÓN SOBRE EL TAMAÑO DEL PROYECTO.

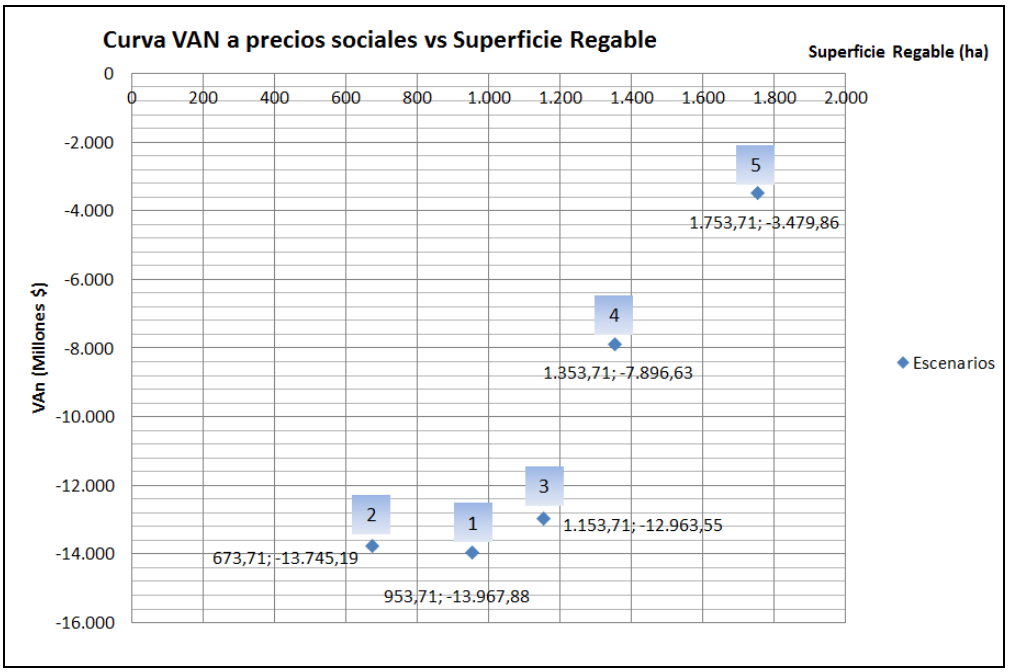
Del análisis de la evaluación económica realizado se obtiene que la totalidad de los escenarios planteados para riego no son rentables.

En la gráfica que a continuación se adjunta, se observa que se produce una mejoría en la rentabilidad del Proyecto conforme se aumenta la superficie potencialmente regable, pues la curva del VAN frente a las superficies regables es creciente.

No obstante, el aumento de dicha superficie significa también un aumento del tamaño de las obras de embalse y también de los requerimientos de yacimientos. Para tamaños de presa mayores sería necesario recurrir a préstamos externos, que encarecerían de forma significativa los costos de la obra.

Por otra parte se ha de destacar que las **superficies adicionales de riego tienen un límite físico** condicionado por la orografía de los terrenos situados aguas abajo del muro y por la propia red de riego, ya que se ha diseñado su funcionamiento en lámina libre. Además, indicar que aproximadamente a unos 7 kilómetros de distancia se encuentra la confluencia del estero Quilmo con el río Chillán, y que los predios localizados aguas abajo de dicho punto serían regados por el citado río, por lo que las zonas a regar se van reduciendo.

Figura 13-129. Curva de VAN (precios sociales) frente a Superficie Máxima Regable



13.10. RECOMENDACIÓN SOBRE EL MOMENTO ÓPTIMO DE INVERSIÓN

El momento óptimo de inversión se obtiene al comparar el Van de invertir en el momento "t" frente a hacerlo en el momento "t+1".

La condición básica que se ha de dar para poder realizar el cálculo es que los beneficios netos anuales posibles, sean independientes del momento del inicio del proyecto, es decir que su evolución sea independiente de la fecha de construcción del embalse, sino de la evolución de la demanda o de la variación del mercado de los insumos.

En el proyecto del embalse analizado, los beneficios agrícolas generados dependen básicamente de la construcción de las obras de embalse y los canales asociados, por lo que no resulta coherente plantear cuando se ha de iniciar la inversión de dichas obras, ya que cuanto antes se realicen antes se obtendrán los beneficios.

El momento de realización de la obra dependería de la comparativa resultante entre este proyecto y otros para el reparto de las inversiones disponibles por parte del Estado.

13.11. RECOMENDACIÓN DEL PROYECTO

De acuerdo a los resultados del método del presupuesto, el proyecto no es rentable a precios de mercado y sociales para ninguna de las alternativas. Esto se explica por la gran magnitud de las inversiones del embalse.

El escenario más rentable desde el punto de vista del VAN es el Escenario 5, que supone ejecutar un embalse con una capacidad de 12,47 hm³ (NME), que permitirían regar 1.754 ha con una seguridad para el riego del 85%, que a precios sociales tiene un VAN de $-3.970,274 millones y una TIR de -12,6%.

Tal como se dijo anteriormente, los resultados se explican en buena parte por el alto costo de las obras, los cuales no pueden ser compensados, con los beneficios generados por la agricultura.

Para el caso de los métodos de chequeo del valor incremental de la tierra y de las transacciones de derechos de aprovechamiento de aguas, el proyecto tampoco resulta conveniente con respecto a la situación actual.

En segundo lugar al considerar el multipropósito, se obtiene que el caso de la hidrogeneración el proyecto no resulta rentable, como tampoco lo es la incorporación del agua potable.

Por otra parte, el análisis de sensibilidad muestra que para algunos escenarios el proyecto de mayor volumen es rentable, cuando se introducen como variables de estudio: el costo de la inversión, el precio de venta de los insumos, la integración tecnológica o la modificación de las superficies destinadas a cultivos hortofrutícolas.

En todo caso, dado los resultados negativos de rentabilidad, no se recomienda continuar a la etapa de factibilidad desde un punto de vista netamente técnico-económico, no descartándose otro tipo de acciones al considerarse la política regional.

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

14.1. CONCLUSIONES

De acuerdo al proyecto realizado es posible plantear las siguientes conclusiones:

a) Dado que el emplazamiento de los embalses en los esteros Quilmo, Ránquil y Changaral, había sido establecido previamente por parte de la CNR, se procedió al análisis de una serie de alternativas para cada embalse, basadas en distintas secciones tipo y distintas cotas de las tomas de riego. En total se estudiaron 4 alternativas por embalse que fueron analizadas mediante la utilización de una matriz de evaluación que engloba aspectos de tipo técnico-económicos, ambientales y administrativo-legales. A partir de lo anterior, se definió que las alternativas de los embalses de Ránquil y Changaral no resultaban viables, por lo que únicamente la alternativa del estero Quilmo basada en una presa de materiales homogéneamente zonada siguió adelante con los estudios de prefactibilidad.
b) A partir del catastro efectuado, se concluye que no existe una actual red de riego existente en condiciones que permita el adecuado riego de la zona en estudio. Por lo tanto, para permitir el riego de los precios situados aguas debajo de la presa se prevé la construcción de dos canales matrices, uno por cada margen, de los que saldrán una serie de canales de derivación para abastecer a la totalidad de los predios.
c) De acuerdo a los resultados de los estudios de línea de base, los avances de la ingeniería y la legislación ambiental vigente, el emplazamiento del embalse no presenta restricciones ambientales absolutas para la ejecución de éstas, sin embargo, se deben considerar medidas de diseño, mitigación, reparación y/o compensación, para los efectos ambientales identificados.
d) Conforme a lo establecido en los artículos 10 letra a), b) y c), de la Ley 19.300 sobre Bases Generales del Medio Ambiente y el nuevo Decreto 40/2013, el Proyecto “Construcción embalses estacionales del secano, Provincia de Ñuble”, ingresa al SEIA por aplicación de las siguientes causales, **Letra a)** “*Acueductos, embalses o tranques y sifones que deban someterse a la autorización establecida en el artículo 294 del Código de Aguas, presas, drenaje, desecación, dragado, defensa o alteración, significativos, de cuerpos o cursos naturales de aguas;*
e) Se evaluó además el embalse como uso multipropósito considerando abastecimiento de agua potable e hidrogeneración además de riego, sin resultados positivos desde el punto de rentabilidad económica.

14.2. RECOMENDACIONES

El análisis de la rentabilidad económica del Proyecto para las distintas alternativas estudiadas, permite llegar a la conclusión de que ninguna de ellas es viable como inversión.

No obstante, la posible ejecución de un embalse en el estero Quilmo, traería asociados una serie de beneficios a tener en cuenta en la toma de decisiones, como son: la generación de nuevos empleos, tanto directos e indirectos, la mejora en la seguridad de abastecimiento de agua potable, la laminación de crecidas del propio estero, como fuente de suministro de agua en la lucha contra incendios y la posibilidad creación de potenciales zonas de recreo y esparcimiento.

Además, durante la fase de estudio del terreno, se detectó en el subsuelo del eje de muro la existencia de un acuífero multicapa confinado, así como un acuífero libre. La posibilidad de disponer de agua a escasa profundidad puede abrir una línea de estudio que permita abordar de manera conjunta el aprovechamiento de las aguas superficiales y las profundas, consiguiendo así alcanzar las rentabilidades deseadas.

Las aguas superficiales y subterráneas pueden realizar funciones complementarias en un sistema de recursos hidráulicos. Los acuíferos pueden representar alternativas interesantes para el almacenamiento de agua y ahorros económicos sustanciales en cuanto a los sistemas de distribución de superficie. La función de un acuífero como elemento de distribución de agua está asociada estrechamente a su papel como elemento de almacenamiento.

Se podría plantear la **utilización alternativa del agua superficial y subterránea.** La capacidad de almacenamiento del acuífero podría aprovecharse si se hace más uso del embalse en los períodos húmedos, y por el contrario se extrae más del acuífero en períodos secos.

Por otra parte, se podría aprovechar el almacenamiento subterráneo mediante la **recarga artificial.** Los objetivos a perseguir con esta opción son dos:

a) Aumento y optimización el volumen de los recursos hídricos
b) Prevención o corrección del deterioro de la calidad del agua.

Entre las aplicaciones más habituales de recarga artificial de acuíferos están el almacenamiento de escorrentías superficiales no reguladas, reducción del descenso piezométrico, mantenimiento hídrico de determinados enclaves ecológicos, etc.

Sistemas río-acuífero

El retardo que se produce entre los bombeos en un acuífero, y la disminución de caudal en el río drenante, puede aprovecharse para aumentar las disponibilidades de agua. Al bombear de forma intermitente en períodos secos en los que la demanda de agua es mayor y menor el caudal de los ríos, una parte del efecto del bombeo se produce en los períodos en los que es mayor el caudal de los ríos

Las relaciones río-acuífero pueden transformarse por la explotación de las aguas subterráneas. Así, ciertos acuíferos muy explotados, al disminuir los niveles piezométricos, pueden cambiar su relación con el río que puede pasar de ganador a perdedor. De esta manera, las posibilidades de almacenamiento en los acuíferos aumentan.

Por lo tanto, y en base a todas las propuestas planteadas, se propone a la Comisión Nacional de Riego que acometa en la zona de actuación una serie de estudios adicionales, ya que éstos no son objeto del presente contrato, que permitan optimizar los recursos disponibles desde un punto de vista técnico-económico, social y ambiental:

1. Estudio hidrogeológico de la zona. Tendrá como finalidad determinar la capacidad de almacenamiento de los acuíferos y la transmisividad de los distintos niveles.
2. Estudio de aforos. Permitirá obtener los caudales que pueden extraerse de los acuíferos.
3. Estudio de aprovechamiento conjunto de aguas superficiales y subterráneas.
4. Estudio de Planificación de Recursos Hídricos.