MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO CANAL LO ROJAS, COMUNA LA CRUZ, V REGIÓN

INFORME FINAL

VOLUMEN 2

SANTIAGO, SEPTIEMBRE DE 2014

Gobierno Regional
Región de Valparaíso

CNR
Ministerio de Agricultura

Gobierno de Chile

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO CANAL LO ROJAS, COMUNA LA CRUZ, V REGIÓN

INFORME FINAL

VOLUMEN 2

SANTIAGO, SEPTIEMBRE DE 2014

AQUATERRA INGENIEROS LIMITADA

Hernán Cortés 2362, Ñuñoa, Santiago.
aquaterra@aquaterra-ing.cl
Fono : 2 893 46 75

MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO CANAL LO ROJAS, COMUNA LA CRUZ, V REGIÓN

INFORME FINAL

SEPTIEMBRE 2014

COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO

Secretario Ejecutivo
Ingeniero Agrónomo Sr. Patricio Grez Marchant

Jefe División de Estudios, Desarrollo y Políticas
Geógrafa Sra. María Loreto Mery Castro

Coordinador Técnico
Ingeniero Civil Sr. Guillermo Piñones Aguilera

AQUATERRA INGENIEROS LIMITADA

Jefe de Proyecto
Ingeniero Civil Jaime Vargas Paysen

Profesionales

Ingeniero Civil Kricor Bzdigian K.
Ingeniero Civil Alejandro de la Barra R.
Ingeniero Civil Jorge Baechler R.
Ingeniero Civil Camilo Alarcón C.
Abogado Fernando Valdés H.
Ingeniero Civil Patricio Bertholet M.
Ingeniero Agrónomo Sady Guzmán B.
Ingeniera Comercial Mónica Guzmán C.
Ingeniero Civil Industrial Marcos Bórquez V.
Ingeniera Civil Paula Contreras T.
Ingeniera Civil en Geografía Claudia Hernández L.
Ingeniera Civil en Geografía Karen Beltrán S.
Sociólogo Germán Bauerle R.
Constructor Civil Genaro Cárcamo G.
Ingeniero de Ejec. en Geomensura Javier Bustamante E.
Técnico en Dibujo Arquitectónico Soledad Vera L.
Técnico en Dibujo Arquitectónico Claudia Ojeda Ch.
Técnico de Terreno Jorge Jaluff R.

ÍNDICE INFORME FINAL

1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS 1
1.1. Introducción 1
1.2. Objetivos 4
2. ÁREA DE ESTUDIO 4
3. RECOPILACIÓN DE ANTECEDENTES 6
3.1. Recursos Hídricos 6
3.2. Antecedentes Agropecuarios 47
3.3. Antecedentes Ambientales 53
4. ANTECEDENTES GENERALES DEL ÁREA DE ESTUDIO 60
4.1. Localización Geográfica 60
4.2. Antecedentes Demográficos 61
4.3. Clima 65
4.4. Suelos 68
4.4.1. Clasificación Geomorfológica 68
4.4.2. Erosión de los Suelos 71
4.4.3. Caracterización de los Suelos desde el Punto de Vista Agroclimático 74
4.5. Hidrografía 75
4.6. Situación Política Administrativa y Situación Institucional 81
4.6.1. Situación Política Administrativa 81
4.6.2. Situación Institucional 84
4.7. Indicadores Económicos de la Zona 97
4.8. Condiciones Generales de Vida de la Población 104
4.9. Infraestructura Sanitaria 114
4.10. Infraestructura Vial 116
5. CARTOGRAFÍA 118
6. ANTECEDENTES AGROECONÓMICOS 121
6.1. Antecedentes Generales 121
6.2. Visitas a Terreno 125
7. ANTECEDENTES LEGALES 127
7.1. Generalidades 127

7.2. Regulación del Derecho de Aprovechamiento de Aguas Bajo el Imperio del Código de Aguas de 1981 129

7.2.1. Procedimiento Regularizatorio del Artículo 5° Transitorio del Código de Aguas..... 130
7.2.2. El Catastro Público de Aguas 130
7.2.3. El Registro Público de Derechos de Aprovechamiento de Aguas 131
7.2.4. Perfeccionamiento de los Derechos de Aprovechamiento..... 132
7.2.5. Perfeccionamiento de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas Determinados por el Servicio Agrícola y Ganadero de Conformidad con el Artículo 5º Transitorio del Código de Aguas..... 133

7.3. Evaluación Legal de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas..... 134

7.4. Informe en Derecho o Diagnóstico legal..... 136

7.5. Estudio en Particular de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas y sus Conclusiones..... 137

7.6. Situación Legal de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas del Canal lo Rojas 172

7.7. Conclusión General..... 172

7.8. Estudio Legal de la Situación Legal de las Organizaciones de Usuarios Existentes Ligadas a la Distribución del Recurso Hídrico 176

7.9. Regulación de las Organizaciones de Usuarios Bajo el Imperio del Código de Aguas de 1981 177

7.10. Las Asociaciones de Canalistas 178

7.11. Formas de Constitución 178

7.11.1. Constitución Voluntaria o Extrajudicial..... 178
7.11.2. Constitución Extrajudicial 179

7.12. Registro de las Asociaciones de Canalistas 180

7.13. Inscripción de las Asociaciones de Canalistas en el Conservador de Bienes Raíces 181

7.14. Los Estatutos de la Asociación de Canalistas 181

7.15. Las Organizaciones de Usuarios de Hecho o de Facto 182

7.16. Evaluación Legal de la Asociación de Canalistas Canal Lo Rojas 183

7.17. Informe en Derecho o Diagnóstico Legal 184

7.17.1. Constitución, Organización y Registro 184
7.17.2. Análisis de los Estatutos 185
7.17.3. Derechos de Aprovechamiento de los Accionistas y Forma de Distribución 185
7.17.4. Conclusiones 187
8. DIAGNÓSTICO DE LA INFRAESTRUCTURA ACTUAL Y ANÁLISIS PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS 190
8.1. Problemática Actual de los Regantes del Canal Lo Rojas 190
8.2. Diagnóstico de Infraestructura del Canal Lo Rojas 195
8.2.1. Fichas de Catastro 195
8.2.2. Diagrama Unifilar 200
8.2.3. Resumen de Infraestructura del Canal Lo Rojas Catastrada 209
8.3. Conclusiones del Diagnóstico 215
8.4. Análisis Preliminar de Alternativas 216
8.4.1. Introducción 216
8.4.2. Estimación Preliminar del Caudal a Transportar 216
8.4.2.1. Antecedentes Legales 216
8.4.2.2. Antecedentes Técnicos (Estudio Procivil 2005) 220
8.4.3. Diseños Simplificados e Inversiones Totales 223
8.4.3.1. Alternativas de Revestimiento del Canal Lo Rojas 223
8.4.3.2. Criterios de Diseño y Bases de Cálculo 224
8.4.3.3. Precios Unitarios 227
8.4.3.4. Costos de Inversión Alternativas de Revestimiento de Canal Abierto 230
8.4.3.5. Comparación Alternativas de Canal Abierto 241
8.4.3.6. Costos de Inversión Alternativas Entubamiento de Canal 243
8.4.3.7. Comparación Alternativas de Entubamiento de Canal 252
8.4.3.8. Comparación de Escenarios 253
8.4.4. Análisis Alternativa Global 254
8.4.5. Alternativa Pozos Profundos Alimentación Canal Lo Rojas 267
8.4.5.1. Diseños y Bases de Cálculo 269
8.4.5.2. Costos de Inversión 271
8.4.5.3. Costos de Operación 274
8.4.5.4. Evaluación económica 274
8.4.6. Alternativa Mini Central Hidroeléctrica 277
8.4.7. Proposición Obras Cruce Quebradas 277
8.4.7.1. Cruces de Quebradas 277
9. ANÁLISIS AMBIENTAL 281
9.1. Introducción 281
9.2. Objetivos del Estudio de Análisis Ambiental 283
9.3. Descripción del Proyecto 283
9.3.1. Antecedentes Generales del Estudio 283
9.3.2. Localización Geográfica del proyecto 284
9.3.3. Características de las Obras Proyectadas 286
9.4. Descripción del Marco Legal Ambiental aplicable (General y Específicas) y Análisis de Pertinencia de Ingreso del SEIA. 290

9.4.1. Normativa Ambiental General 290
9.4.2. Análisis de Pertinencia de Ingreso a SEIA 293
9.5. Metodología General del EAA 300

9.5.1. Área de Influencia 301
9.5.2. Caracterización Ambiental y Territorial del Área de Influencia 303
9.6. Análisis de Impactos 348

9.6.1. Identificación de Impactos 348
9.6.2. Factores Medio Ambientales Impactados 349
9.6.3. Obras de Mejoramiento Contempladas 351
9.6.4. Valorización de los Impactos 357
9.6.4.1. Valoración de Impactos en Etapa de Construcción 357
9.7. Medidas de Mitigación, Reparación y/o Compensación 365

9.7.1. Generalidades 365
9.7.2. Descripción de Medidas 366
9.7.2.1. Componente Ruido 366
9.7.2.2. Componente Calidad de Aire 367
9.7.2.3. Componente Suelo 368
9.7.2.4. Componente Flora 369
9.7.2.5. Infraestructura de Servicios 371
9.8. Jerarquización Ambiental de Alternativas de Revestimiento 372

9.9. Estimación de Costos Ambientales 374

10. ESTUDIO HIDROLÓGICO 376
10.1. Introducción 376

10.2. Estudio de Crecidas 376

10.2.1. Antecedentes Utilizados 377
10.2.2. Caudales Máximos Instantáneos 379
10.3. Recursos Hídricos 399

10.3.1. Fuente y Régimen Hídrico 399
10.3.2. Metodología 400
10.3.2.1. Metodología Análisis Hidrológico Estudio Procivil (2005) 400
10.3.2.2. Determinación de Caudales Medios Mensuales generados por Escorrentía 403
10.3.2.3. Recuperaciones de las Aguas de Riego de La 3ª Sección Del Río Aconcagua 407
10.3.2.4. Recuperación en los esteros los Litres y Pucalán 421
10.3.2.5. Caudal en Estero Los Litres en Bocatoma Canal Lo Rojas 422
10.3.2.6. Calibración del Modelo Hidrológico 423
10.3.2.7. Caudal disponible en Bocatoma del Canal Lo Rojas 423
10.3.2.8. Análisis de Frecuencia 428
10.4. Aforos 428

10.4.1. Resultados 428
10.4.2. Análisis de los Resultados de Aforos 429
10.4.3. Verificaciones 432
11. ESTUDIO AGRONÓMICO 441
11.1. Descripción General del Área de Estudio y Área de Influencia del Proyecto. 441

11.1.1. Localización Geográfica, Extensión y Límites 441
11.1.2. Situación Político-Administrativa, Infraestructura y Servicios de Ambas Comunas 442
11.1.3. Situación Institucional 443
11.1.4. Población y Empleo Actual 444
11.1.5. Infraestructura de Salud y Educacional 448
11.1.6. La Agricultura 450
11.2. Suelos 455

11.2.1. Presentación del Estudio de Suelos 455
11.2.2. Clasificación Interpretativa de los Suelos 467
11.3. Clima y Agroclima 470

11.3.1. Metodología 472
11.3.2. Descripción del Clima 472
11.3.3. Adaptabilidad de los cultivos y frutales 476
11.4. Encuesta Agropecuaria 481

11.5. Catastro Agrícola y Estructura de la Propiedad 484

11.6. Estudio de Mercado Comercialización y Precios 490

11.6.1. El Mercado de la Fruta Fresca 491
11.6.2. Análisis de los Principales Productos 509
11.6.3. Determinación de los Precios de los Productos 548
11.7. Situación Actual Agropecuaria 558

11.7.1. Superficies incluidas en el Proyecto 558
11.7.2. Uso Actual de la Tierra 558
11.7.3. Demandas de Agua de Riego 566
11.7.4. Caracterización Productiva actual 574
11.7.5. Caracterización Económica de la Producción 580
11.8. Situación Sin Proyecto u Optimizada 585

11.9. Situación Futura o Con Proyecto 594

11.9.1. Uso Futuro de la Tierra 596
11.9.2. Demandas de Agua Futura 602
11.9.3. Caracterización Productiva Futura 604
11.9.4. Caracterización Económica Futura 604
11.9.5. Estándares Productivos y Económicos de los Cultivos. Situación Futura 606
11.9.6. Proyección Económica de la Situación Futura o “Con Proyecto” 607
11.9.7. Inversiones Agrícolas Intraprediales 616
11.9.8. Programa de Asistencia Técnica y Capacitación 625
11.9.9. Determinación de los Beneficios del Proyecto 629
11.10. Conclusiones y Recomendaciones 632

12. TOPOGRAFÍA 633
12.1. Levantamiento General 633

12.2. Referenciación GPS Canal Lo Rojas 633

13. MECÁNICA DE SUELOS 635

13.1. Antecedentes Utilizados 635

13.2. Introducción 635

13.3. Propiedades Del Suelo 639

13.3.1. Aspectos Geotécnicos 639
13.3.1.1. Canal Lo Rojas 639
13.3.1.2. Quebradas 641
13.3.1.3. Minicentral Hidroeléctrica 644
13.3.1.4. Empréstito 645
13.3.2. Propiedades Mecánicas 645
13.3.2.1. Principales parámetros para gravas areno arcillosas y/o limosas 646
13.3.2.2. Principales parámetros para arenas arcillosas (con contenido de material fino que pasa malla 200 mayor o igual a 35%). 646
13.3.2.3. Principales parámetros para arcillas arenosas 647

13.4. Análisis de Estabilidad de Taludes 647

13.4.1. Metodología 647
13.4.2. Estados de Carga Considerados 648
13.4.2.1. Resultados Obtenidos 648

13.5. Capacidad De Soporte De Los Suelos De Fundacion De Las Obras De Arte Proyectadas 649

13.5.1. Capacidad de soporte admisible 650
13.5.2. Sello de Fundación 651

13.6. Asentamiento De Fundaciones 651

13.6.1. Asentamiento Elástico 651
13.6.2. Asentamiento por Consolidación 652
13.6.3. Recomendaciones sobre asentamientos 653
13.6.4. Constantes de balasto 653

13.7. Conclusiones y Comentarios 653

14. DISEÑOS PRELIMINARES 655

14.1. Revestimiento del Canal Lo Rojas 655

14.1.1. Generalidades 655

14.2. Alternativa Global a ser Analizada 657

14.3. Eje Hidráulico en Situación Actual 661

14.3.1. Generalidades 661
14.3.2. Objetivos 661
14.3.3. Antecedentes Utilizados 661
14.3.4. Ubicación y Contexto Hídrico General del Canal Lo Rojas 662
14.3.5. Caracterización Situación Actual Canal Lo Rojas 664
14.3.6. Modelación Hidráulica: Software, Implementación y Criterios 666
14.3.7. Resultados de Modelación en Situación Sin Proyecto 680
14.3.8. Conclusiones Modelación en Situación Actual 715

14.4. Trazado en Planta y Elevación Situación con Proyecto 716

14.4.1. Generalidades 716
14.4.2. Trazado en Planta Actual del Canal Lo Rojas 720
14.4.3. Trazado actual en elevación 720
14.4.4. Trazado en Planta del Eje Proyectado 720
14.4.5. Trazado en Elevación del Eje Proyectado 721
14.5. Caudales de Diseño para Obras de Entrega a Riego 724

14.5.1. Generalidades y Objetivos 724
14.5.2. Situación Actual de Derechos de Agua del Canal Lo Rojas 725
14.5.3. Distribución de los Puntos de Entrega 726
14.5.4. Determinación de los Caudales de Diseño para Obras de Entrega 731
14.6. Diseño de Prefactibilidad Revestimiento del Canal 734

14.6.1. Generalidades 734
14.6.2. Eje Hidráulico en Situación con Proyecto 735
14.6.2.1. Generalidades 735
14.6.2.2. Predimensionamiento de Secciones Revestidas 738
14.6.2.3. Implementación Hec Ras a las Condiciones de Diseño 744
14.6.3. Comentarios y Conclusiones de los Resultados de la Modelación del Tramo PK 0+740 al 14+100 (Proyectado) 775
14.6.4. Conclusiones Globales de la Modelación de la Situación con Proyecto 777
15. OBRAS DE ARTE 778
15.1. Obras de Entrega para Riego 778

15.1.1. Generalidades 778
15.1.2. Bases y Criterios de Diseño 779
15.1.3. Definición del Escenario de Operación del Canal 780
15.1.4. Cálculo de la Carga de Agua en los Puntos de Entrega 784
15.1.5. Metodología Cálculo Entrega desde Tubería 785
15.1.6. Metodología Cálculo de Entrega desde Compuertas 786
15.1.7. Modelación Riego con Turnos 788
15.1.8. Dimensionamiento de las Tuberías de Entrega en Tramo Entubado 797
15.1.9. Dimensionamiento de las Compuertas de Entrega Predial 800
15.2. Obras de Cruce de Quebradas 803

15.2.1. Generalidades 803
15.2.2. Evaluación Capacidad Obra en Quebradas Mayores 804
15.2.3. Procedimiento para el Predimensionamiento de Obras de Cruce Nuevas bajo Situación Proyectada 808
15.2.4. Predimensionamiento Cruces de Quebrada mediante Alcantarilla Enterrada o Canoa – CQ 24, 77, 79, 95 y 100 815
15.2.5. Predimensionamiento Cruce de Quebrada Los Culenes sobre Canal Entubado Proyectado en Sifón Invertido 817
15.2.6. Predimensionamiento Cruces de Quebrada mediante Descarga a Canal CQ 131, 136 y 170 820
15.3. Obras de Arte que deben ser Modificadas 827

15.4. Desarenador al Inicio Tramo Entubado (sector bocatoma chica) 832

15.5. Obras de Aforo de Caudales y Sistema Remoto de Medición 839

15.5.1. General 840

15.5.2. Dimensionamiento Obra de Sección Primaria de Aforo – Lo Rojas en Los Litres 841
15.5.3. Dimensionamiento Obra de Sección Secundaria de Aforo – Lo Rojas en Pucalán..... 846
15.5.4. Sistema Remoto para la Medición de Caudales, Registro y Transmisión de Datos en Tiempo Real 853
16. CUBICACIONES DE LAS OBRAS CIVILES DE MEJORAMIENTO 857
16.1. Revestimientos 858

16.1.1. Reperfilado km 0 a km 0,47 858
16.1.2. Entubación Canal Km 0,840 a Km 10,3 858
16.1.3. Revestimiento Canal Km 10,3 a Km 14,05 859
16.1.4. Obras de Arte 859
16.1.4.1. Cruce de Quebradas 859
16.1.4.2. Cambio de Obras de Arte Existentes 861
16.1.4.3. Descargas de Quebradas Dentro del Canal 864
16.1.4.4. Desarenador al Inicio Tramo Entubado Proyectado (sector bocatoma chica)... 865
16.1.4.5. Obras de Aforos 866
16.1.4.6. Obras de Medición de Caudales Remoto 866
16.2. Estudio de Expropiaciones y/o Servidumbres de Paso 869

16.3. Verificación y Solución de Interferencias 869

16.3.1. Análisis de Interferencia para Cruces de Camino 872
16.3.1.1. Cruces de Caminos Intraprediales 872
16.3.1.2. Cruces de Caminos Públicos 872
16.3.2. Análisis de Interferencia para Cruces Peatonales 872
16.3.3. Análisis de Interferencia para Cruces de Quebrada 873
16.3.3.1. Quebradas que actualmente Descargan a Canal 873
16.3.3.2. Quebradas que actualmente no Descargan a Canal 873
16.3.4. Análisis de Interferencia para Cruces de Tuberías Elevadas 873
16.3.5. Análisis de Otras Interferencias 874
17. MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA 874
17.1. Generalidades 874

17.2. Antecedentes 875

17.3. Alcances Generales del Prediseño 877

17.4. Caudales, Desnivel y Potencia 881

17.5. Modelo Operacional 882

17.6. Prediseño de las Obras 883

17.6.1. Obras Civiles 883
17.6.2. Desarenador 883
17.6.3. Tubería Forzada 893
17.6.4. Cámara de Carga 895
17.6.5. Cálculo de Rejas (se dispone en cámara de carga) 898
17.6.6. Machones 899
17.6.7. Selección de la Turbina 899
17.6.8. Casa de máquinas 901

17.6.9. Costos de las Obras 901
17.6.10. Evaluación Económica Minicentral Hidroeléctrica 902
17.7. Mercado de la Energía 906

18. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS 908
18.1. Generalidades 908

18.2. Listado de Recursos 908

18.3. Listado de Precios Unitarios 913

18.4. Detalle de Precios Unitarios 918

19. PRESUPUESTOS 918
19.1. Revestimientos 918

19.1.1. Reperfilado km 0 a km 0,4 918
19.1.2. Entubación Canal Km 0,84 a Km 10,3 919
19.1.3. Revestimiento Canal Km 10,3 a Km 14,05 920
19.2. Obras de Arte 921

19.2.1. Cruce de Quebradas 921
19.2.2. Cambio de Obras de Arte Existentes 926
19.2.3. Descargas de Quebradas Dentro del Canal 935
19.2.4. Desarenador al Inicio Tramo Entubado Proyectado (sector bocatoma chica) 937
19.2.5. Obras de Aforos 938
19.2.6. Obras de Medición Remota de Caudales 939
19.3. Presupuesto Total 943

20. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENCIÓN DE OBRAS 943
20.1. Costos 943

20.2. Manual de Operación y Mantención 945

20.2.1. Manual de Mantenimiento 945
20.2.1.1. Inspecciones de Tipo Rutinaria 945
20.2.1.2. Inspecciones Extraordinarias 947
20.2.1.3. Mantención del Cauce del Canal 947
20.2.1.4. Mantención de Obras de Hormigón 948
20.2.1.5. Mantención de Elementos Metálicos 951
20.2.2. Manual de Operaciones 952
21. EVALUACIÓN ECONÓMICA 953
21.1. Introducción 953

21.2. Determinación de los Valores Agroeconómicos 954

21.3. Métodos de Evaluación 957

21.3.1. Método del Presupuesto 957
21.3.1.1. Parámetros Básicos para la Evaluación Económica 958
21.3.1.2. Evaluación Económica Tomando en Cuenta los Costos Ambientales 962
21.3.2. Métodos de las Transacciones de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas 965

21.3.3. Método del Valor Incremental de la Tierra 967
21.4. Análisis de Sensibilidad 970

21.5. Análisis Financiero de los Predios Promedio 972

21.6. Disposición de Pago 979

21.7. Indicadores Adicionales 982

22. ALTERNATIVAS DE FINANCIAMIENTO 984
22.1. Ley 18.450: Ley de Riego y Drenaje 984

23. PARTICIPACIÓN CIUDADANA 987
24. RESUMEN Y CONCLUSIONES 987

ANEXOS

Anexo 1	**Fichas de Catastro**
Anexo 2	**Inscripción de Derechos**
Anexo 3	**Cotizaciones**
Anexo 4	**Costo Transporte e Instalación Tubería**
Anexo 5	**Detalle Cálculos Diseño Canal**
Anexo 6	**Evaluación Económica Impulsión desde Pozo**
Anexo 7	**Comunicaciones con Chilquinta y Tecnored**
Anexo 8	**Norma Generación Distribuida Como Agente del Mercado Eléctrico**
Anexo 9	**Decreto 244: Reglamento para Medios de Generación**
Anexo 10	**Estadística Determinación de Caudales Medios Mensuales Generados por Escorrentía**
Anexo 11	**Extensión de Estadísticas de Caudales Medios Mensuales en la Tercera Sección del Río Aconcagua**
Anexo 12	**Aforos en Canal Lo Rojas**
Anexo 13	**Formato de Encuesta**
Anexo 14	**Estándares de Cultivo**
Anexo 15	**Trabajos Topográficos**

Anexo 16 **Estratigrafías y Ensayos de Laboratorio de Calicatas**

Anexo 17 **Estabilidad de Taludes**

Anexo 18 **Fotografías de Calicatas**

Anexo 19 **Análisis de Precios Unitarios**

Anexo 20 **Instrumentación Estación Medición Caudales**

Anexo 21 **Informe Participación Ciudadana**

PLANOS

Plano 5-1 Plano Base y Propiedades Regadas según Catastro de Usuarios del año 1993, Sector Norte

Plano 5-2 Plano Base y Propiedades Regadas según Catastro de Usuarios del año 1993, Sector Sur

Plano 5-3 Suelos según Clasificación Agrológica Sector Norte

Plano 5-4 Suelos según Clasificación Agrológica Sector Sur

Plano 8-1 Obras Catastradas

Plano 8.4-1 Alternativas Revestimiento Mixto

Plano 8.4-2 Principales Quebradas Canal Lo Rojas

Plano 10.4-1 Aforos Efectuados

PLANOS DE PROYECTO

Nº	CÓDIGO										CONTENIDO
1	G	-	C	-	PPL	-	1	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 0+000 - PK 1+050
2	G	-	C	-	PPL	-	2	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 1+050 - PK 1+950
3	G	-	C	-	PPL	-	3	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 1+950 - PK 2+825
4	G	-	C	-	PPL	-	4	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 2+825 - PK 3+750
5	G	-	C	-	PPL	-	5	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 3+750 - PK 4+600
6	G	-	C	-	PPL	-	6	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 4+600 - PK 5+450
7	G	-	C	-	PPL	-	7	_	16		Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 5+450 -

Nº	CÓDIGO									CONTENIDO
										PK 6+500
8	G	-	C	-	PPL	-	8	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 6+500 - PK 7+450
9	G	-	C	-	PPL	-	9	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 7+450 - PK 8+450
10	G	-	C	-	PPL	-	10	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 8+450 - PK 9+400
11	G	-	C	-	PPL	-	11	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 9+400 - PK 10+350
12	G	-	C	-	PPL	-	12	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 10+350 - PK 11+350
13	G	-	C	-	PPL	-	13	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 11+350 - PK 12+400
14	G	-	C	-	PPL	-	14	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 12+400 - PK 13+250
15	G	-	C	-	PPL	-	15	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 13+250 - PK 14+000
16	G	-	C	-	PPL	-	16	_	16	Planta y perfil longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto PK 14+000 - PK 14+330
17	G	-	C	-	PT	-	1	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 0+000 - PK 0+522
18	G	-	C	-	PT	-	2	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 0+750 - PK 2+800
19	G	-	C	-	PT	-	3	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 2+800 - PK 4+600
20	G	-	C	-	PT	-	4	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 4+600 - PK 6+700
21	G	-	C	-	PT	-	5	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 6+700 - PK 8+500
22	G	-	C	-	PT	-	6	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 8+500 - PK 10+600
23	G	-	C	-	PT	-	7	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 10+600 - PK 12+700
24	G	-	C	-	PT	-	8	_	8	Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto PK 12+700 - PK 14+050
25	G	-	C	-	TB	-	1	_	1	Tablas de Volumen Acumulado Corte y Relleno con Proyecto
26	CC	-	EC	-	VD	-	1	_	1	Vistas y detalles Elementos Tipo Conducción Cerrada y de Entrega a Riego Correspondiente Proyectados
27	OE	-	CQ	-	VD	-	1	_	4	Vistas y detalles Cruces de quebrada Proyectados PK 2+761 y PK 7+045
28	OE	-	CQ	-	VD	-	2	_	4	Vistas y detalles Cruces de quebrada Proyectados PK 7+125 y PK 8+232
29	OE	-	CQ	-	VD	-	3	_	4	Vistas y detalles Cruce de quebrada Proyectado PK 8+678
30	OE	-	CQ	-	VD	-	4	_	4	Vistas y detalles Cruce de quebrada PK 4+975.6 y Canal Lo Rojas en Sifón Proyectados
31	OE	-	CQ	-	PL	-	1	_	1	Perfiles Longitudinales Cruces de Quebrada
32	OE	-	VC	-	VD	-	1	_	2	Vistas y detalles Obras Proyectadas Vaciado de Quebrada a Canal PK 10+821 y PK 10+387
33	OE	-	VC	-	VD	-	2	_	2	Vistas y detalles Obra Proyectada Vaciado de Quebrada a Canal PK

Nº	CÓDIGO	CONTENIDO
		13+046.92
34	OE - VC - PL - 1 _ 1	Perfiles Longitudinales Obras Proyectadas Vaciado de Quebrada a Canal
35	OE - AF - VD - 1 _ 1	Vistas y detalles Obras de Aforo Proyectadas Canal Lo Rojas PK 0+048 y PK 0+788
36	OE - DS - VD - 1 _ 1	Vistas y detalles Desarenador Proyectado Lo Rojas PK 0+800

NOMENCLATURA

G : General
CC : Conducción Cerrada
OE : Obra Especial
C : Canal
EC : Elementos Especiales en Conducción Cerrada
CQ : Cruce de quebrada
VC : Vaciado a canal
AF : Obra de Aforo
DS : Desarenador
PPL : Plantas y Perfiles Longitudinales
PT : Perfiles Transversales
TB : Tablas
VD : Vistas y Detalles

12. TOPOGRAFÍA

12.1. Levantamiento General

Consistió en el levantamiento general de la faja que recorre el canal Lo Rojas, con una longitud aproximada de 14 Km.

En el levantamiento topográfico se identificaron todos los elementos existentes tales como caminos, construcciones, compuertas y todos los puntos singulares exisetntes.

Para el desarrollo del estudio se partió de una poligonal principal materializada por medio de monolitos de hormigón, a partir de la cual se materializaron poligonales auxiliares desde las que se registraron sucesivamente los puntos de relleno.

12.2. Referenciación GPS Canal Lo Rojas

Se determinó el Sistema de Transporte de Coordenadas del estudio de ingeniería para el proyecto Canal Lo Rojas. Los procedimientos llevadas a cabo en terreno y posteriormente en gabinete se enumeran a continuación, mientrs que su detalle se puede ver en el Anexo 15.

- **Referenciación Figura Inicial desde QPOB,** se utiliza el punto QPOB como vértice IGM de la Red Geodésica Nacional. Está compuesta por los puntos QPOB, PR01 y LR07.

- **Referenciación Líneas Bases Desde LR07,** se procedió a vincular el resto del Sistema de Transporte de Coordenadas obteniéndose las líneas base del proyecto, que están ubicadas en los extremos del área de estudio y cumplen la condición de intervisibilidad. Las líneas bases del proyecto son: LR01-LR02 y LR07-LR08.

12.2.1. Poligonal Principal

Entre las dos bases vinculadas con GPS se construyó una poligonal siguiendo el recorrido de la zona a levantar, que fue medida por el método de reiteraciones para obtener sus coordenadas finales y poder ser utilizada para las mediciones de terreno en forma confiable.

Desde esta poligonal se radiaron estaciones topográficas auxiliares que fueros utilizadas para ir midiendo los puntos sobre la faja a levantar.

Los vértices de la poligonal fueron denominados como sigue:

- LR-1
- LR-2
- LR-3
- LR-4
- LR-5
- LR-6
- LR-7
- LR-8

Los PR's de nivelación fueron 16 y se enumeran a continuación:

- LR-1
- PR-1
- PR-2
- PR-3
- PR-4
- PR-5
- PR-6
- PR-7
- LR-5
- PR-8
- PR-9
- PR-10
- PR-11
- PR-12
- PR-13
- PR-14

Además, se efectuaron levantamientos topográficos especiales para proyectar obras de arte específicas, tales como cruces de quebradas, desarenador, obras de aforo, etc.

El informe topográfico completo se incluye en el Anexo 15, adjunto al presente informe.

13. MECÁNICA DE SUELOS

13.1. Antecedentes Utilizados

- Informes de Ensayos de Mecánica de Suelos N^{o} 101.372 de TECNOLAB LTDA. con resultados de estratigrafías y ensayes de laboratorio, en pozos excavados con motivo del estudio de mecánica de suelos.

- "Mecánica de Suelos" T. Lambe y R. Whitman, editorial Limusa Wiley S.A., México, 1972.

- "Geotecnia" José Jiménez Salas y otros.

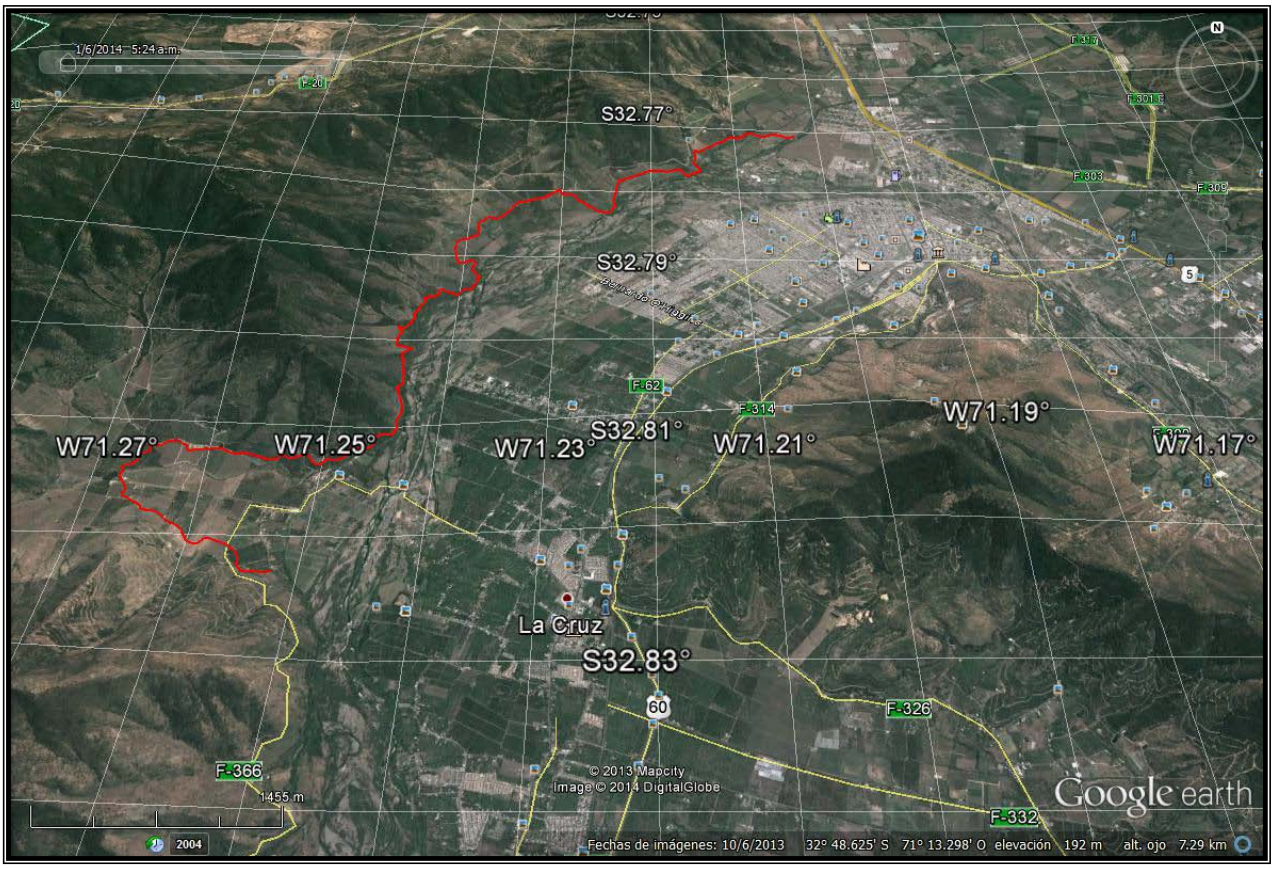
- J.E. Bowles. "Foundation Analysis and Design".

- Anales del 4º Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica, 1997.

13.2. Introducción

Se ha efectuado un estudio geotécnico orientado a determinar las propiedades y características geotécnicas de los suelos en el emplazamiento del canal existente del Sistema de Riego Canal Lo Rojas. Los sectores estudiados corresponden al mismo Canal Lo Rojas. Además, se estudió un sector para empréstitos y otro sector para la instalación de una pequeña obra de generación hidroeléctrica.

FIGURA 13.2-1
FOTO SATELITAL UBICACIÓN CANAL LO ROJAS



Para la ejecución del presente estudio se consideró una campaña de terreno en base a prospecciones y los correspondientes ensayos de laboratorio.

A los suelos extraídos se les hicieron ensayos de granulometría, humedad, límites de Atterberg, densidad de partículas sólidas, clasificación (U.S.C.S.), compresión no confinada y análisis de árido para hormigón.

Con los resultados de los ensayes de laboratorio de las muestras extraídas y la estratigrafía de las calicatas, se obtuvieron modelos estratigráficos y propiedades mecánicas de los suelos, para así determinar la estabilidad de taludes.

El presente informe considera las estratigrafías de 28 calicatas excavadas en los siguientes sectores:

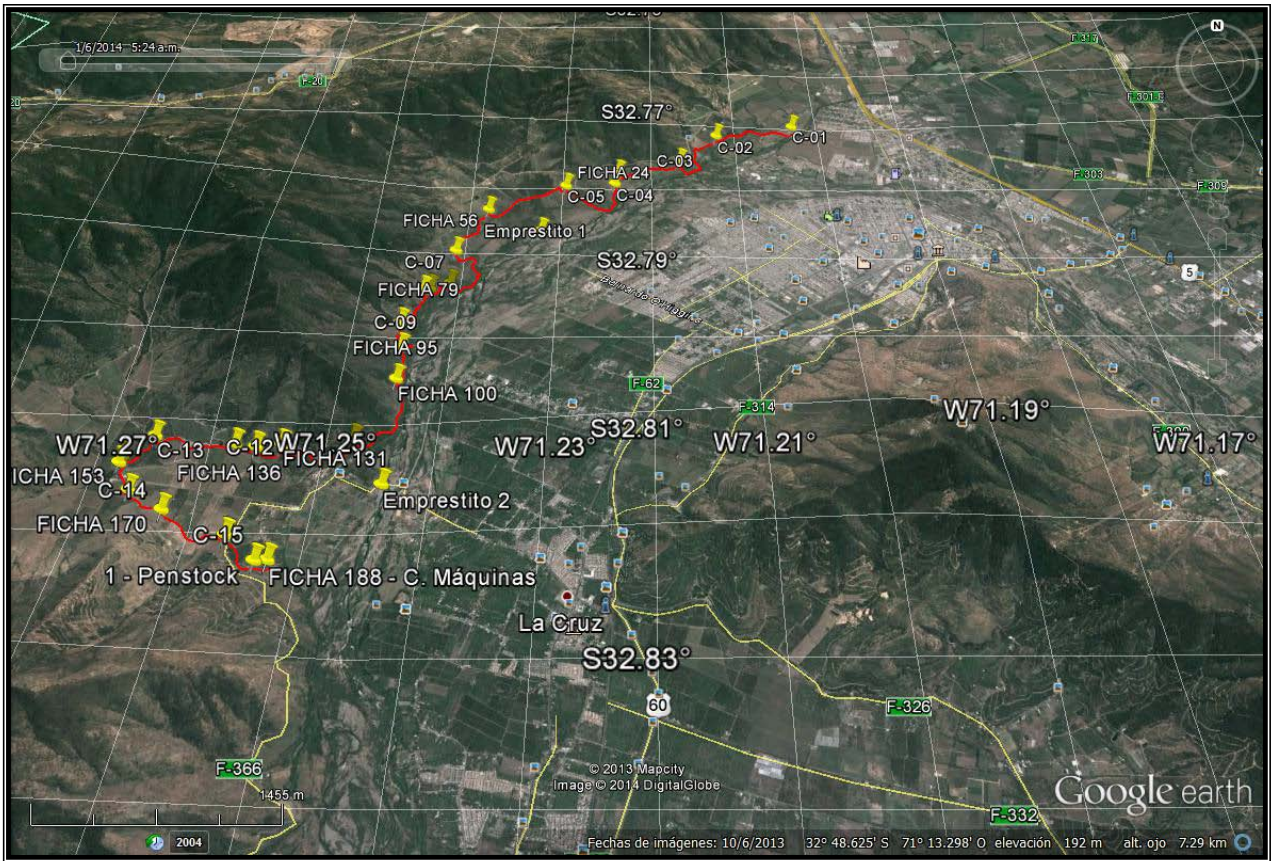
CUADRO 13.2-1
TABLA COORDENADAS CALICATAS

Calicata N°	Sector	Coordenadas UTM	
		Norte	Este
C-01	Canal	6.372.045	293.668
C-02	Canal	6.371.854	292.812
C-03	Canal	6.371.381	292.399
FICHA 24	Quebrada	6.371.137	291.735
C-04	Canal	6.370.933	291.708
C-05	Canal	6.370.900	291.187
FICHA 56	Canal y Quebrada	6.370.488	290.405
C-07	Canal	6.369.790	290.157
C-08	Canal	6.369.319	290.158
FICHA 77	Quebrada	6.369.255	289.971
FICHA 79	Quebrada	6.369.230	289.910
C-09	Canal	6.368.774	289.764
FICHA 95	Quebrada	6.368.442	289.820
FICHA 100	Canal y Quebrada	6.368.017	289.853
C-11	Canal	6.367.322	289.599
FICHA 131	Quebrada	6.367.251	289.000
C-12	Canal	6.367.224	288.784
FICHA 136	Quebrada	6.367.255	288.599
C-13	Canal	6.367.335	287.891
FICHA 151	Quebrada	6.367.112	287.676
FICHA 153	Quebrada	6.367.039	287.675
C-14	Canal	6.366.749	287.851
FICHA 170	Quebrada	6.366.554	288.185
C-15	Canal	6.366.325	288.761
1 - Penstock	Minicentral	6.366.076	289.059
FICHA 188 - C. Máquinas	Minicentral	6.366.089	289.157
Empréstito 1	Empréstito	6.370.163	290.974
Empréstito 2	Empréstito	6.366.871	289.911

Datum: SIRGAS, Uso 19H

En la Figura 13.2-2 se muestra la ubicación de las calicatas; a su vez, e los planos en planta también se han localizado las calicatas, dibujando a su vez las estratigrafías observadas en cada una de ellas.

FIGURA 13.2-2
FOTO SATELITAL CON UBICACIÓN GENERAL DE CALICATAS



El presente estudio considera que la altura del canal alcanza 1,5 m. (máximo) y que el nivel de agua al interior del canal no supera los 1,0 m.

En los planos topográficos en planta se han ubicado cada una de las calicatas, así como también se ha dibujado la descripción estratigráfica correspondiente.

Las estratigrafías y los ensayos de laboratorio de cada calicata se incluyen en el Anexo 16, mientras que en el Anexo 18 se muestran las fotografías de las calicatas construidas.

13.3. Propiedades Del Suelo

13.3.1. Aspectos Geotécnicos

A continuación, se mostrarán los resultados obtenidos de las prospecciones realizadas en terreno en la zona analizada.

A la profundidad excavada y a la fecha de ejecución de los trabajos de terreno, se detectó napa freática en varias de las calicatas, por lo tanto, se deberá considerar su manejo en la eventual construcción de obras. Se debe tener en cuenta que la cota a la cual se detecta la napa freática podría variar en otra época del año.

Para mayor claridad se dibujaron los perfiles estratigráficos de los suelos encontrados en todas las calicatas excavadas. **Este análisis es válido solo para las profundidades a que llegaron las calicatas y para zonas cercanas a ellas**. Se debe considerar que los suelos son esencialmente heterogéneos y que no necesariamente serán iguales a los encontrados en las calicatas en puntos razonablemente alejados.

A continuación se muestra gráficamente los perfiles estratigráficos obtenidos de las prospecciones realizadas para cada uno de los sectores.

13.3.1.1. Canal Lo Rojas

Para el canal Lo Rojas se consideró la excavación de 15 calicatas. El resumen de los perfiles estratigráficos ver en el siguiente cuadro.

CUADRO 13.3-1
RESUMEN PERFILES ESTRATIGRÁFICOS CALICATAS EN CANAL

Calicata	Sector	Prof. Calicata	Descripción característica				Cota Napa (m.)
			0.00 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	
C-01	Canal	2,00	Relleno grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	--
C-02	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Relleno arena arcillosa	Limo arenoso	Limo arenoso	--
C-03	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Arena arcillosa	Arena arcillosa	Arena arcillosa	--
C-04	Canal	2,00	Arena arcillosa	Arena arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
C-05	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Grava arcillo arenosa	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa	--
FICHA 56 (*)	Canal y Quebrada	3,00	Relleno grava arenosa	Relleno grava arenosa	Relleno grava arenosa	Grava areno arcillosa	--
C-07	Canal	2,00	Arena arcillosa	Arena arcillosa	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa	--
C-08	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Relleno arena arcillosa	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa	--
C-09	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Relleno arena arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 100	Canal y Quebrada	2,00	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Roca meteorizada	--
Calicata	**Sector**	**Prof. Calicata**	**Descripción característica**				**Cota Napa (m.)**
			0.00 - 0.50	**0.50 - 1.00**	**1.00 - 1.50**	**1.50 - 2.00**	
C-11	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Relleno arena arcillosa	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa	--
C-12	Canal	2,00	Arena arcillosa	Arena arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--

Calicata	Sector	Prof. Calicata	Descripción característica				Cota Napa (m.)
			0.00 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	
C-13	Canal	2,00	Relleno arena arcillosa	Relleno arena arcillosa	Arena arcillosa	Arena arcillosa	--
C-14 (*)	Canal	2,50	Grava areno limosa	Grava areno limosa	Grava areno limosa	Grava areno arcillosa	--
C-15	Canal	2,00	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--

(*) Si bien la calicata llegó a una profundidad mayor, se describe solo hasta los 2 m.

Del análisis de la tabla se puede concluir que en las calicatas se detectaron suelos predominantemente gravo areno arcillosos, arenas arcillosas y arcillas arenosas (sobre un 60% de material bajo malla N° 200). Los suelos granulares son de compacidades medias, de baja plasticidad y sus gravas son de cantos angulares y redondeados. Los suelos finos son consistencia media y plasticidad media. Además se detectaron rellenos de gravas areno arcillosas y arenas arcillosas, probablemente provenientes de la construcción del canal.

A la fecha de las exploraciones (diciembre-enero 2013-2014), no se detectó napa freática en ninguna de las calicatas.

13.3.1.2. Quebradas

Para el análisis de las quebradas que cruzan o llegan al canal se contempló la excavación de 11 calicatas de hasta 3,0 m de profundidad. En la tabla siguiente se entrega un resumen de los perfiles estratigráficos.

CUADRO 13.3-2
RESUMEN PERFILES ESTRATIGRÁFICOS CALICATAS EN QUEBRADAS

Calicata	Sector	Prof. Calicata	Descripción característica						Cota Napa (m.)
			0.00 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	2.00 - 2.50	2.50 - 3.00	
FICHA 24	Quebrada	2,50	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa		2,30
FICHA 56	Canal y Quebrada	3,00	Relleno grava arenosa	Relleno grava arenosa	Relleno grava arenosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 77	Quebrada	3,00	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 79	Quebrada	3,00	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 95	Quebrada	3,00	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 100	Canal y Quebrada	2,00	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Roca meteorizada			--
FICHA 131	Quebrada	3,00	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 136	Quebrada	3,00	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 151	Quebrada	3,00	Grava areno arcillosa	Arena arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--

Calicata	Sector	Prof. Calicata	Descripción característica						Cota Napa (m.)
			0.00 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	2.00 - 2.50	2.50 - 3.00	
FICHA 153	Quebrada	2,50	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Relleno grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	--
FICHA 170	Quebrada	2,30	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Grava areno arcillosa	Roca descompuesta		--

Del análisis de la tabla se puede concluir que en las calicatas se detectaron principalmente gravas areno arcillosas, de color café claro, compacidades medias, plasticidades medias a bajas y gravas de cantos angulares.

A la fecha de las exploraciones (diciembre-enero 2013-2014), se detectó napa freática en la calicata Nº FICHA 24.

13.3.1.3. Minicentral Hidroeléctrica

Para el análisis de una posible obra de generación eléctrica, se contempló la excavación de 2 calicatas de hasta 3.0 m de profundidad. En la tabla siguiente se entrega un resumen de los perfiles estratigráficos.

CUADRO 13.3-3
RESUMEN PERFILES ESTRATIGRÁFICOS CALICATAS EN MINICENTRAL

Calicata	Sector	Prof. Calicata	Descripción característica						Cota Napa (m.)
			0.00 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	2.00 - 2.50	2.50 - 3.00	
1 - Penstock	Minicentral	3,00	Capa vegetal	Arcilla arenosa	Arcilla arenosa algo gravosa	Arcilla arenosa algo gravosa	Arcilla arenosa algo gravosa	Arcilla arenosa algo gravosa	--
FICHA 188 - C. Máquinas	Minicentral	2,50	Capa vegetal	Arcilla algo arenosa	Arcilla algo arenosa	Arcilla algo arenosa	Arcilla algo arenosa	Roca meteorizada	--

Del análisis de la tabla se puede concluir que en las calicatas se detectaron predominantemente suelos arcillo algo arenosos de color café, consistencia media, plasticiadad media a baja y estructura homogénea.

A la fecha de las exploraciones (diciembre-enero 2013-2014), no se detectó napa freática en ninguna de las calicatas.

13.3.1.4. Empréstito

Con el objeto de evaluar materiales para empréstitos de áridos para hormigón se contempló la excavación de 2 calicatas de hasta 2.0 m de profundidad. En la tabla siguiente se entrega un resumen de los perfiles estratigráficos.

CUADRO 13.3-4
RESUMEN PERFILES ESTRATIGRÁFICOS CALICATAS EN EMPRESTITO.

Calicata	Sector	Prof. Calicata	Descripción característica						Cota Napa (m.)
			0.00 - 0.50	0.50 - 1.00	1.00 - 1.50	1.50 - 2.00	2.00 - 2.50	2.50 - 3.00	
Emprestito 1	Empréstito	2,00	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	--
Emprestito 2	Empréstito	2,00	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	Grava arenosa	0,80

Del análisis de la tabla se puede concluir que en las calicatas se detectaron predominantemente suelos gravo arenosos algo limosos de color gris, compacidad media a alta y sus gravas son de cantos redondeados.

A la fecha de las exploraciones (diciembre-enero 2013-2014), no se detectó napa freática en ninguna de las calicatas.

13.3.2. Propiedades Mecánicas

A partir de los ensayos de Laboratorio, de las propiedades medidas en terreno y de la experiencia del consultor, se determinaron las propiedades representativas de los suelos prospectados.

13.3.2.1. Principales parámetros para gravas areno arcillosas y/o limosas

ϕ	= 40 º	Angulo de fricción Interna
c	= 0.05 kg/cm^2	Cohesión (por trabazón)
γ_h	= 2.15 t/m^3	Peso Unitario Húmedo
w_{nat}	= 6.00 %	Humedad Natural
γ_s	= 2.03 t/m^3	Peso Unitario Seco
w_{sat}	= 13.0 %	Humedad de Saturación
γ_{sat}	= 2.27 t/m^3	Peso Unitario Saturado
G	= 2.67	Peso Específico
k	= 3.1 x 10^{-1} cm/s	Permeabilidad estimada
ka	= 0.22	Coeficiente de Empuje Activo
kp	= 4.6	Coeficiente de Empuje Pasivo
ko	= 0.36	Coeficiente de Empuje en Reposo
K	= 15 kgf/cm^3	Coeficiente de Balasto
E	= 1000 kgf/cm^2	Módulo de elasticidad
ν	= 0.15	Módulo de Poisson

13.3.2.2. Principales parámetros para arenas arcillosas (con contenido de material fino que pasa malla 200 mayor o igual a 35%).

ϕ	= 28 º	Angulo de fricción Interna
c	= 0.05 kg/cm^2	Cohesión
γ_w	= 1.85 t/m^3	Peso Unitario Húmedo
w_{nat}	= 6.3 %	Humedad Natural
γ_d	= 1.74 t/m^3	Peso Unitario Seco
w_{sat}	= 19.7 %	Humedad de Saturación
γ_{sat}	= 2.08 t/m^3	Peso Unitario Saturado
G	= 2.65	Peso Específico
k	= 1 x 10^{-3} cm/s	Permeabilidad estimada
ka	= 0.36	Coeficiente de Empuje Activo
kp	= 2.77	Coeficiente de Empuje Pasivo
ko	= 0.53	Coeficiente de Empuje en Reposo

K	= 6 kgf/cm^3	Coeficiente de Balasto
E	= 400 kgf/cm^2	Módulo de elasticidad
ν	= 0.30	Módulo de Poisson

13.3.2.3. Principales parámetros para arcillas arenosas

ϕ	= 15 º	Angulo de fricción Interna
c	= 0.15 kg/cm^2	Cohesión
γ_w	= 1.70 t/m^3	Peso Unitario Húmedo
w_{nat}	= 9.3 %	Humedad Natural
γ_d	= 1.56 t/m^3	Peso Unitario Seco
w_{sat}	= 26.2 %	Humedad de Saturación
γ_{sat}	= 1.96 t/m^3	Peso Unitario Saturado
G	= 2.63	Peso Específico
k	= 5 x 10^{-5} cm/s	Permeabilidad estimada
ka	= 0.59	Coeficiente de Empuje Activo
kp	= 1.70	Coeficiente de Empuje Pasivo
ko	= 0.74	Coeficiente de Empuje en Reposo
K	= 2 kgf/cm^3	Coeficiente de Balasto
E	= 100 kgf/cm^2	Módulo de elasticidad
ν	= 0.50	Módulo de Poisson

13.4. Análisis de Estabilidad de Taludes

13.4.1. Metodología

El análisis de estabilidad de taludes se refiere a la estabilidad de los taludes del canal en condiciones normales de funcionamiento:

Para hacer el análisis de la estabilidad de los taludes se utilizó el programa computacional Slope, desarrollado por la empresa GeoStru Software, Italia, y habitualmente utilizado en este tipo de análisis. Este programa utiliza una modelación seudoestática del problema permitiendo utilizar diferentes metodologías para el cálculo (Jambú, Bishop, entre otros).

Para efectos del cálculo se consideró los parámetros geotécnicos indicados en el punto 4.3.2 del presente informe.

Para el análisis se consideraron los estados de carga entregados anteriormente.

13.4.2. Estados de Carga Considerados

Considerando que el canal será revestido, se contemplan solo 2 estados de carga:

- Canal sin agua (revestido) estático
- Canal sin agua (revestido) sísmico

Para el análisis sísmico se considerarán los siguientes coeficientes sísmicos referenciales y preliminares.

Kh = 0.20
Kv = 0.10

Un análisis definitivo requerirá coeficientes sísmicos obtenidos a partir de un estudio de riesgo sísmico.

13.4.2.1. Resultados Obtenidos

Considerando la estratigrafía de las calicatas excavadas a lo largo del trazado de los canales, se han establecido los siguientes modelos estratigráficos como representantivos de las zonas en estudio.

- Caso 1: Talud conformado por suelo arcilla arenosa
- Caso 2: Talud conformado por grava areno arcillosa
- Caso 3: Talud conformado por relleno arena arcillosa + arena arcillosa
- Caso 4: Talud conformado por relleno arena arcillosa + grava areno arcillosa
- Caso 5: Talud conformado por relleno grava + grava areno arcillosa

Se analizó la estabilidad para un canal de 1.5 m de profundidad, revestido y con taludes H : V = 1 : 2. Las figuras analizadas se muestran en el Anexo 17.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los casos analizados y los resultados obtenidos:

CUADRO 13.4-1
RESUMEN FACTORES DE SEGURIDAD PARA TALUDES H : V = 1 : 2

Caso N°	Factor de Seguridad	
	Estático	Sísmico
1	3,64	1,90
2	3,09	1,84
3	2,84	1,59
4	2,23	1,24
5	2,72	1,63

Los análisis indican que el talud es estable tanto en el caso sísmico como estático con los taludes indicados.

Durante la ejecución de las excavaciones, se deberá considerar la asesoría de un Ingeniero Civil, especialista en mecánica de suelos, quién supervisará y tomará las medidas necesarias para que no se produzcan derrumbes de ningún tipo.

13.5. Capacidad De Soporte De Los Suelos De Fundacion De Las Obras De Arte Proyectadas

Se entregan, en este capítulo recomendaciones y expresiones para efectuar el diseño de fundaciones, tomando como referencia la resistencia al corte del suelo.

La profundidad mínima del sello de fundación será de 0.60 m medida desde la superficie actual de terreno, siempre y cuando se esté fundando en terreno natural. En caso contrario, se deberá profundizar la excavación hasta alcanzar dicho estrato.

En el caso que en el sello de fundación se detecten rellenos artificiales, estos se retirarán completamente profundizando la excavación hasta alcanzar el terreno natural y penetrar en él por lo menos 0.10 m.

Se deberá evitar fundar las estructuras sobre suelos plásticos (CH, MH, éstos deben ser reemplazados por rellenos granulares compactados) y nunca sobre rellenos no controlados.

Conforme a los parámetros entregados y considerando la utilización de fundaciones normales para estructuras civiles en base a zapatas cuadradas o corridas de dimensiones habituales se entrega las siguientes capacidades de soporte.

13.5.1. Capacidad de soporte admisible

Para los suelos correspondientes a gravas arenosas, las presiones de contacto estática y dinámica de las fundaciones no deberán superar los valores que se indican a continuación:

Caso estático: $qad = 4.0\ kg/cm^2$

Caso sísmico: $qads = 6.0\ kg/cm^2$

Para los suelos correspondientes a arenas arcillosas y/o limosas (con contenido de material fino mayor a 35%), las presiones de contacto estática y dinámica de las fundaciones no deberán superar los valores que se indican a continuación:

Caso estático: $qad = 1.0\ kg/cm^2$

Caso sísmico: $qads = 1.5\ kg/cm^2$

Para los suelos correspondientes a arcillas arenosas, las presiones de contacto estática y dinámica de las fundaciones no deberán superar los valores que se indican a continuación:

Caso estático: $qad = 0.7\ kg/cm^2$

Caso sísmico: $qads = 0.9\ kg/cm^2$

Junto con verificar que la presión de contacto de la fundación sea menor que qad, se deberá verificar también el asentamiento máximo admisible según lo expuesto mas adelante.

Es importante mencionar que los suelos arenosos son inestables en presencia de agua, razón por la cual se recomienda considerar revestimiento en estos casos.

13.5.2. Sello de Fundación

Con anterioridad al hormigonado de fundaciones se deberá remover del sello de excavación todo material suelto y/o extraño que pudiera haberse depositado durante las faenas de excavación.

El suelo a nivel de sello de fundación deberá compactarse hasta lograr un 95% de la densidad máxima compactada seca (D.M.C.S.) obtenida en laboratorio o un 80% de la D.R. según corresponda.

EL CONTROL DE COMPACTACIÓN DEBE SER REALIZADO POR UN LABORATORIO OFICIAL DE CONTROL DE CALIDAD, INSCRITO EN LOS REGISTROS DEL MINVU.

13.6. Asentamiento De Fundaciones

13.6.1. Asentamiento Elástico

El asentamiento elástico o inmediato de las fundaciones, para el caso de cargas permanentes, se obtendrá de la siguiente expresión:

$$\rho_i = \frac{qB(1-\nu^2)I_0F_3}{E}$$

Donde:

- ρ_i : Asentamiento inmediato para cargas permanentes, en m.
- q: Presión de contacto promedio fundación-suelo en t/m^2.
- B: Ancho de la fundación, en m.
- μ: Módulo de Poison
- E: Módulo de Deformación del suelo en t/m^2
- I_0: Factor de forma según TABLA 3.
- F_3 : Factor de enterramiento según TABLA 4.

CUADRO 13.6-1
FACTORES DE FORMA A USAR EN EXPRESIONESDE ASENTAMIENTOS
L = largo de la fundación

L/B	I_0
1.00	0.82
1.50	1.06
2.00	1.20
5.00	1.70
$\geq$ 10.00	2.10

CUADRO 13.6-2
FACTORES DE ENTERRAMIENTO A USAR EN EXPRESIONES DE ASENTAMIENTOS

D/B	F_3
0.0	1.00
0.5	0.87
1.0	0.78
2.0	0.68
3.0	0.62
4.0	0.58
5.0	0.55
10.0	0.52

13.6.2. Asentamiento por Consolidación

Para evaluar el asentamiento por consolidación (suelos finos) se deberá utilizar la relación:

$$\rho_{cons} = \frac{Cc * H}{(1+e_0)} * \log(\frac{Po + \Delta p}{p_0})$$

Donde:

Cc = índice de Compresión
H = Espesor del o de los estratos afectados por la carga (m.)
e_0 = Relación de vacíos inicial
p_0 = Tensión efectiva inicial
Δp = Incremento de carga

13.6.3. Recomendaciones sobre asentamientos

El asentamiento máximo total admisible de cada fundación individual se recomienda que no sea superior a 1/300 de la distancia entre ejes paralelos de los muros considerados. Este asentamiento así calculado garantiza una distorsión angular de muros en su plano vertical inferior a 1/600, si se supone que el asentamiento máximo diferencial e igual a ½ del máximo total.

13.6.4. Constantes de balasto

La constante de balasto para el modo de deformación por asentamientos verticales de la fundación, se podrá calcular de las expresiones dadas para los asentamientos, distinguiéndose las mismas circunstancias de velocidad de aplicación de las cargas.

En general, la constante de balasto se podrá calcular de la siguiente expresión:

$$k = q / \rho_{est} \text{ para cargas permanentes}$$

(Nota: Deben usarse las unidades que correspondan para obtener la constante de balasto en kg/cm^3 o ton/m^3).

13.7. Conclusiones y Comentarios

a) Los suelos involucrados en el proyecto son, en general, de buena a regular calidad estructural (gravas areno arcillosas, arenas arcillosas y arcillas arenosas).

b) Los taludes de corte recomendados dependen del tipo de material detectado.

c) Se deberá fundar preferentemente sobre los suelos arenosos y arcillosos y/o limosos tipo CL-ML, y evitar hacerlo sobre suelos plásticos (CH, MH) y nunca sobre rellenos no controlados.

d) Los sellos para las fundaciones deberán ser recibidos por la Inspección de la Obra, o por un ingeniero de este Consultor, quién

se reservará el derecho de exigir la profundización o compactación de ellos si lo estima conveniente.

e) Se deberán tomar todas las precauciones necesarias para deprimir alguna napa subterránea (si apareciera en el momento de construcción pues se detectó presencia de agua a la profundidad excavada) y construir "en seco" todo lo correspondiente a excavaciones y rellenos de suelos (si corresponde).

f) El análisis de taludes se refiere a deslizamientos de cuñas completas de suelo. Existe la posibilidad de que durante la operación de las obras se desprendan del corte material suelto. El proyecto deberá considerar alguna protección para estos efectos

g) Para obtener mayores detalles de las características estratigráficas de cada calicata (compactación, humedad, plasticidad, cementación u otros), se debe ver informes de ensayos Nº 101.372.

h) Se detectó napa freática en alguna de las calicatas excavadas lo que, unido al revestimiento hará necesario evaluar el efecto de subpresiones.

i) Para las excavaciones se deberá considerar la asesoría de un Ingeniero Civil, especialista en mecánica de suelos, quién supervisará las excavaciones, y tomará las medidas necesarias para que no se produzcan derrumbes de ningún tipo.

j) En caso de detectar cualquier anomalía durante las excavaciones, que pudiese afectar la integridad de los trabajadores, se deberá detener toda actividad y contactarse de inmediato con el Ingeniero Especialista, el que tendrá presencia permanente en la obra hasta que se solucione el problema.

k) Si durante las excavaciones se llegaran a detectar suelos distintos a los considerados en el presente estudio o si las condiciones geométricas del canal u otro fuese modificados, se deberá dar aviso de inmediato a este Consultor a fin de analizar la nueva situación.

l) Cualquier duda referente al suelo en estudio o a lo tratado en el presente informe deberá ser consultado directamente con este Consultor.

14. DISEÑOS PRELIMINARES

De acuerdo con lo analizado en etapas anteriores, se procede a desarrollar los diseños a nivel de prefactibilidad de las principales obras de mejoramiento detectadas en etapas anteriores.

14.1. Revestimiento del Canal Lo Rojas

14.1.1. Generalidades

En la Etapa 2 del proyecto se llevó a cabo un completo análisis de diferentes tipos de revestimientos. En particular, se analizaron los siguientes tipos:

- **Canal Abierto**

f) Hormigón Armado
g) Mampostería de Piedra
h) Losetas Prefabricadas de Hormigón
i) Shotcrete

- **Canal Entubado**

e) Tubería de Hormigón (de base plana y de gran diámetro)
f) Cajón de Hormigón
g) Tubería HDPE
h) Tubería HDPE Corrugada

Se ha agregado, para el caso de canal abierto, la alternativa de revestimiento correspondiente a radier de hormigón de 12 cm de espesor con una cuantía de 14 kg/m^3 (similar a una malla Acma), con paredes de mampostería de piedra.

Un resumen de los costos por metro lineal de las alternativas antes destacadas se muestra en las Figura 14.1-1 y 14.1-2 siguientes (suponiendo un ancho de canal existente de 3 m).

FIGURA 14.1-1
RESUMEN ANÁLSIS DE ALTERNATIVAS DE REVESTIMIENTO
(canal abierto, ancho existente de 3 m)

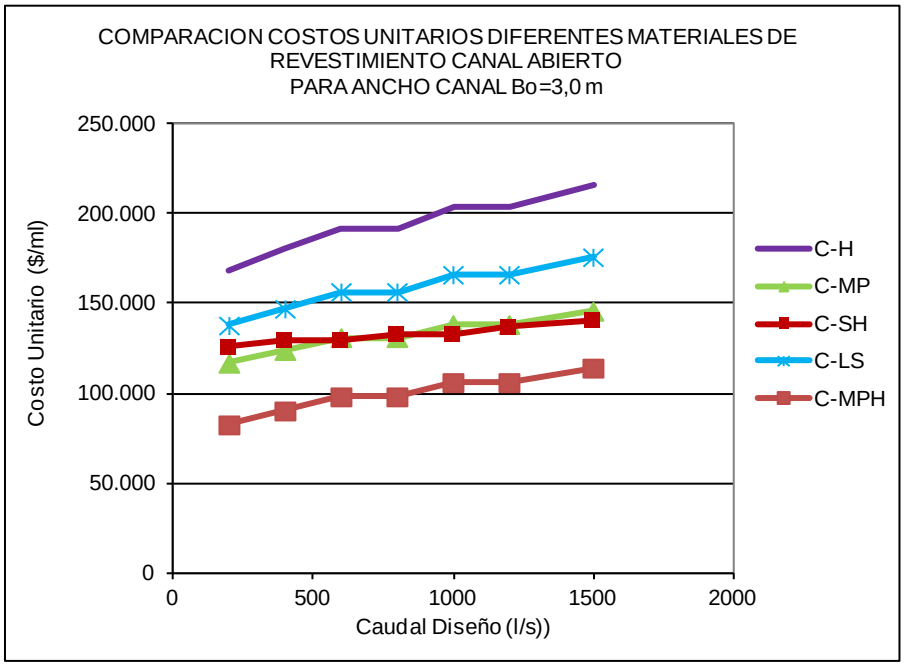
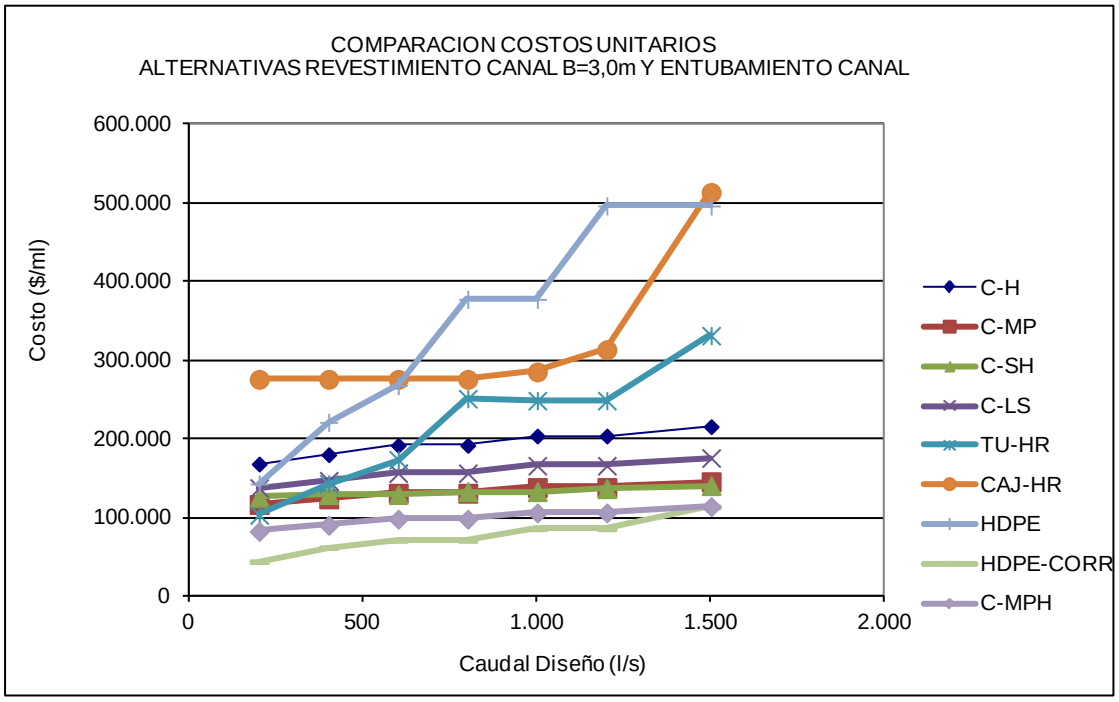


FIGURA 14.1-2
RESUMEN ANÁLSIS DE ALTERNATIVAS DE REVESTIMIENTO
(ancho existente de 3 m)



Del punto de vista de costos unitarios, se observa que las alternativas de revestimiento con radier de hormigón y paredes de mampostería para el caso de canal abierto, y tubería de HDPE corrugado para el caso de revestimiento entubado resultan ser las más convenientes del punto de costo unitario.

14.2. Alternativa Global a ser Analizada

Tal cual fuera presentado en capítulos anteriores, se elaboraron 3 alternativas a nivel de perfil bajo ciertas condiciones de diseño (caudal, pendiente, número de saques para riego, etc.).

Una vez que fueron discutidas con la directiva del canal Lo Rojas las alternativas globales de solución, la que fue escogida para que fuera diseñada a nivel de prefactibilidad fue aquella que considera revestimiento mixto, es decir, tramos de canal abierto (radier hormigón y paredes de mampostería) y tramos con canal entubado (HDPE Corrugado).

En términos generales, los criterios de cuándo entubar y cuándo revestir con canal abierto fueron:

- En sectores más aislados, de difícil acceso y en puntillas se privilegió canal entubado. Lo anterior se debe a que la alternativa entubada es de más fácil colocación que la mampostería, y que el costo de mantención es menor y menos complicado logísticamente de realizar. Además que en esos sectores se producen fenómenos de derrumbes, que con canal entubado no afectarían, disminuyendo así los costos de mantención.
- En sectores donde había quebradas menores donde no se proyectará una obra de cruce, o bien quebradas donde no se podrá proyectar obra de cruce debido a que hacia avalle hay plantaciones y/o poblaciones, se privilegió canal abierto, de modo de captar las aguas de esas quebradas en invierno.
- En sectores donde habían obras de revestimiento en buen estado, se privilegió canal abierto.
- En sectores de derrumbes y mayores filtraciones se considera canal entubado, con lo que se produce una importante disminución de los costos de mantención anual del canal.

Un resumen descriptivo de la solución adoptada se presenta a continuación:

- Primer tramo, desde la bocatoma principal hasta el inicio del cajón de hormigón (entre km 0,000 a km 0,522), se considera un mejoramiento consistente en un reperfilado del fondo del canal (pendientes uniformes). No se contempla revestir este tramo pues por un lado tiene una capacidad actual de 2,5 m^3/s, muy superior a lo que el canal tiene como derechos de agua (1 m3/s), y además no se producen pérdidas por infiltración ni existen saques para riego.

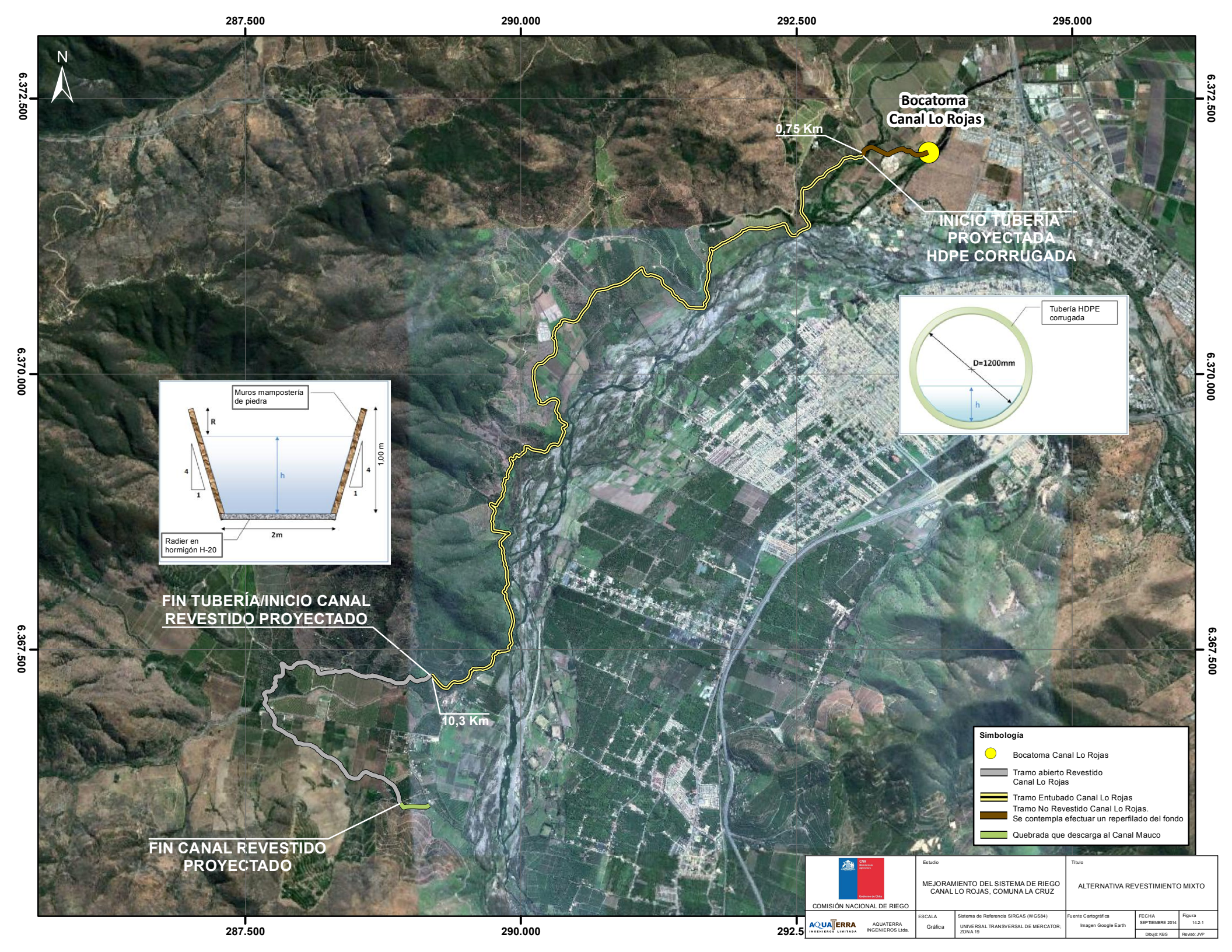
- Segundo tramo, entre la segunda bocatoma (bocatoma chica) hasta el km 10,300, el canal iría entubado en tubería de HDPE Corrugada, diámetro 1.200 mm.

- Tercer y último tramo, entre km 10,3 y fin del canal, hasta justo antes de la descarga a quebrada que llega al canal Mauco, el canal iría revestido con un radier de hormigón y paredes de mampostería.

En la Figura 14.2-1 se muestra la alternativa de revestimiento que será desarrollada.

Además de todo lo anterior, dentro de los planes de mejoramiento, del canal Lo Rojas, se proyecta la implementación/reposición de obras adicionales, como lo son:

- Obras de aforo de caudales.
- Desarenador.
- Obras de cruce de quebrada.
- Alcantarillas.
- Cualquier otra que sea requerida para los objetivos del proyecto.


287.500
290.000
292.500
295.000
6.372.500
6.370.000
6.367.500
N
Bocatoma
Canal Lo Rojas
0,75 Km
INICIO TUBERIA
PROYECTADA
HDPE CORRUGADA
Tubería HDPE
corrugada
D=1200mm
h
Muros mampostería
de piedra
R
h
4
1
4
1
1,00 m
2m
Radier en
hormigón H-20
FIN TUBERÍA/INICIO CANAL
REVESTIDO PROYECTADO
10,3 Km
FIN CANAL REVESTIDO
PROYECTADO
Simbología
Bocatoma Canal Lo Rojas
Tramo abierto Revestido
Canal Lo Rojas
Tramo Entubado Canal Lo Rojas
Tramo No Revestido Canal Lo Rojas.
Se contempla efectuar un reperfilado del fondo
Quebrada que descarga al Canal Mauco
COMISIÓN NACIONAL DE RIEGO
Estudio
MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO
CANAL LO ROJAS, COMUNA LA CRUZ
Título
ALTERNATIVA REVESTIMIENTO MIXTO
AQUATERRA INGENIEROS Ltda.
ESCALA
Gráfica
Sistema de Referencia SIRGAS (WGS84)
UNIVERSAL TRANSVERSAL DE MERCATOR;
ZONA 19
Fuente Cartográfica
Imagen Google Earth
FECHA
SEPTIEMBRE 2014
Figura
14.2-1
Dibujó: KBS
Revisó: JVP

14.3. Eje Hidráulico en Situación Actual

14.3.1. Generalidades

La modelación del canal Lo Rojas se efectúa a partir de los siguientes antecedentes:

- Datos de infraestructura actual del sistema de conducción de aguas para riego, catastrados en Septiembre del 2013.
- Perfiles transversales del canal Lo Rojas, tomado cada 50 m.
- Observaciones de terreno y datos adicionales proporcionados por la administración del canal Lo Rojas.
- Supuestos y criterios de buena práctica, usuales en modelaciones de similares características.

El software utilizado para la modelación comentada, corresponde a HEC-RAS 4.1.0, ampliamente utilizado en el análisis unidimensional de flujos hidráulicos.

14.3.2. Objetivos

El cálculo del eje hidráulico en situación actual tiene los siguientes objetivos específicos:

- Entregar las bases de la modelación hidráulica.
- Dejar establecido de manera detallada el procedimiento y la serie de criterios y supuestos necesarios para la construcción, calibración y ejecución del modelo hidráulico en HEC-RAS 4.1.0.
- Entregar los resultados del cálculo del eje hidráulico para la situación de capacidad máxima del canal Lo Rojas (caudal por determinar).
- Analizar los resultados del modelo y concluir respecto de ellos.

14.3.3. Antecedentes Utilizados

- **Antecedentes Hidrológicos:** Capítulo Recursos Hídricos del presente estudio.

- **Antecedentes Topográficos:** Fichas de Catastro de Obras Existentes; Perfil Longitudinal y Perfiles Transversales obtenidos del levantamiento topográfico efectuado.

- HEC-RAS 4.1 User's Manual – january 2010 (US army Corps of Engineers / Hydrologic Engineering Center).

14.3.4. Ubicación y Contexto Hídrico General del Canal Lo Rojas

El canal Lo Rojas desarrolla su trazado de aproximadamente 14 km entre las comunas de Nogales y La Cruz, región de Valparaíso.

Las aguas del Canal Lo Rojas son derivadas del Estero Los Litres hacia el Estero Pucalán, antes de su junta con Río Aconcagua. Las aguas para riego son obtenidas del Estero Pucalán. Ambos esteros son afluentes a la tercera sección del Río Aconcagua.

La principal escorrentía de los esteros Los Litres y Pucalán ocurre en los meses de invierno pues presentan un régimen netamente pluvial. La cuenca del estero Los Litres es de 291 km^2, mientras que la cuenca del estero Pucalán es de 76,7 km^2, formando una cuenca mayor de 367 km^2 en total.

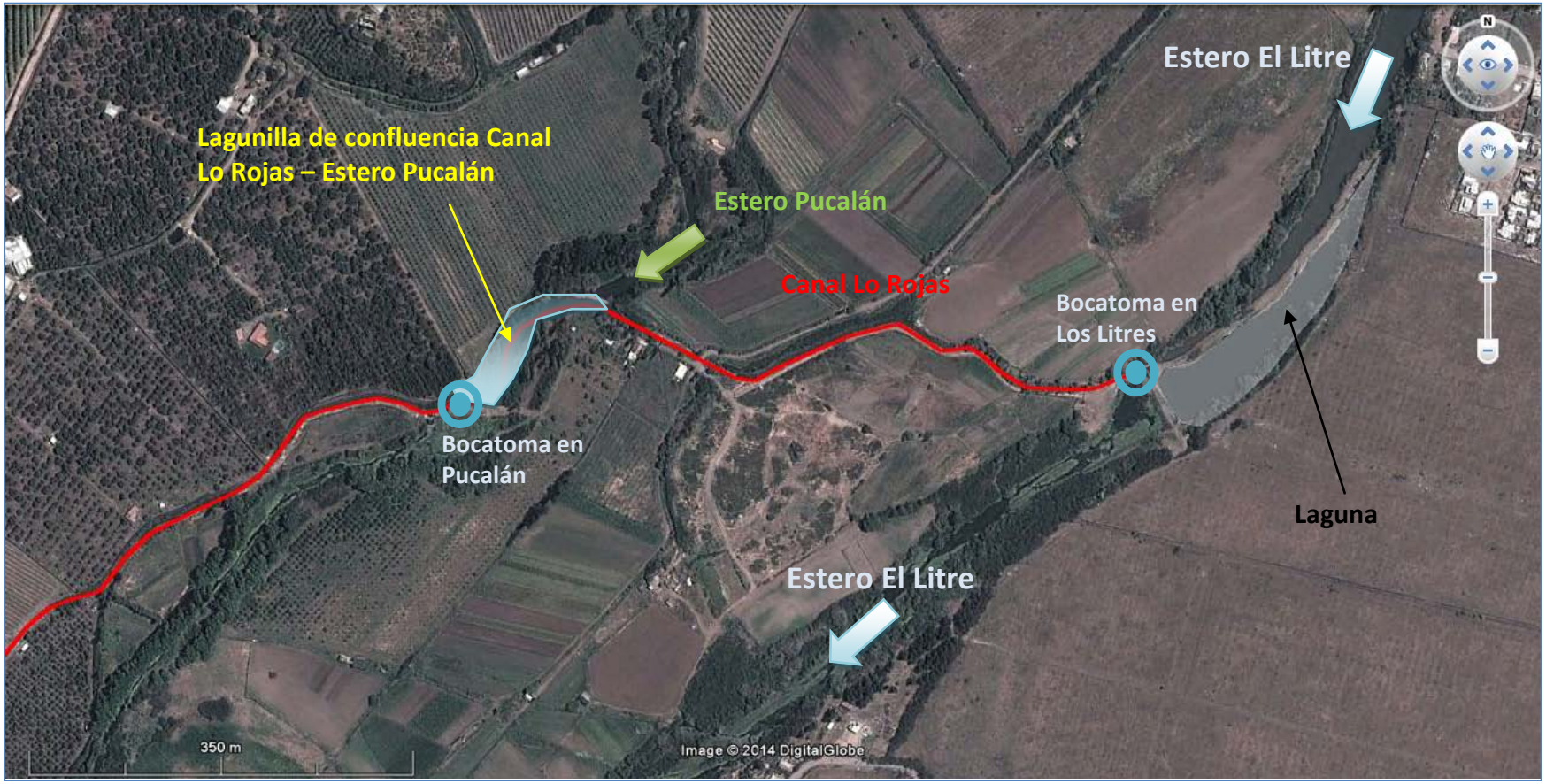
Durante el verano los esteros reciben las aguas provenientes de derrames de riego de canales de la ribera norte de la tercera sección del río Aconcagua. Los canales Purutún, Comunidad, y El Melón, riegan una superficie aproximada de 5.500 ha, de las que aproximadamente el 90% del área regada se ubica en las cuencas de los esteros Esteros Los Litres y Pucalán, lo que asegura un caudal mínimo para el riego del valle de los esteros Los Litres y Pucalán, en los meses de máxima demanda.

Además existen embalses de regulación de temporada y de regulación nocturna, especialmente en los canales El Melón y Puruntún, aumentando el caudal disponible para ellos y en consecuencia para los esteros Los Litres y Pucalán.

El canal Lo Rojas dispone de 1.000 l/s de derechos de agua superficial, permanentes y continuos.

En la Figura 14.3-1 se muestra el trazado del canal Lo Rojas y su relación con los esteros Los Litres y Pucalán.

FIGURA 14.3-1
FUENTES HÍDRICAS CANAL LO ROJAS



14.3.5. Caracterización Situación Actual Canal Lo Rojas

a) Sección Transversal de Canal

Fundamentalmente, el canal Lo Rojas es un canal excavado con una sección transversal rectangular - trapecial de taludes variables, salvo en los sectores mejorados en que se aprecian tanto muros y radieres de hormigón como revestimientos laterales de mampostería. Cabe destacar que, en su gran mayoría, los mejoramientos laterales (muros de hormigón y/o mampostería) se encuentran distribuidos preferencialmente en el lado izquierdo del canal, es decir, en el lado que da al valle.

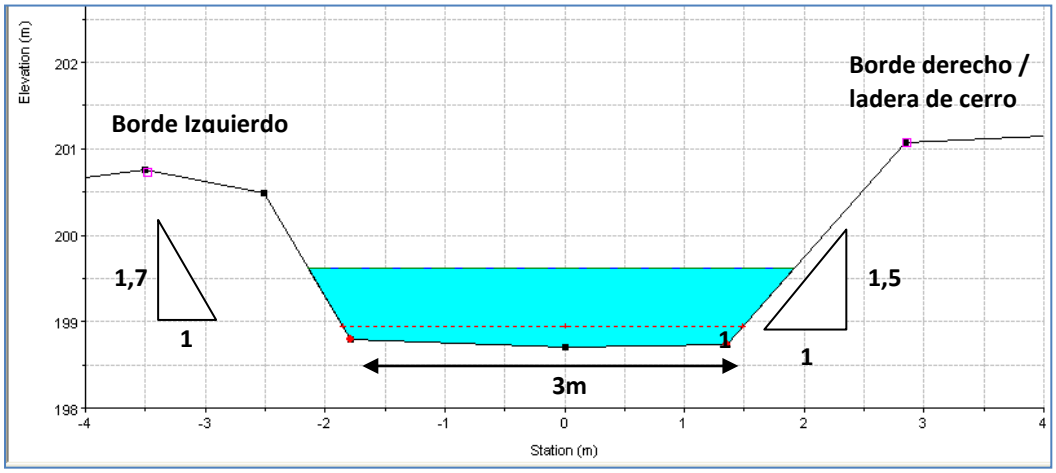
La base del canal también presenta anchos variables, dependiendo de factores como:

- Tipo de sección: excavada, revestida, mejorada, etcétera.
- Grado de erosión de las secciones excavadas.
- Kilometraje del canal.
- Depositaciones de fondo.

Los revestimientos se encuentran a lo largo del canal en forma intermitente y de longitud y estado variable, producto de las diversas obras de mejoramiento de las cuales el canal ha sido objeto a lo largo del tiempo.

Para entregar una idea más gráfica de la geometría de una sección excavada tipo del canal Lo Rojas, se muestra a continuación la sección transversal del PK 1+550, representada en HEC-RAS 4.1.0:

FIGURA 14.3-2
CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA SECCIÓN TÍPICA CANAL LO ROJAS



b) Trazado y Pendientes

Desde la bocatoma en El Litre hasta su término en el sector de Lo Rojas, el canal en estudio posee un trazado en planta sinuoso en gran parte sobre ladera de cerro, con una longitud total de, aproximadamente, 14.300 m (incluida la quebrada que descarga al canal El Mauco).

En su situación actual, el perfil longitudinal del canal presenta zonas de pendiente a favor y en algunos sectores en contrapendiente, ambas de tipo variable; la pendiente media estimada del canal es del orden del 2 ‰, fluctuando entre valores del 1 ‰ y del 4-5 % en su tramo final, aproximadamente.

c) Infraestructura del Canal

En la actualidad, el canal posee las siguientes tipos de obras:

- Bocatomas: se distinguen Lo Rojas en Los Litres y Lo Rojas en Pucalán; ambas cuentan con compuertas frontales de toma y laterales de descarga.
- Compuertas de entrega predial: se aprecian bajo condiciones operativas y algunas fuera de uso.
- Compuertas de alivio: corresponden a compuertas laterales para descarga a río o estero.
- Obras de arte; entre ellas se pueden contar:
    - Cruces de quebrada.

- o Cruces peatonales o vehiculares.
- o Canoas.
- o Alcantarillas (circulares y de cajón).

Otras obras que vale la pena destacar son:

- ✓ Barrera móvil de tablones para el control del caudal al ingreso de la bocatoma Lo Rojas en Los Litres.
- ✓ Pretiles fusibles aguas arriba de cada bocatoma.
- ✓ Obras de mejoramiento: fundamentalmente revestimientos laterales tanto para la estabilidad estructural del canal como de la reducción de pérdidas por infiltración.

d) Capacidad

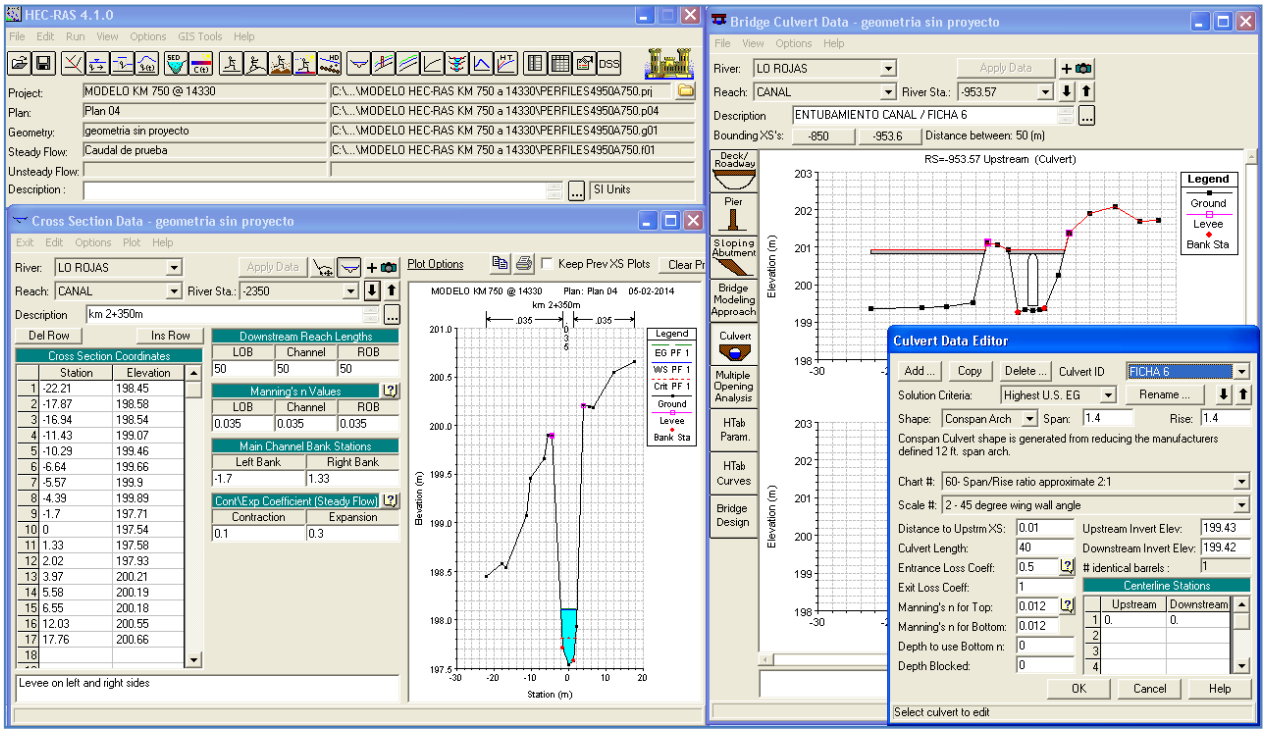
De acuerdo a lo informado por la administración del canal Lo Rojas (don Claudio Vivanco), actualmente el canal posee una capacidad máxima de 1.000 l/s, lo cual coincide con los derechos de agua superficiales que dispone el canal.

14.3.6. Modelación Hidráulica: Software, Implementación y Criterios

a) Software Utilizado para la Modelación

Tal como fuera antes detallado, para la evaluación del eje hidráulico del canal Lo Rojas, se utiliza el software HEC-RAS 4.1.0, el cual es ampliamente usado para el análisis unidimensional de flujo hidráulico.

FIGURA 14.3-3
INTERFAZ SOFTWARE HEC-RAS 4.1.0



Para condiciones estacionarias de flujo, este programa efectúa sus cálculos mediante la solución de las ecuaciones de energía y momentum, donde las pérdidas friccionales se evalúan con la fórmula de Manning, mientras que las pérdidas singulares se estiman mediante la aplicación de factores de contracción y expansión de las secciones.

b) Datos de Entrada

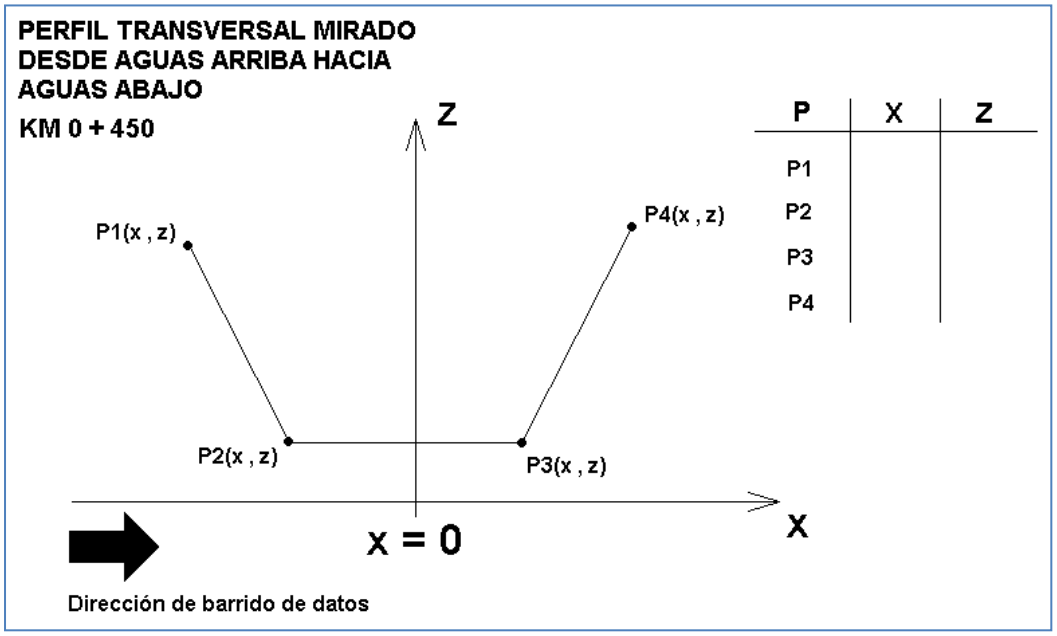
Los datos de entrada para una modelación en HEC-RAS corresponden a la serie de secciones transversales que componen el canal, los parámetros hidráulicos y geométricos que los caracterizan, las obras de arte que van en línea con el escurrimiento, el o los caudales que son porteados y las condiciones de borde que gobiernan el cálculo del eje hidráulico.

- **Secciones Transversales**

A partir de la campaña de mediciones topográficas realizadas en terreno para la presente Consultoría, se obtuvo la serie de perfiles transversales del canal Lo Rojas en toda su longitud, esto es, desde la bocatoma en El Litre hasta su punto de término, 14.300 m aguas abajo de su inicio.

Se midieron en terreno 302 perfiles cada 50 m, cuyos datos se organizaron de manera tal que se pudieran representar de acuerdo al siguiente esquema:

FIGURA 14.3-4
ESQUEMA ORGANIZACIÓN DE DATOS DE SECCIONES TRANSVERSALES



Dado que HEC-RAS enumera las secciones correlativamente desde aguas abajo hacia aguas arriba, para poder representar en la etiqueta de cada perfil el kilometraje correspondiente, se han nombrado las estaciones anteponiendo un signo menos (-) a cada PK. Con esto se facilita la lectura de los resultados.

- **Parámetros Hidráulicos y Elementos de Modelación**

Respecto a los parámetros hidráulicos y elementos de la modelación, se distinguen los siguientes:

- **Rugosidad de Manning:** dependiendo del o los materiales que conforman cada sección, se deben considerar los valores de rugosidad correspondientes.

  Las rugosidades adoptadas para cada material responden a los valores de uso corriente en la hidráulica de canales; dado que los materiales se encuentran bien definidos y el canal opera bajo condiciones controladas de mantención, no se hace necesario recurrir a criterios o métodos más detallados para la determinación de rugosidades, como por ejemplo, el Método de Cowan que, por cierto, se aplica más a cauces naturales (ríos).

  Consecuentemente con lo anterior, a continuación se muestra una tabla con los valores de Manning adoptados según los materiales que se encuentran en el canal.

CUADRO 14.3-1
RUGOSIDADES DE MANNING ADOPTADAS SEGÚN MATERIAL

MATERIAL	Nº DE MANNING
Tierra excavada	0,035
Hormigón	0,016
Mampostería de Piedra	0,025
Acero liso	0,012
Acero corrugado	0,024

Vale la pena destacar que hay casos en que ciertos revestimientos laterales del canal Lo Rojas presentan condiciones mixtas de material, por lo que para los efectos de la modelación, fue necesario recurrir a la siguiente expresión de ponderación de rugosidades:

$$n_{Pond} = \frac{1}{L_T} \sum_i n_i \cdot L_i$$

donde:

n_{Pond} : Nº de Manning ponderado para modelación de sección.
L_T : Longitud total del muro de la sección modelada.
n_i : Nº de Manning del i-ésimo material del muro.
L_i : Longitud del muro que presenta el i-ésimo material.

Para los efectos del presente estudio, las obras que inducen cambios en las rugosidades de la superficie mojada, corresponden fundamentalmente a los muros y revestimientos que, como mejoras en el tiempo, se han ido realizando. Es por esto que dichas estructuras se han representado en el modelo mediante la introducción de sus correspondientes números de Manning en los perfiles transversales que las contienen.

En el siguiente cuadro se resumen las obras introducidas a la modelación Hec-Ras de la situación sin proyecto del canal Lo Rojas:

CUADRO 14.3-2
MUROS/REVESTIMIENTOS MODELADOS EN HEC-RAS – CANAL LO ROJAS, SITUACIÓN SIN PROYECTO

FICHA Nº	TIPO DE OBRA	KM(*)	LONGITUD (m)
7	MURO IZQ DE HORMIGÓN	1100	234
10	PASARELA PEATONAL INTERIOR PREDIO	1239	N/A
12	PUENTE VEHICULAR/MURO HORM.	1350	5
14	MURO IZQ MAMPOSTERÍA	1600	117
15	MURO DERECHO MAMPOSTERÍA	1625	9
17	MURO IZQ MAMPOSTERÍA	1738	162
20	PUENTE VEHICULAR/MUROS HORM. Y MAMP.	2393	4
23	MURO IZQ DE HORMIGÓN	2731	18
26	MURO IZQ DE HORMIGÓN	2800	13
27	MURO IZQ DE HORMIGÓN	2817	15.5
28	MURO IZQ DE HORMIGÓN	2877	75
29	MURO IZQ DE HORMIGÓN	2957	118
30	MUROS IZQ/DER DE HORMIGÓN	3107	IZQ=17m / DER = 8.3m
31	MURO IZQ DE HORMIGÓN	3175	18.5
32	MURO IZQ DE MAMPOSTERÍA	3200	6.5
33	MURO IZQ DE HORMIGÓN	3227	84
34	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN	3306	20
35	MURO IZQ DE HORMIGÓN	3325	52
37	MURO IZQ DE HORMIGÓN	3400	24
38	MURO IZQ DE HORMIGÓN	3442	14.8
40	MURO IZQ DE HORMIGÓN	3570	145
42	CANAL REVESTIDO HORMIGÓN	4052	36.5
59	MURO IZQ DE HORMIGÓN	5346	10.5
66	MURO IZQ DE HORMIGÓN / LLEGADA DE QUEBRADA	5906	15
67	MURO IZQ DE HORMIGÓN	6060	8.1
68	MURO IZQ DE HORMIGÓN	6282	11.9
71	MURO IZQ DE HORMIGÓN	6478	5.8
72	MURO IZQ DE HORMIGÓN	6542	14.5
73	MURO IZQ DE HORMIGÓN	6570	30.5
74	MURO IZQ DE HORMIGÓN	6725	21
77	MURO IZQ. HORMIGÓN / LLEGADA DE QUEBRADA	7035	26.5
78	MURO IZQ DE HORMIGÓN	7116	13.5

FICHA Nº	TIPO DE OBRA	KM(*)	LONGITUD (m)
80	MUROS IZQ HORM. / MAMP.	7154	7m / 13.5m
81	MURO IZQ DE HORMIGÓN	7181	14
82	MUROS IZQ HORM. / MAMP.	7220	27m / 13.5m
83	MURO IZQ DE HORMIGÓN	7296	18
85	MURO IZQ. MAMPOSTERÍA	7464	32
86	MURO IZQ DE HORMIGÓN	7627	9.5
88	MURO IZQ DE HORMIGÓN	7743	9
89	MURO IZQ DE HORMIGÓN	7760	12
92	MURO IZQ DE HORMIGÓN	8091	28
93	MURO MAMPOSTERÍA / FILTRACIONES	8144	15
96	CRUCE DE CANAL CON CANOA	8368	63.5
97	MURO IZQ. DE HORMIGÓN / MAMPOSTERÍA	8496	18m / 175.6m
98	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN	8614	¿?(**)
99	MURO IZQ. MAMPOSTERÍA	8664	38
100	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN POR LLEGADA DE QUEBRADA	8727	12
102	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN	8832	29.5
103	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN	8880	19.5
104	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN	8909	6.5
105	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN	8993	¿?(**)
106	MURO IZQ. MAMPOSTERÍA	9129	31
107	MURO IZQ. DE HORMIGÓN / MAMPOSTERÍA	9178	11m / 49.5m
109	MURO IZQ. MAMPOSTERÍA	9293	17.5
110	MURO IZQ. DE HORM. / MAMP. POR LLEGADA DE QUEBRADA	9350	22.5m / 42m
113	MURO IZQ DE HORMIGÓN	9534	38.5
114	MURO IZQ DE HORMIGÓN	9575	7
115	MURO IZQ DE HORMIGÓN	9617	77
116	MURO IZQ DE HORMIGÓN	9695	29
117	MURO IZQ DE HORMIGÓN	9755	49
122	PAS. PEAT./CRUCE TUB SOBRE CANAL(PVC 5'')/OBRA AFORO / MURO HORM.	10006	3.2
123	MURO IZQ DE HORMIGÓN	10113	17
124	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	10186	3.5
128	MURO IZQ DE HORMIGÓN	10259	11
129	MURO IZQ DE HORMIGÓN	10331	30
130	MURO IZQ DE HORMIGÓN	10370	45
131	MURO IZQ DE HORMIGÓN / LLEGADA DE QUEBRADA	10478	76
134	MURO IZQ DE HORMIGÓN / COMPUERTA METÁLICA ENTREGA PREDIAL	10652	58
135	MURO IZQ DE HORMIGÓN	10814	10
136	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	10846	5
138	MURO IZQ DE HORMIGÓN	11100	102
141	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN / CRUCE TUBERÍA (PVC) SOBRE CANAL	11294	76
142	MURO IZQ DE HORMIGÓN	11347	7.7
143	PUENTE VEHIC. REVEST. HORM. / CRUCE TUBERÍA (Fe 12'') SOBRE CANAL	11392	4.9
149	MURO IZQ DE HORMIGÓN	11758	9.5
150	PUENTE VEHIC. C/MUROS DE HORMIGÓN	11818	3.3
159	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE MAMPOSTERÍA	12391	7
166	MURO IZQ DE HORMIGÓN	12828	86
168	PASARELA PEATONAL CON MUROS DE HORMIGÓN	13000	6

FICHA Nº	TIPO DE OBRA	KM(*)	LONGITUD (m)
176	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	13433	4.5
178	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	13609	6.2
183	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	14012	5.2
184	SECCIÓN REVESTIDA / PUENTE EN DESUSO	14021	13.35

(*) Kilometrajes representados de forma aproximada por el punto medio de la extensión del muro/revestimiento correspondiente, según el eje trazado topográficamente bajo situación actual.

(**) Longitudes de las cuales no se tiene información.

- **Coeficientes de Contracción/Expansión:** se utilizan los que el programa sugiere por defecto, esto es:

    - Coeficiente de Contracción: 0,1
    - Coeficiente de Expansión: 0,3

- **ROB y LOB:** tratándose respectivamente de las siglas en inglés “Right Over Bank” y “Left Over Bank”, corresponden al valor que toman las abscisas para delimitar el lecho (en este caso, el fondo) y las riberas del canal (en este caso, los muros).

- **Levees:** elementos de modelación que se utilizan, en este caso, para delimitar el espacio de canal real. Se recurre a ellos para eliminar la tendencia por defecto que tiene el programa de utilizar, hidráulicamente hablando, todo el contorno transversal que por cota y ecuaciones de energía tiene disponible, lo cual no siempre es correcto.

- **Caudal**

Dado que se busca el caudal de capacidad del canal Lo Rojas, el valor correspondiente se ingresa por tanteos, sin considerar entregas a riego ni pérdidas por infiltración.

Luego, la capacidad del canal analizado en toda su longitud, será aquel valor máximo que arroje un eje hidráulico con seguridad de operación en todos y cada uno de los perfiles transversales modelados, esto es, manteniendo una revancha mínima (15 % de la altura de agua modelada, mínimo 0,2 m) respecto al coronamiento del canal.

Cabe destacar que, de acuerdo con lo indicado por el personal a cargo de la operación y mantención del canal, la capacidad máxima de Lo Rojas es de 1.000 l/s, dato que deberá ser corroborado por la modelación.

- **Modelación de Obras Especiales en Línea con el Canal**

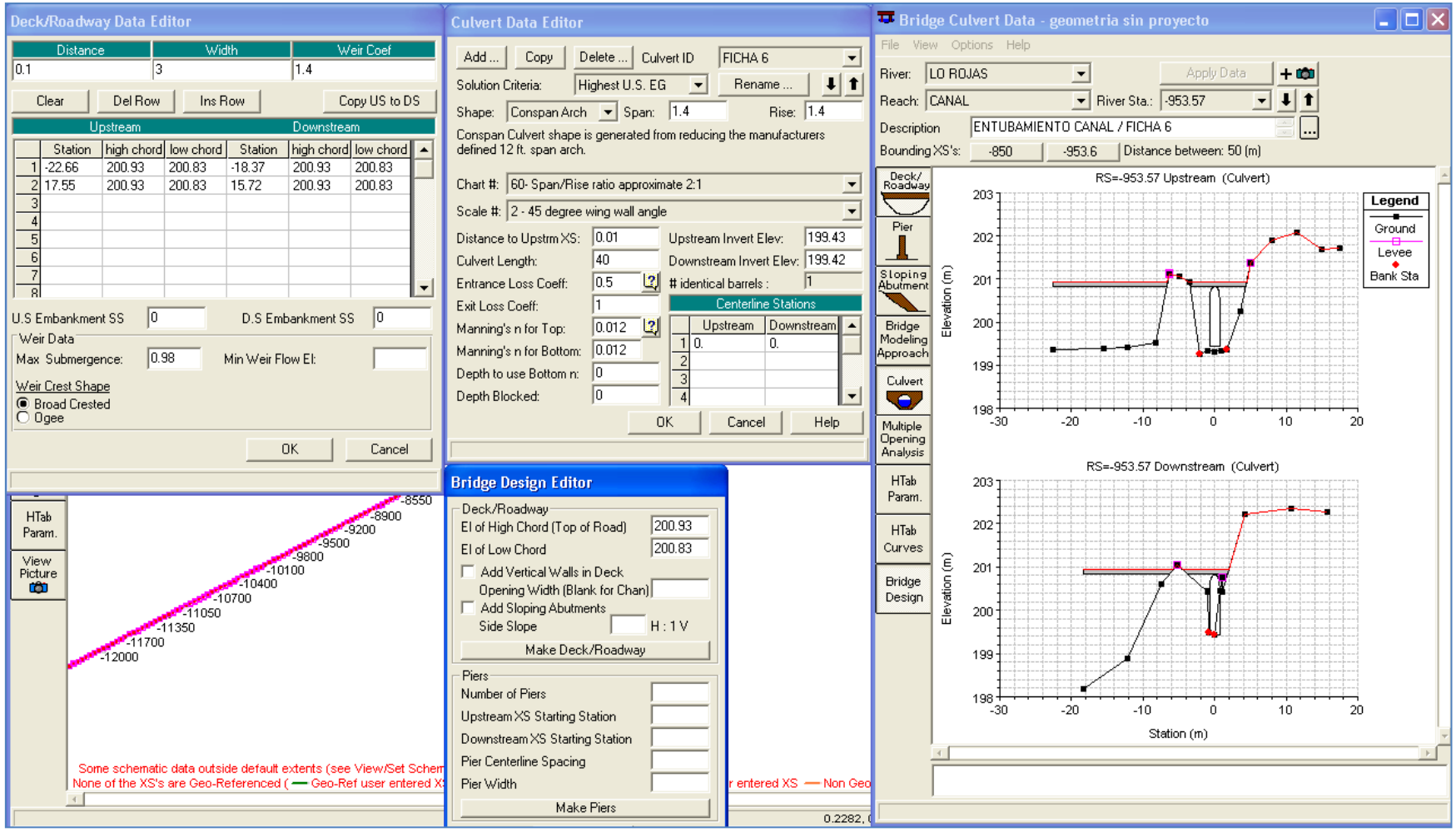
Por obras singulares en línea, se entenderá como aquellas a través de las cuales circula el flujo del canal, y que se hacen necesarias para fines como:

- Cruces de quebrada.
- Cruces peatonales o vehiculares con entubamiento de canal.
- Entubamiento de canal para otros fines (cruce de caminos prediales, etcétera).

En el particular del canal Lo Rojas, las obras especiales en línea se reducen a entubamientos mediante alcantarillas, pudiendo ser éstas de sección circular o cajón, tanto metálicas como de hormigón.

Para la modelación de estos elementos, se recurre a la opción “Bridge Culvert Data” de HEC-RAS, en donde el ingreso de los parámetros principales de modelación se realiza en la interfaz indicada a continuación:

FIGURA 14.3-5
VENTANAS DE MODELACIÓN DE ENTUBAMIENTO DE CANAL CON ALCANTARILLAS (HEC-RAS 4.1.0)



En el siguiente cuadro se indican las obras especiales modeladas, las que a su vez se encuentran relacionadas con su kilometraje (aproximado) de ubicación y con la ficha de catastro correspondiente.

CUADRO 14.3-3
OBRAS ESPECIALES MODELADAS - CANAL LO ROJAS, SITUACIÓN SIN PROYECTO

FICHA Nº	TIPO DE OBRA	KILOMETRAJE (aprox.)	SECCIÓN (ancho x altura) /DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)
3	ALCANTARILLA CAJÓN (HORMIGÓN)	408	1.6 x 1.2	108
6	ENTUBAMIENTO CANAL (CORRUGADO)	954	1.4	58
47	PUENTE VEHIC. CON REVESTIMIENTO HORMIGÓN	4037	1.6 x 1.2	3.2
52	PUENTE VEHICULAR y ALCANTARILLA	4478	2.5 x 1.25	4.3
53	PUENTE VEHICULAR y ALCANTARILLA	4593	2.3 x 0.9	4.5
70	CANAL ENTUBADO (TUBERÍA CORRUGADA)	6411	1.5	31
87	ALCANTARILLA (Fe liso) CANAL POR CRUCE DE QUEBRADA	7672	1	12
94	ALC. (Acero) CANAL POR CRUCE DE QUEBRADA / FILTRACIONES	8203	1	4.4
126	CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA / CRUCE QUEBRADA	10203	1	12
148	CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA (Fe) / CRUCE QUEBRADA	11736	0.9	8.4
151	ALCANTARILLA(Fe) POR CRUCE DE QUEBRADA	12141	0.9	11.6
153	CANAL EN TUBERÍA (metálica) ELEVADA POR CRUCE SOBRE QUEBRADA / TUB. SOBRE CANAL	12241	0.9	12
157	CANAL EN ALCANTARILLA METÁLICA POR CRUCE CAMINO PÚBLICO	12381	1	12
181	CANAL EN ALCANTARILA (Fe liso) CIRCULAR POR CRUCE DE CAMINO	13727	1	6.2
184	SECCIÓN REVESTIDA / PUENTE EN DESUSO	14021	1.40 x 0.80	6

(*) Kilometraje estimado según eje determinado topográficamente bajo situación actual.

Es importante destacar que el número de Manning se adopta de manera uniforme para toda la sección entubada de acuerdo al material de aquélla; para el caso de las pérdidas singulares, se ha adoptado un coeficiente de pérdidas igual a 0,5.

- **Interpolación de Secciones Transversales**

Debido a que los perfiles transversales tomados en terreno se ubican cada 50 m, en la resolución numérica del eje hidráulico pueden obtenerse discontinuidades puntuales, que, a su vez, pueden traducirse en cambios erróneos de régimen hidráulico. Esta situación se ve acentuada cuando se tienen reiterados cambios de pendiente y secciones de geometría muy variable.

Es por lo anterior que, a fin de suavizar y disminuir al máximo dichas discontinuidades, se hace recomendable interpolar las secciones medidas en terreno cuando se encuentran a distancias importantes (en este caso 50 m), lo cual se logra a través de la herramienta *XS Interpolation* de HEC-RAS.

Se debe tener presente que dicha interpolación no es sólo geométrica, ya que el software también obtiene valores interpolados de rugosidades. Si bien esto no es del todo deseable, el error que pueda inducirse por este concepto no se considera importante, ya que el eje hidráulico viene fuertemente definido por la baja pendiente del canal.

Además, los resultados pueden ser confirmados al contrastar la capacidad calculada con la informada por la administración del canal ($1 m^3/s$).

a) Tramos de Modelación

Dada la lagunilla que se produce en la zona de confluencia entre el canal Lo Rojas y el estero Pucalán (ver Figura 14.3-6), se modelan de forma independiente los tramos aguas arriba y aguas debajo de ella, pues, hidráulicamente hablando, la poza mencionada independiza los ejes hidráulicos correspondientes.

En consecuencia, los ejes hidráulicos modelados de manera independiente son:

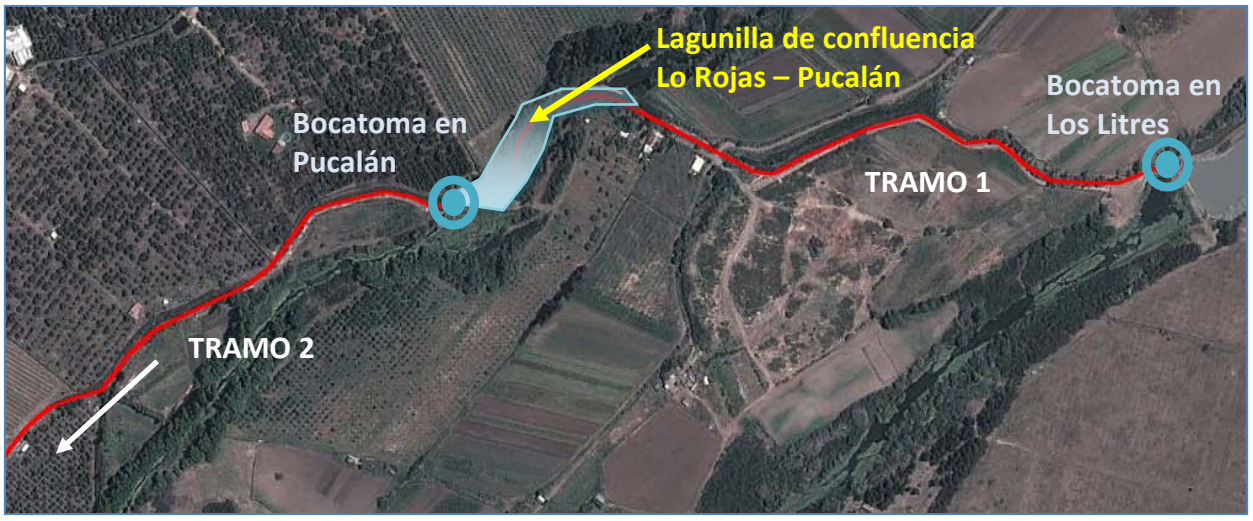
- **Tramo 1 → PK 0+000 al PK 0+520:** comprende la modelación del canal Lo Rojas entre su sección de bocatoma en el estero Los Litres y la descarga de la alcantarilla de hormigón sección cajón a la lagunilla mencionada anteriormente.

- **Tramo 2 → PK 0+750 al PK 14+300:** comprende la modelación del canal Lo Rojas entre su sección de la bocatoma en el estero Pucalán, y

el término del canal en su descarga a la quebrada que llega al canal Mauco.

En la siguiente figura se ilustran los tramos de modelación referidos:

FIGURA 14.3-6
TRAMOS DE MODELACIÓN HEC-RAS DEL CANAL LO ROJAS



b) Condiciones de Borde y Supuestos de Cálculo

- **Condiciones de Borde**

Para el cálculo del eje hidráulico, HEC-RAS 4.1.0 es necesario la definición de las condiciones de borde correspondientes.

Por otra parte, el software, antes de comenzar los cálculos, solicita la definición del tipo de flujo, esto es, crítico, subcrítico o mixto.

Ahora bien, dado que el canal Lo Rojas presenta una condición mixta de pendientes (suaves y fuertes), la condición de flujo más conveniente debe ser la mixta, pues de esta manera el software no fuerza el eje hacia ninguno de los dos extremos (crítico o subcrítico).

Con lo anterior, al fijar el régimen en uno de tipo mixto, el programa exige entregar condiciones de borde tanto de aguas arriba como de aguas abajo.

En consecuencia, como condiciones de borde se impone, según tramo de modelación, lo que se indica a continuación.

TRAMO 1:

- Aguas abajo: altura normal → Pendiente media de aguas abajo i = 0,0007.
- Aguas arriba: altura crítica (caculada de forma automática e interna por HEC-RAS).
- Tipo de escurrimiento para cálculo: MIXTO.

TRAMO 2:

- Aguas abajo: altura normal → Pendiente media de aguas abajo i = 0,130.
- Aguas arriba: altura crítica (calculada de forma automática e interna por HEC-RAS).
- Tipo de escurrimiento para cálculo: MIXTO.

- **Supuestos para la Validez del Cálculo de la Capacidad del Canal Lo Rojas**

Conocidas tanto las ecuaciones que utiliza HEC-RAS 4.1.0 para el cálculo del eje hidráulico bajo condiciones estacionarias, como las condiciones de borde recién señaladas, es necesario adoptar algunos supuestos que validen *a priori* los resultados que se van a obtener, respecto al objetivo de determinar el caudal de capacidad del canal Lo Rojas.

Estos supuestos son los siguientes:

- Se asume que la capacidad del canal viene dada por las secciones del canal y sus parámetros de caracterización hidráulica, sin considerar la posibilidad de pérdidas de infiltración.

- La capacidad del canal se evalúa bajo el supuesto que ninguna entrega se encuentra abierta, por lo que el caudal, al inicio y al término del canal, es exactamente el mismo.

- La capacidad del canal viene limitada por la o las secciones transversales que presenten niveles de escurrimiento muy cercanos al coronamiento del canal, o bien cuando éste es sobrepasado.

Para el caso de operación, se considera que la sección trabaja de manera adecuada cuando:

Escurrimiento Subcrítico: $R_{Río} \geq máx\{0{,}15 \cdot h\,;\, 0{,}20m\}$

Escurrimiento Supercrítico: $R_{Torrente} \geq 0{,}6 + 0{,}03 \cdot v \cdot h^{1/3}$

donde:

$R_{Río}$	: revancha de operación mínima para río (m).
$R_{Torrente}$	: revancha de operación mínima para torrente (m).
h	: altura de escurrimiento (m).
V	: velocidad de escurrimiento (m/s)

- Las curvas en planta del canal presentan un radio de curvatura tal que no inducen el peralte lateral del pelo de agua calculado.

- En promedio, la interpolación de las rugosidades de Manning entre secciones consecutivas que realiza el programa de forma interna, no afecta de manera decisiva el resultado global de los cálculos, por lo que la evaluación de la situación actual del proyecto a través de la presente modelación, se considera, como estimación, buena y suficiente.

RESPECTO DE LA CALIBRACIÓN DEL MODELO

Usualmente, para validar las modelaciones hidráulicas se recurre a procesos de calibración, en los cuales se compara la altura de escurrimiento calculada con la medida en operaciones de aforo ejecutadas en terreno para dicho fin.

En el presente estudio, para fines de calibración, se compara la altura máxima y velocidad media de escurrimiento determinadas mediante aforo, con las calculadas por el modelo.

El procedimiento de calibración utilizado es el siguiente:

i. Se ingresó en el modelo la serie de caudales aforados, considerando sólo aquellos medidos en las secciones útiles para los fines de calibración.

ii. El eje hidráulico se ejecutó para cada caudal de aforo de manera independiente. Considerando 14 de las 16 secciones de aforo como

válidas para objetos de calibración, se ejecutaron 14 corridas de eje hidráulico.

iii. Para un determinado caudal de aforo, se recurre a la sección de canal en que aquél fue medido. Es importante señalar que, en la gran mayoría de los casos, se debió recurrir a las secciones interpoladas por el modelo, ya que las secciones aforadas no coinciden con las secciones levantadas topográficamente.

Como acotación última, es necesario tener en cuenta que, dado lo señalado en (iii), existirán diferencias entre la sección aforada y la estudiada a partir del modelo, por lo que las discrepancias altimétricas y de velocidad mostradas por calibración, deben observarse bajo criterio de tolerancia.

14.3.7. Resultados de Modelación en Situación Sin Proyecto

a) Tramo 1 (PK 0+000 al PK 0+520)

Para efectos de estimar la capacidad del canal en su primer tramo, se operó el modelo para 4 caudales crecientes, a saber:

PF 1: 1,0m^3/s
PF 2: 2,0m^3/s
PF 3: 2,5m^3/s
PF 4: 3,0m^3/s

Es importante señalar que, en este caso, dada la gran uniformidad de las secciones y de la pendiente del tramo, no se hizo necesario agregar secciones interpoladas.

En el siguiente cuadro se muestran los principales parámetros hidráulicos de cálculo, destacándose las situaciones en que las condiciones de escurrimiento no son seguras desde el punto de vista de la capacidad de las secciones modeladas.

Consecutivamente, se muestra el perfil longitudinal del eje hidráulico para cada uno de los caudales simulados y los perfiles transversales correspondientes.

CUADRO 14.3-4
RESULTADOS EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PK 0+000 AL PK 0+520 – SITUACIÓN SIN PROYECTO

Km	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	$Z_{Coronamiento\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
0	1,0	199,70	200,87	201,97	200,88	0,00026	0,35	2,84	3,94	0,13	1,10	0,20	SI
0	2,0	199,70	201,24	201,97	201,25	0,00027	0,47	4,29	3,98	0,14	0,73	0,23	SI
0	2,5	199,70	201,41	201,97	201,42	0,00026	0,51	4,96	3,99	0,14	0,56	0,26	SI
0	3,0	199,70	201,71	201,97	201,72	0,00018	0,49	6,18	4,10	0,13	0,26	0,30	NO
-50	1,0	200,04	200,86	201,60	200,86	0,00024	0,35	3,19	5,48	0,13	0,74	0,20	SI
-50	2,0	200,04	201,23	201,60	201,24	0,00020	0,43	5,37	6,34	0,13	0,37	0,20	SI
-50	2,5	200,04	201,40	201,60	201,41	0,00019	0,45	6,48	6,73	0,13	0,20	0,20	SI
-50	3,0	200,04	201,71	201,60	201,71	0,00010	0,37	12,28	21,12	0,10	-0,11	0,25	NO
-100	1,0	200,08	200,84	202,79	200,85	0,00037	0,45	2,42	3,77	0,17	1,95	0,20	SI
-100	2,0	200,08	201,21	202,79	201,22	0,00036	0,58	3,89	4,27	0,18	1,58	0,20	SI
-100	2,5	200,08	201,38	202,79	201,39	0,00034	0,62	4,64	4,50	0,17	1,41	0,20	SI
-100	3,0	200,08	201,69	202,79	201,70	0,00022	0,58	6,12	5,05	0,15	1,10	0,24	SI
-150	1,0	200,10	200,81	202,45	200,82	0,00076	0,60	1,90	3,64	0,23	1,64	0,20	SI
-150	2,0	200,10	201,18	202,45	201,20	0,00059	0,70	3,38	4,34	0,22	1,27	0,20	SI
-150	2,5	200,10	201,35	202,45	201,37	0,00051	0,73	4,15	4,68	0,21	1,10	0,20	SI
-150	3,0	200,10	201,67	202,45	201,69	0,00030	0,65	5,77	5,34	0,17	0,78	0,24	SI
-200	1,0	200,10	200,78	201,80	200,79	0,00055	0,48	2,27	4,46	0,20	1,02	0,20	SI
-200	2,0	200,10	201,16	201,80	201,17	0,00038	0,55	4,17	5,48	0,18	0,64	0,20	SI
-200	2,5	200,10	201,34	201,80	201,35	0,00032	0,57	5,17	5,94	0,17	0,46	0,20	SI
-200	3,0	200,10	201,67	201,80	201,68	0,00018	0,50	7,28	6,83	0,13	0,13	0,24	NO
-250	1,0	200,07	200,75	202,32	200,76	0,00064	0,50	2,13	4,30	0,21	1,57	0,20	SI
-250	2,0	200,07	201,14	202,32	201,15	0,00040	0,56	4,04	5,44	0,18	1,18	0,20	SI
-250	2,5	200,07	201,32	202,32	201,33	0,00033	0,57	5,06	5,97	0,17	1,00	0,20	SI
-250	3,0	200,07	201,66	202,32	201,67	0,00018	0,49	7,25	6,95	0,13	0,66	0,24	SI
-300	1,0	200,02	200,72	201,81	200,73	0,00047	0,46	2,33	4,17	0,18	1,09	0,20	SI
-300	2,0	200,02	201,12	201,81	201,13	0,00034	0,54	4,13	4,87	0,17	0,69	0,20	SI
-300	2,5	200,02	201,30	201,81	201,32	0,00030	0,56	5,05	5,25	0,16	0,51	0,20	SI

Km	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	$Z_{Coronamiento\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-300	3,0	200,02	201,65	201,81	201,66	0,00017	0,50	6,98	5,98	0,13	0,16	0,24	NO
-350	1,0	199,86	200,71	201,80	200,72	0,00014	0,28	3,85	5,92	0,10	1,09	0,20	SI
-350	2,0	199,86	201,12	201,80	201,12	0,00012	0,35	6,41	6,83	0,10	0,68	0,20	SI
-350	2,5	199,86	201,30	201,80	201,31	0,00011	0,37	7,71	7,37	0,10	0,50	0,22	SI
-350	3,0	199,86	201,65	201,80	201,65	0,00007	0,34	11,23	12,34	0,08	0,15	0,27	NO
-400	1,0	200,06	200,70	201,91	200,71	0,00055	0,46	2,35	4,92	0,19	1,21	0,20	SI
-400	2,0	200,06	201,10	201,91	201,11	0,00031	0,49	4,61	6,20	0,16	0,81	0,20	SI
-400	2,5	200,06	201,29	201,91	201,30	0,00025	0,50	5,81	6,79	0,15	0,62	0,20	SI
-400	3,0	200,06	201,64	201,91	201,65	0,00013	0,43	8,38	7,85	0,11	0,27	0,24	SI
-406	1,0	200,06	200,69	201,93	200,70	0,00057	0,46	2,34	4,91	0,20	1,24	0,20	SI
-406	2,0	200,06	201,10	201,93	201,11	0,00031	0,49	4,60	6,19	0,16	0,83	0,20	SI
-406	2,5	200,06	201,29	201,93	201,30	0,00025	0,50	5,80	6,79	0,15	0,64	0,20	SI
-406	3,0	200,06	201,64	201,93	201,65	0,00013	0,43	8,38	7,84	0,11	0,29	0,24	SI
-407.57	ALCANTARILLA SECCIÓN CAJÓN												
-515.6	1,0	199,99	200,63	201,29	200,64	0,00070	0,46	2,20	3,42	0,18	0,66	0,20	N/A
-515.6	2,0	199,99	201,03	201,29	201,04	0,00070	0,56	3,54	3,42	0,18	0,26	0,20	N/A
-515.6	2,5	199,99	201,20	201,29	201,22	0,00070	0,60	4,15	3,42	0,17	0,09	0,20	N/A
-515.6	3,0	199,99	201,51	201,29	201,52	0,00070	0,58	5,19	3,42	0,15	-0,22	0,23	N/A

Nota: Siendo la sección 515.6 una ficticia para efectos de modelación, no aplica la verificación de revancha (N/A).

FIGURA 14.3-7
PERFIL LONGITUDINAL EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PK 0+000 AL PK 0+520 – SITUACIÓN SIN PROYECTO

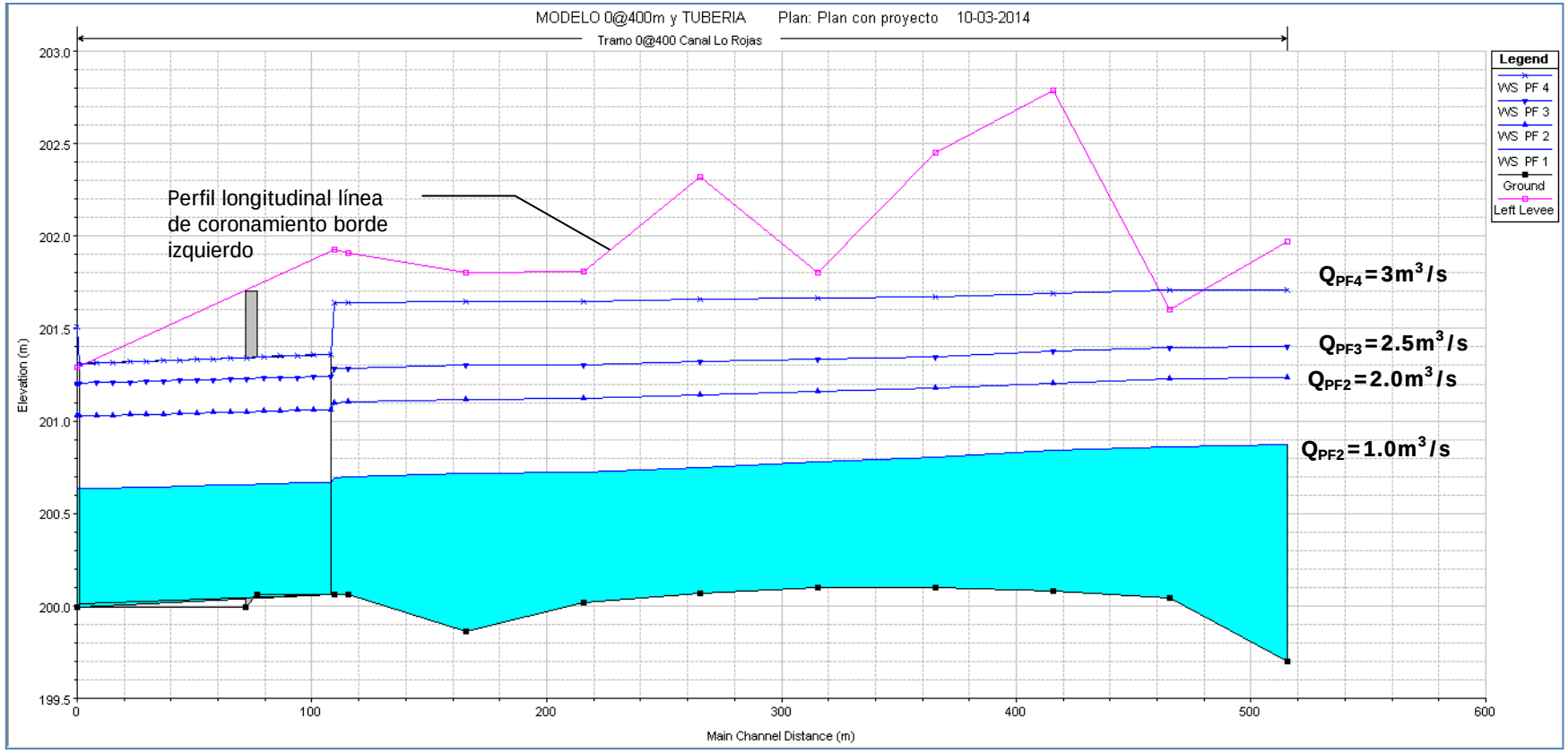


FIGURA 14.3-8
SECCIONES TRANSVERSALES MODELADAS – CANAL LO ROJAS 0+000 AL PK 0+520 – SITUACIÓN SIN PROYECTO

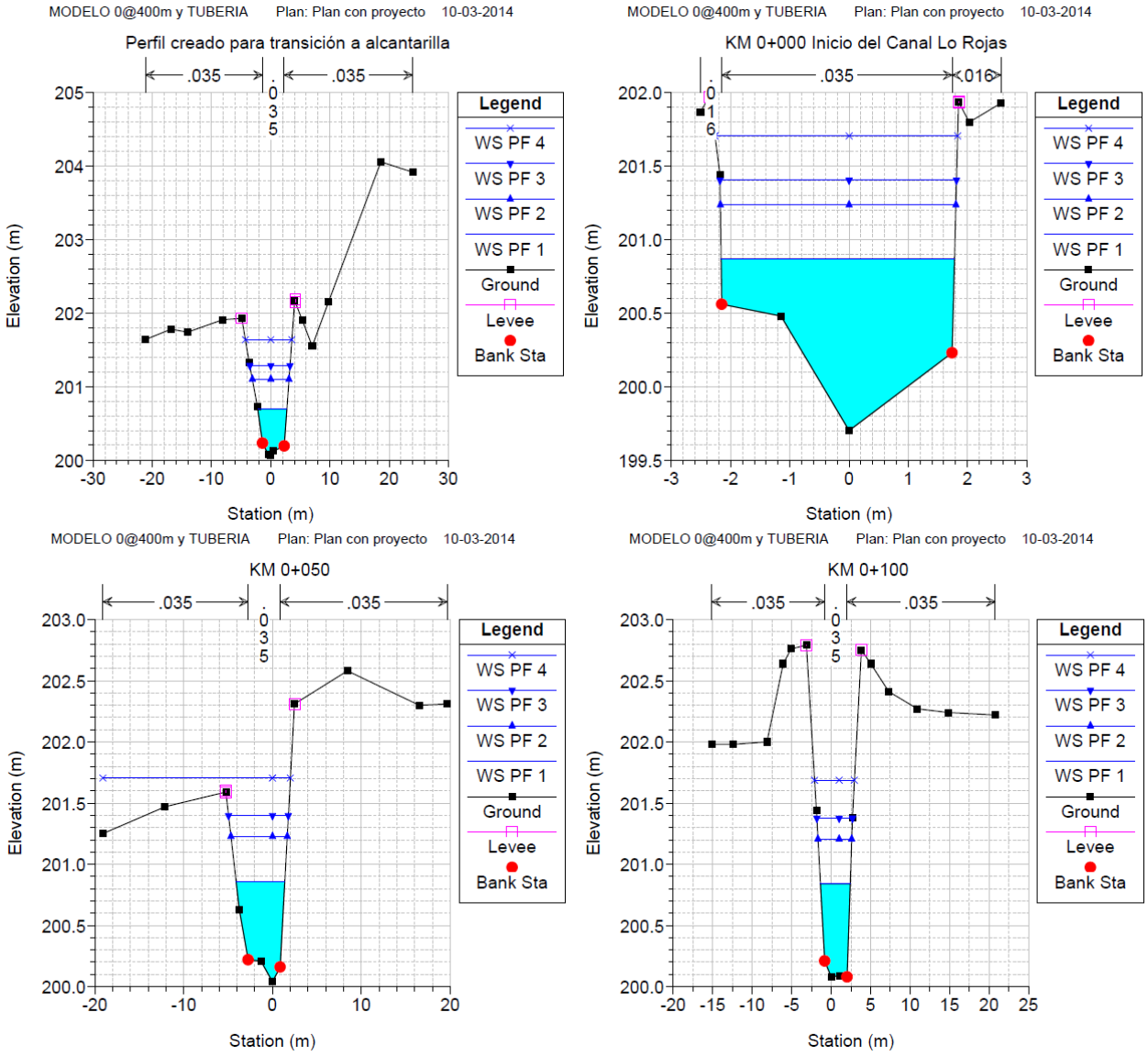


FIGURA 14.3-8 (Continuación)

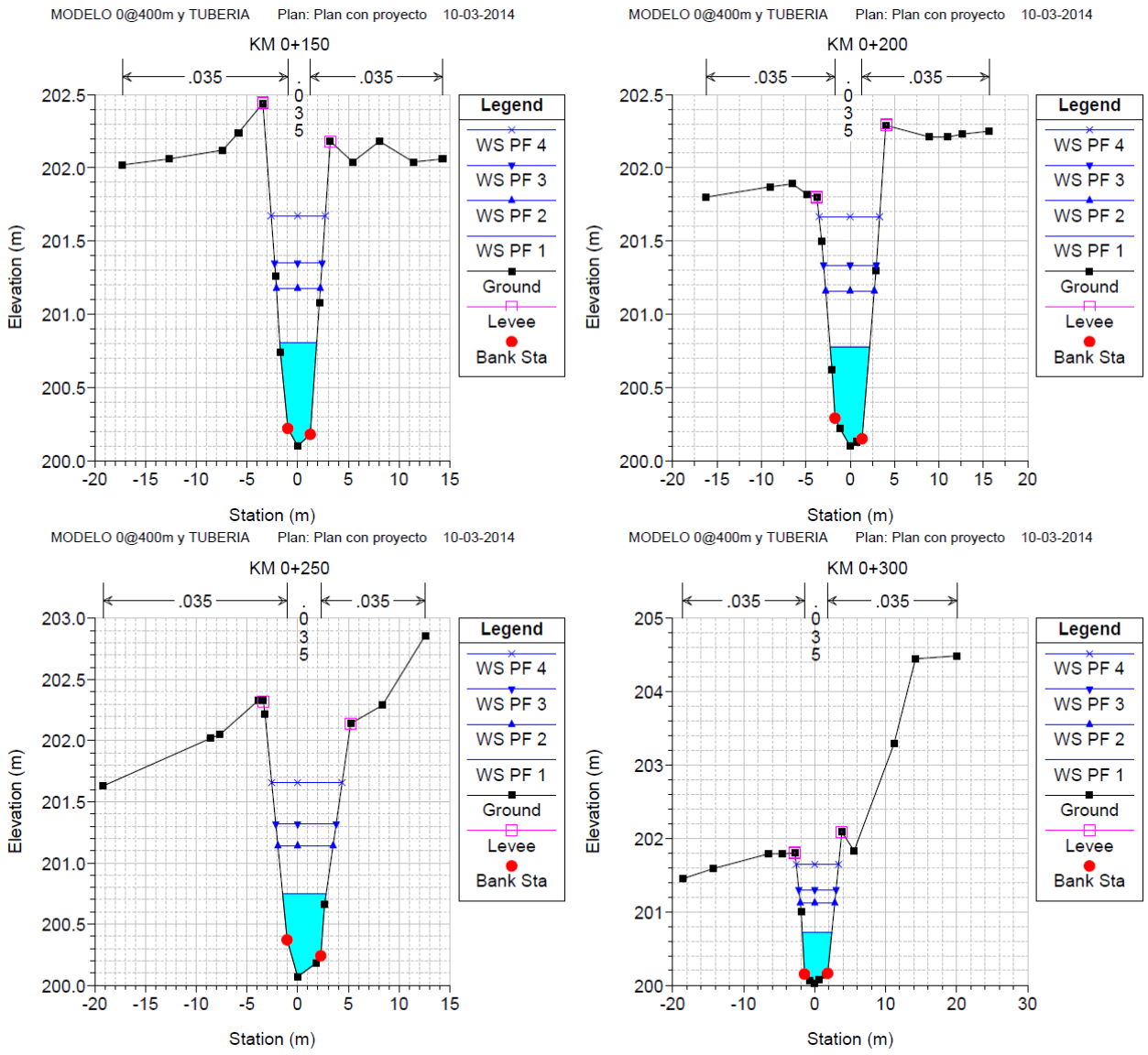
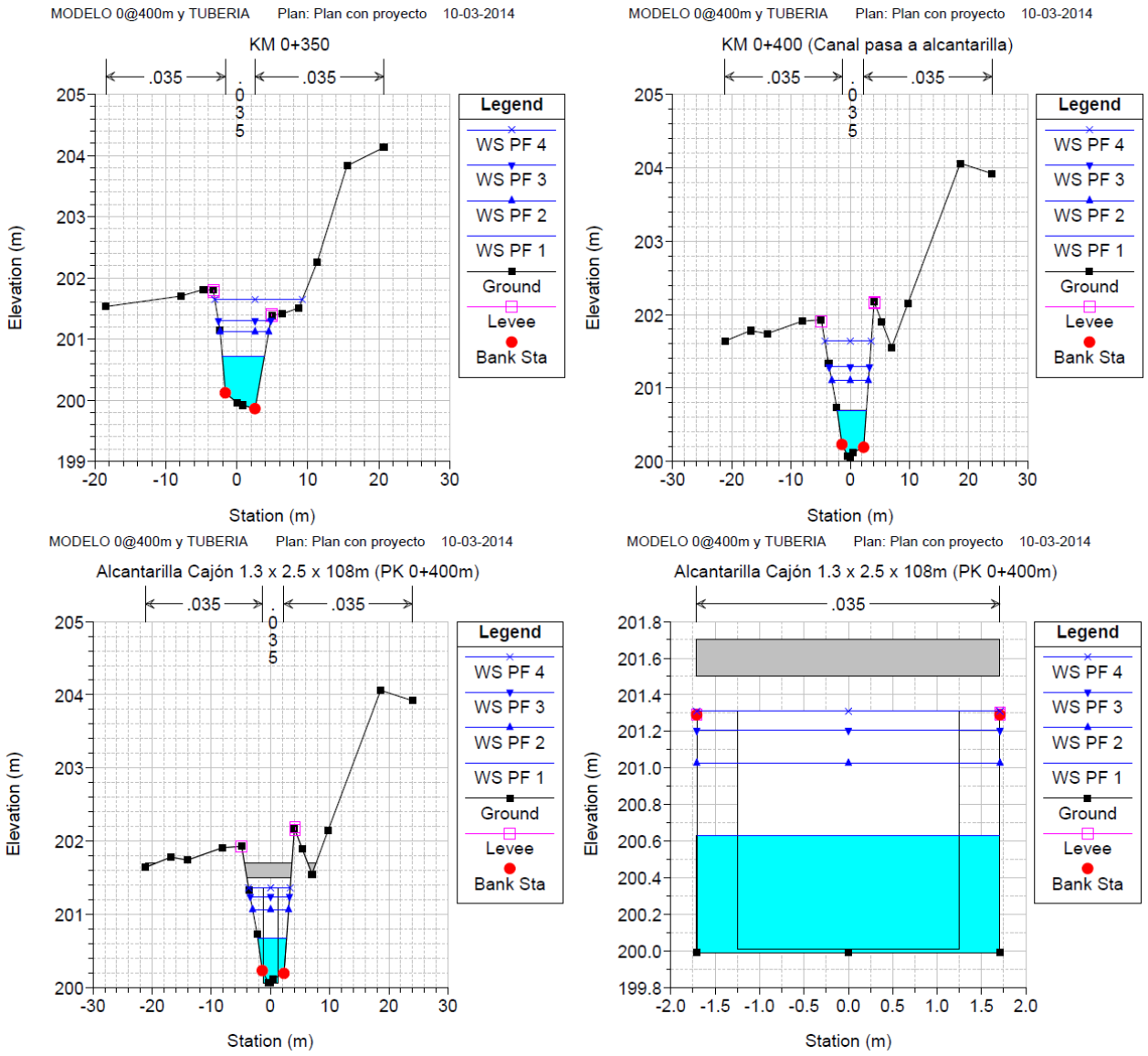


FIGURA 14.3-8 (Continuación)



CUADRO 14.3-5
OUTPUT HEC-RAS ANÁLISIS DE ALCANTARILLA MODELADA TRAMO 1, SITUACIÓN SIN PROYECTO (ACTUAL) – PF = 1, 2, 3, 4 y 5

Plan: Plan 02 Tramo 0@400 Canal Lo Rojas RS: -407.57 Culv Group: ALC FICHA 3 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.66
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	0.64
E.G. US. (m)	200.7	Culv Inv El Up (m)	200.06
W.S. US. (m)	200.69	Culv Inv El Dn (m)	200.01
E.G. DS (m)	200.64	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	200.63	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.06	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.06	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	200.46	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	200.7	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	200.67	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	200.63	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.56	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.25	Min El Weir Flow (m)	201.7

Plan: Plan 02 Tramo 0@400 Canal Lo Rojas RS: -407.57 Culv Group: ALC FICHA 3 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.8
Q Barrel (m3/s)	2	Culv Vel DS (m/s)	0.79
E.G. US. (m)	201.11	Culv Inv El Up (m)	200.06
W.S. US. (m)	201.1	Culv Inv El Dn (m)	200.01
E.G. DS (m)	201.04	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	201.03	Culv Exit Loss (m)	0.02
Delta EG (m)	0.07	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.07	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	200.7	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	201.11	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	201.06	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	201.03	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.91	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.4	Min El Weir Flow (m)	201.7

Plan: Plan 02 Tramo 0@400 Canal Lo Rojas RS: -407.57 Culv Group: ALC FICHA 3 Profile: PF 3			
Q Culv Group (m3/s)	2.5	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.85
Q Barrel (m3/s)	2.5	Culv Vel DS (m/s)	0.84
E.G. US. (m)	201.3	Culv Inv El Up (m)	200.06
W.S. US. (m)	201.29	Culv Inv El Dn (m)	200.01
E.G. DS (m)	201.22	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	201.2	Culv Exit Loss (m)	0.02
Delta EG (m)	0.07	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.08	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	200.8	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	201.3	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	201.24	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	201.2	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.07	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.47	Min El Weir Flow (m)	201.7

Plan: Plan 02 Tramo 0@400 Canal Lo Rojas RS: -407.57 Culv Group: ALC FICHA 3 Profile: PF 4			
Q Culv Group (m3/s)	3	Culv Full Len (m)	107
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.92
Q Barrel (m3/s)	3	Culv Vel DS (m/s)	0.92
E.G. US. (m)	201.65	Culv Inv El Up (m)	200.06
W.S. US. (m)	201.64	Culv Inv El Dn (m)	200.01
E.G. DS (m)	201.52	Culv Frctn Ls (m)	0.07
W.S. DS (m)	201.51	Culv Exit Loss (m)	0.03
Delta EG (m)	0.12	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.13	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	200.9	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	201.65	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	201.36	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	201.31	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.53	Min El Weir Flow (m)	201.7

Plan: Plan 02 Tramo 0@400 Canal Lo Rojas RS: -407.57 Culv Group: ALC FICHA 3 Profile: PF 5			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.69
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	0.68
E.G. US. (m)	200.79	Culv Inv El Up (m)	200.06
W.S. US. (m)	200.78	Culv Inv El Dn (m)	200.01
E.G. DS (m)	200.73	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	200.72	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.06	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.06	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	200.51	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	200.79	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	200.75	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	200.72	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.63	Weir Flow Area (m2)	

Culv Crt Depth (m)	0.29	Min El Weir Flow (m)	201.7

Glosario de variables relevantes:

Q Culv Group (m3/s)	: caudal total que circula por la alcantarilla (m^3/s).
# Barrels	: número de alcantarillas en paralelo modeladas en la sección.
Q Barrel (m3/s)	: caudal que pasante por cada alcantarilla modelada en la sección.
E.G. US. (m)	: elevación de energía de aguas arriba de la alcantarilla modelada (m).
W.S. US. (m)	: elevación superficial de aguas arriba de la alcantarilla modelada (m).
E.G. DS (m)	: elevación de energía de aguas abajo de la alcantarilla modelada (m).
W.S. DS (m)	: elevación superficial de aguas abajo de la alcantarilla modelada (m).
Delta EG (m)	: diferencial altimétrico de energía a través de la alcantarilla modelada (m).
Delta WS (m)	: diferencial altimétrico superficial de agua en la alcantarilla modelada (m).
E.G. IC (m)	: línea de carga de aguas arriba, basado en control de ingreso (m).
E.G. OC (m)	: línea de carga de aguas arriba, basado en control de salida (m)
Culvert Control	: control de alcantarilla modelada.
Culv WS Inlet (m)	: elev. superf. de aguas al interior de la alcantarilla en su ingreso (m).
Culv WS Outlet (m)	: elev. superf. de aguas al interior de la alcantarilla en su salida (m).
Culv Nml Depth (m)	: altura normal de escurrimiento al interior de la alcantarilla (m).
Culv Crt Depth (m)	: altura crítica de escurrimiento al interior de la alcantarilla (m).
Culv Full Len (m)	: longitud de la alcantarilla que funciona a boca llena (m).
Culv Vel US (m/s)	: vel. de escurrimiento directamente aguas arriba de la alcantarilla (m/s).
Culv Vel DS (m/s)	: vel. de escurrimiento directamente aguas abajo de la alcantarilla (m/s).
Culv Inv El Up (m)	: elevación del radier de la alcantarilla en su sección de ingreso (m).
Culv Inv El Dn (m)	: elevación del radier de la alcantarilla en su sección de salida (m).
Culv Frctn Ls (m)	: pérdida de carga hidráulica por fricción en la alcantarilla modelada (m).
Culv Exit Loss (m)	: pérdidas singulares en la salida de la alcantarilla modelada (m).
Culv Entr Loss (m)	: pérdidas de carga singulares al ingreso de la alcantarilla modelada (m).

De acuerdo con los resultados obtenidos, se puede observar que:

i. Todo el Tramo 1 se comporta en régimen de río, con velocidades de escurrimiento fluctuantes entre los 0,28m/s y 0,73m/s, dependiendo del caudal simulado.

ii. Para el caso del caudal de operación Q=1 m^3/s, se aprecian velocidades entre los 0,28 y 0,60m/s, las que, en promedio, se consideran bajas para garantizar la condición de autolavado ($Q_{Autolavado}$ = 0,6m/s).

iii. El caudal máximo que soporta el tramo modelado es de 2,5m^3/s.

iv. Las secciones que representan la limitante de capacidad, corresponden a las de los kilometrajes 0+000, 0+050, 0+200 y 0+350.

v. Para caudales de 1,0m^3/s a 2,5m^3/s, el Tramo 1, incluida la alcantarilla de sección rectangular, se comporta adecuadamente.

b) Tramo 2 (PK 0+750 al PK 14+330)

En este tramo, tal como en el anterior, se busca determinar el caudal de capacidad correspondiente.

Para dichos efectos, se ha operado el modelo con $1 m^3/s$, a fin de conocer el comportamiento de las secciones y verificar que, tal como lo señala el personal operador del canal, la capacidad actual equivale a los derechos de agua otorgados a la comunidad de riego servida a lo largo de sus 14 km de extensión.

Conviene destacar que, en este tramo, se recurrió a la herramienta de interpolación de secciones, dado que éste presenta variados cambios de sección y pendiente, lo que la hace más propensa a inestabilidades numéricas, situación que se mejora agregando secciones interpoladas.

Análogamente al caso anterior, se proporciona a continuación la tabla de resultados del eje hidráulico del Tramo 2, en la que se han destacado las secciones transversales críticas.

Además, se entregan las tablas de salida referidas al análisis de las alcantarillas modeladas y los resultados de la calibración del modelo.

CUADRO 14.3-6
RESULTADOS EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PK 0+750 AL PK 14+330 – SITUACIÓN S/PROYECTO, Q=1,0 m^3/s

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-750	199.46	200.21	201.02	200.23	0.000145	0.61	1.66	2.29	0.23	0.81	0.20	SI
-800	199.4	200.22	201.52	200.22	0.000125	0.27	4.16	6.76	0.1	1.30	0.20	SI
-850	199.26	200.21	201.13	200.21	0.000091	0.25	4.48	6.36	0.09	0.92	0.20	SI
-953.57	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-953.6	199.43	199.96	201.05	200.18	0.014616	2.19	0.53	1.3	0.98	1.09	0.20	SI
-1000	199.14	199.95	200.62	199.96	0.000269	0.4	2.72	3.88	0.14	0.67	0.20	SI
-1050	199.18	199.93	201.29	199.94	0.000428	0.47	2.34	3.86	0.18	1.36	0.20	SI
-1100	199.24	199.87	201.08	199.9	0.001279	0.69	1.5	2.87	0.29	1.21	0.20	SI
-1150	199	199.85	200.56	199.86	0.000346	0.45	2.32	3.19	0.16	0.71	0.20	SI
-1200	198.97	199.83	200.33	199.84	0.000275	0.42	2.52	3.33	0.15	0.50	0.20	SI
-1250	199.04	199.81	200.54	199.82	0.000624	0.57	1.9	3.04	0.22	0.73	0.20	SI
-1300	199	199.78	200.11	199.79	0.000366	0.46	2.28	3.18	0.17	0.33	0.20	SI
-1350	199.1	199.69	200.52	199.74	0.002756	1.02	1.01	1.88	0.43	0.83	0.20	SI
-1400	198.93	199.66	200.84	199.67	0.000318	0.4	2.71	4.5	0.15	1.18	0.20	SI
-1450	198.68	199.65	200.78	199.66	0.000202	0.38	2.91	3.79	0.13	1.13	0.20	SI
-1500	198.81	199.63	200.69	199.64	0.00043	0.5	2.23	3.39	0.18	1.06	0.20	SI
-1550	198.7	199.62	200.73	199.63	0.000167	0.34	3.18	4.06	0.12	1.11	0.20	SI
-1600	198.86	199.59	199.94	199.61	0.000722	0.6	1.81	3.02	0.23	0.35	0.20	SI
-1650	198.75	199.56	200.17	199.57	0.000637	0.6	1.83	2.83	0.22	0.61	0.20	SI
-1700	198.77	199.5	200.71	199.53	0.001272	0.79	1.3	1.95	0.3	1.21	0.20	SI
-1750	198.73	199.42	199.99	199.46	0.001539	0.84	1.25	2.07	0.33	0.57	0.20	SI
-1800	198.77	199.2	200.06	199.3	0.008566	1.42	0.72	1.9	0.72	0.86	0.20	SI
-1850	198.34	198.79	201.49	198.88	0.007174	1.29	0.8	2.19	0.66	2.70	0.20	SI
-1900	198.02	198.61	199.77	198.63	0.001636	0.72	1.46	3.22	0.33	1.16	0.20	SI
-1950	197.92	198.55	199.61	198.56	0.001011	0.56	1.94	4.68	0.25	1.06	0.20	SI
-2000	197.86	198.47	199.73	198.5	0.001488	0.75	1.48	3.03	0.32	1.26	0.20	SI
-2050	197.75	198.42	199.79	198.44	0.000862	0.62	1.77	3.22	0.25	1.37	0.20	SI
-2100	197.81	198.36	199.79	198.38	0.001298	0.68	1.66	3.83	0.3	1.43	0.20	SI
-2150	197.71	198.29	199.61	198.31	0.001445	0.68	1.57	3.54	0.31	1.32	0.20	SI
-2200	197.62	198.24	200.11	198.25	0.000798	0.57	1.98	3.98	0.24	1.87	0.20	SI

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-2250	197.53	198.2	199.35	198.21	0.000762	0.59	1.91	3.5	0.23	1.15	0.20	SI
-2300	197.56	198.16	199.56	198.17	0.000748	0.55	2.12	4.46	0.23	1.40	0.20	SI
-2350	197.54	198.11	199.9	198.13	0.000945	0.56	1.92	4.37	0.25	1.79	0.20	SI
-2400	197.55	198.03	198.8	198.08	0.000877	1.12	1.21	3.57	0.52	0.77	0.20	SI
-2450	197.35	198	199.58	198.01	0.00072	0.55	1.96	3.69	0.22	1.58	0.20	SI
-2500	197.5	197.92	199.94	197.95	0.002431	0.72	1.42	4.01	0.38	2.02	0.20	SI
-2550	197.27	197.72	200.22	197.76	0.004807	0.87	1.16	3.91	0.51	2.50	0.20	SI
-2600	197.04	197.37	200.49	197.45	0.01202	1.28	0.8	3.26	0.8	3.12	0.20	SI
-2650	196.57	196.9	200.21	196.93	0.004471	0.78	1.29	5.1	0.49	3.31	0.20	SI
-2700	196.26	196.63	199.39	196.69	0.006379	1.06	0.98	3.37	0.6	2.76	0.20	SI
-2750	196.01	196.36	197.98	196.4	0.004691	0.8	1.25	4.77	0.5	1.62	0.20	SI
-2800	195.7	196.25	197.98	196.27	0.001261	0.66	1.56	3.11	0.29	1.73	0.20	SI
-2850	195.4	196.21	197.54	196.22	0.000699	0.6	1.83	2.95	0.23	1.33	0.20	SI
-2900	195.26	196.14	196.8	196.18	0.001315	0.93	1.33	2.2	0.32	0.66	0.20	SI
-2950	195.23	196.11	196.76	196.13	0.000552	0.54	2.01	3.39	0.2	0.65	0.20	SI
-3000	195.3	196.08	196.69	196.1	0.000605	0.59	1.86	2.93	0.21	0.61	0.20	SI
-3050	195.35	196.04	196.72	196.06	0.000888	0.62	1.67	2.86	0.25	0.68	0.20	SI
-3100	194.8	196.02	196.94	196.03	0.000457	0.49	2.11	3.06	0.18	0.92	0.20	SI
-3150	195.42	195.99	196.76	196	0.001052	0.62	1.65	3.34	0.27	0.77	0.20	SI
-3200	194.8	195.96	196.28	195.97	0.000656	0.57	1.91	2.89	0.21	0.32	0.20	SI
-3250	194.93	195.94	196.52	195.95	0.000316	0.43	2.12	3.26	0.15	0.58	0.20	SI
-3300	195.05	195.9	196.81	195.93	0.000278	0.8	1.49	2.85	0.31	0.91	0.20	SI
-3350	194.9	195.89	196.43	195.91	0.000639	0.7	1.73	2.45	0.23	0.54	0.20	SI
-3400	194.89	195.87	195.92	195.88	0.000254	0.44	2.46	2.99	0.14	0.05	0.20	NO
-3450	194.96	195.86	196.36	195.87	0.000242	0.39	2.64	3.57	0.14	0.50	0.20	SI
-3500	194.78	195.85	196.94	195.86	0.000187	0.34	3.03	3.94	0.12	1.09	0.20	SI
-3550	195.08	195.82	197.37	195.84	0.00071	0.55	1.85	3.14	0.22	1.55	0.20	SI
-3600	194.8	195.79	196.77	195.81	0.000545	0.6	2.09	3.43	0.21	0.98	0.20	SI
-3650	194.92	195.78	196.46	195.79	0.000224	0.37	3.12	4.86	0.13	0.68	0.20	SI
-3700	194.98	195.75	197.06	195.77	0.000538	0.5	2.19	3.93	0.2	1.31	0.20	SI
-3750	194.93	195.74	196.96	195.74	0.000339	0.41	2.63	4.42	0.16	1.22	0.20	SI
-3800	194.93	195.72	197.4	195.73	0.000297	0.4	2.72	4.31	0.15	1.68	0.20	SI
-3850	194.83	195.71	197.49	195.71	0.00029	0.39	2.74	4.33	0.15	1.78	0.20	SI
-3900	194.96	195.69	196.96	195.7	0.00031	0.39	2.75	4.57	0.15	1.27	0.20	SI
-3950	194.76	195.68	196.65	195.68	0.000255	0.39	2.81	4.22	0.14	0.97	0.20	SI

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-4000	194.86	195.66	196.62	195.67	0.000375	0.44	2.49	4.04	0.17	0.96	0.20	SI
-4037	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-4050	194.96	195.58	196	195.65	0.001436	1.15	0.87	1.5	0.48	0.42	0.20	SI
-4100	194.57	195.37	195.99	195.38	0.000336	0.41	2.61	4.19	0.16	0.62	0.20	SI
-4150	194.58	195.35	195.87	195.36	0.000416	0.44	2.48	4.34	0.17	0.52	0.20	SI
-4200	194.61	195.33	195.84	195.34	0.000385	0.44	2.48	4.18	0.17	0.51	0.20	SI
-4250	194.69	195.3	195.81	195.31	0.000679	0.51	2.07	4.03	0.22	0.51	0.20	SI
-4300	194.69	195.27	195.78	195.28	0.00063	0.47	2.23	4.63	0.21	0.51	0.20	SI
-4350	194.71	195.23	196.07	195.24	0.000984	0.54	1.92	4.3	0.25	0.84	0.20	SI
-4400	194.65	195.17	195.92	195.19	0.001072	0.54	1.94	4.83	0.26	0.75	0.20	SI
-4450	194.61	195.1	196.09	195.12	0.001768	0.71	1.49	3.64	0.34	0.99	0.20	SI
-4478	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-4500	194.4	195.08	195.84	195.09	0.000523	0.47	2.28	4.29	0.19	0.76	0.20	SI
-4550	194.31	195.05	195.94	195.06	0.000491	0.48	2.27	3.99	0.19	0.89	0.20	SI
-4593	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-4600	194.7	195	196.05	195.05	0.008778	1	1.03	4.82	0.67	1.05	0.20	SI
-4650	194.21	194.9	195.93	194.91	0.000439	0.46	2.4	4.26	0.18	1.03	0.20	SI
-4700	194.31	194.87	195.62	194.88	0.000876	0.56	1.91	3.98	0.24	0.75	0.20	SI
-4750	194.2	194.82	195.55	194.84	0.000984	0.56	1.87	4.19	0.25	0.73	0.20	SI
-4800	194.2	194.78	195.26	194.79	0.000712	0.51	2.08	4.23	0.22	0.48	0.20	SI
-4850	194.17	194.74	195.2	194.75	0.00084	0.54	1.96	4.18	0.24	0.46	0.20	SI
-4900	194.16	194.69	195.72	194.71	0.000921	0.52	1.98	4.53	0.24	1.03	0.20	SI
-4950	194.01	194.62	196.46	194.64	0.001905	0.67	1.54	4.06	0.34	1.84	0.20	SI
-5000	194.02	194.55	195.91	194.57	0.000843	0.51	2.2	5.75	0.23	1.36	0.20	SI
-5050	193.81	194.52	195.48	194.53	0.000507	0.46	2.28	4.17	0.19	0.96	0.20	SI
-5100	193.74	194.48	195.49	194.5	0.000713	0.6	1.85	3.15	0.23	1.01	0.20	SI
-5150	193.89	194.43	195.41	194.45	0.001389	0.65	1.61	3.69	0.3	0.98	0.20	SI
-5200	193.81	194.36	195.77	194.38	0.001572	0.61	1.7	4.59	0.31	1.41	0.20	SI
-5250	193.8	194.27	195.47	194.29	0.001889	0.68	1.55	4.25	0.34	1.20	0.20	SI
-5300	193.61	194.18	195.39	194.2	0.001578	0.67	1.58	3.92	0.32	1.21	0.20	SI
-5350	193.63	194.11	194.74	194.13	0.001413	0.61	1.66	4.1	0.3	0.63	0.20	SI
-5400	193.47	194.06	194.79	194.07	0.00069	0.47	2.22	4.91	0.21	0.73	0.20	SI
-5450	193.46	194.01	195.2	194.03	0.000975	0.58	1.86	4.07	0.26	1.19	0.20	SI
-5500	193.35	193.97	194.29	193.98	0.000855	0.56	2.1	5.09	0.24	0.32	0.20	SI
-5550	193.37	193.91	195.91	193.93	0.000912	0.53	1.98	4.54	0.24	2.00	0.20	SI

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-5600	193.31	193.85	195	193.87	0.001221	0.63	1.69	3.83	0.28	1.15	0.20	SI
-5650	193.19	193.81	194.49	193.82	0.000675	0.52	2.05	3.95	0.22	0.68	0.20	SI
-5700	193.21	193.78	195.19	193.79	0.00059	0.47	2.25	4.47	0.2	1.41	0.20	SI
-5750	193.04	193.76	194.02	193.77	0.000363	0.42	2.59	4.33	0.16	0.26	0.20	SI
-5800	193.09	193.73	194.68	193.74	0.000735	0.56	1.96	3.81	0.23	0.95	0.20	SI
-5850	192.99	193.7	194.1	193.71	0.000544	0.51	2.19	4.01	0.2	0.40	0.20	SI
-5900	192.98	193.67	194.06	193.68	0.000403	0.42	2.44	4.04	0.17	0.39	0.20	SI
-5950	193.04	193.65	194.55	193.66	0.000456	0.41	2.51	5.13	0.18	0.90	0.20	SI
-6000	192.83	193.63	194.24	193.64	0.000369	0.45	2.43	3.85	0.17	0.61	0.20	SI
-6050	192.8	193.61	193.92	193.62	0.000386	0.45	2.46	4.1	0.17	0.31	0.20	SI
-6100	192.75	193.59	194.38	193.6	0.00048	0.55	2.08	3.06	0.19	0.79	0.20	SI
-6150	192.92	193.55	194.54	193.57	0.00098	0.62	1.71	3.3	0.26	0.99	0.20	SI
-6200	192.96	193.43	195.02	193.48	0.00381	1.04	1.04	2.65	0.49	1.59	0.20	SI
-6250	192.73	193.36	193.79	193.37	0.000792	0.56	1.9	3.63	0.23	0.43	0.20	SI
-6300	192.46	193.34	193.44	193.35	0.000331	0.47	2.48	3.72	0.16	0.10	0.20	NO
-6350	192.4	193.32	193.38	193.33	0.000256	0.43	2.59	3.31	0.14	0.06	0.20	NO
-6400	192.25	193.31	193.85	193.32	0.000338	0.49	2.27	3.13	0.16	0.54	0.20	SI
-6410.66	192.45	193.24	194.17	193.3	0.002728	1.07	0.95	1.5	0.42	0.93	0.20	SI
-6410.67	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-6442	192.48	192.99	194.16	193.17	0.018571	1.89	0.55	1.51	0.99	1.17	0.20	SI
-6450	192.46	192.99	193.51	193.03	0.002651	0.9	1.21	2.93	0.41	0.52	0.20	SI
-6500	192.28	192.75	194.06	192.84	0.007805	1.4	0.77	2.17	0.69	1.31	0.20	SI
-6550	192.09	192.51	193.54	192.54	0.003338	0.82	1.24	3.74	0.44	1.03	0.20	SI
-6600	191.48	192.45	193.57	192.47	0.00076	0.55	1.88	3.12	0.22	1.12	0.20	SI
-6650	191.64	192.32	193.35	192.39	0.003571	1.23	0.92	1.77	0.5	1.03	0.20	SI
-6700	191.56	192.16	192.86	192.21	0.00384	1.05	1.03	2.54	0.49	0.70	0.20	SI
-6750	191.16	192.12	193.37	192.13	0.000338	0.4	2.65	4.21	0.16	1.25	0.20	SI
-6800	191.02	192.1	193.23	192.11	0.000363	0.48	2.43	3.64	0.17	1.13	0.20	SI
-6850	191.49	192.04	192.52	192.07	0.002005	0.79	1.34	3.11	0.36	0.48	0.20	SI
-6900	191.31	192	193.25	192.01	0.000421	0.44	2.44	4.28	0.17	1.25	0.20	SI
-6950	191.19	191.98	192.93	191.99	0.00043	0.44	2.47	4.67	0.17	0.95	0.20	SI
-7000	191.38	191.94	192.63	191.95	0.000962	0.59	1.86	4.06	0.26	0.69	0.20	SI
-7050	191.4	191.87	192.19	191.89	0.001908	0.65	1.57	4.68	0.34	0.32	0.20	SI
-7100	191.28	191.81	192.19	191.83	0.000959	0.56	1.84	4.07	0.25	0.38	0.20	SI
-7150	190.99	191.78	192.21	191.79	0.000454	0.5	2.12	3.31	0.19	0.43	0.20	SI

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-7200	190.92	191.76	192.7	191.77	0.000451	0.51	2.04	2.79	0.18	0.94	0.20	SI
-7250	190.69	191.74	191.76	191.75	0.000402	0.44	2.53	4.24	0.17	0.02	0.20	NO
-7300	191.04	191.68	192.16	191.7	0.001605	0.74	1.39	2.81	0.33	0.48	0.20	SI
-7350	190.72	191.66	193.37	191.67	0.000129	0.3	3.66	4.76	0.1	1.71	0.20	SI
-7400	190.54	191.66	192.72	191.66	0.000099	0.26	3.91	4.52	0.09	1.06	0.20	SI
-7450	190.75	191.64	192.29	191.65	0.000284	0.43	2.44	3.13	0.15	0.65	0.20	SI
-7500	190.78	191.63	192.61	191.64	0.000271	0.41	2.62	3.61	0.14	0.98	0.20	SI
-7550	190.66	191.62	192.14	191.63	0.000165	0.35	3.31	4.35	0.12	0.52	0.20	SI
-7600	190.59	191.61	192.25	191.62	0.000139	0.3	3.42	4.33	0.1	0.64	0.20	SI
-7650	190.59	191.61	192.17	191.61	0.000141	0.33	3.39	4.25	0.11	0.56	0.20	SI
-7672	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-7700	190.75	191.28	192.64	191.31	0.001981	0.81	1.31	2.85	0.36	1.36	0.20	SI
-7750	190.53	191.24	191.78	191.25	0.000444	0.44	2.27	4.33	0.18	0.54	0.20	SI
-7800	190.41	191.22	192.23	191.23	0.000266	0.38	2.93	4.89	0.14	1.01	0.20	SI
-7850	190.35	191.21	192.24	191.22	0.000168	0.33	3.54	5.18	0.12	1.03	0.20	SI
-7900	190.35	191.2	191.82	191.21	0.000196	0.33	3.24	4.67	0.12	0.62	0.20	SI
-7950	190.38	191.19	192.34	191.19	0.000286	0.38	2.78	4.4	0.14	1.15	0.20	SI
-8000	190.25	191.17	191.43	191.18	0.000258	0.4	2.73	3.91	0.14	0.26	0.20	SI
-8050	190.25	191.16	191.84	191.17	0.000217	0.38	2.95	3.9	0.13	0.68	0.20	SI
-8100	190.14	191.14	191.33	191.15	0.000295	0.47	2.35	3.06	0.15	0.19	0.20	NO
-8150	190.08	191.13	191.25	191.14	0.000199	0.4	2.76	3.52	0.13	0.12	0.20	NO
-8195	190.07	191.13	191.31	191.13	0.000176	0.38	2.97	3.57	0.12	0.18	0.20	NO
-8203	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-8245	190.1	190.9	191.19	190.91	0.000329	0.44	2.39	3.28	0.16	0.29	0.20	SI
-8300	190.2	190.84	192.66	190.87	0.001458	0.8	1.36	2.45	0.32	1.82	0.20	SI
-8350	190.12	190.81	191.09	190.83	0.000255	0.72	1.42	2.35	0.29	0.28	0.20	SI
-8400	190	190.79	191.59	190.81	0.000611	0.56	1.86	2.87	0.21	0.80	0.20	SI
-8450	189.95	190.76	191.28	190.78	0.000719	0.65	1.64	2.28	0.23	0.52	0.20	SI
-8500	189.97	190.71	191.26	190.73	0.000874	0.67	1.61	2.68	0.25	0.55	0.20	SI
-8550	189.93	190.66	190.96	190.68	0.000975	0.7	1.55	2.53	0.27	0.30	0.20	SI
-8600	189.86	190.55	191.13	190.6	0.0026	0.99	1.07	2.06	0.41	0.58	0.20	SI
-8650	189.71	190.54	190.86	190.55	0.000102	0.54	1.98	2.75	0.19	0.32	0.20	SI
-8700	189.77	190.47	191.61	190.53	0.000575	1.12	0.98	1.75	0.44	1.14	0.20	SI
-8750	189.71	190.45	191.01	190.48	0.001104	0.73	1.56	2.83	0.28	0.56	0.20	SI
-8800	189.59	190.4	190.5	190.42	0.000908	0.68	1.67	2.84	0.25	0.10	0.20	NO

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-8850	189.6	190.34	190.6	190.37	0.001264	0.77	1.44	2.51	0.3	0.26	0.20	SI
-8900	189.62	190.28	190.63	190.32	0.00044	0.96	1.18	2.23	0.39	0.35	0.20	SI
-8950	189.49	190.27	191.03	190.29	0.000705	0.6	1.82	2.97	0.23	0.76	0.20	SI
-9000	189.43	190.22	190.54	190.24	0.000936	0.73	1.55	2.31	0.27	0.32	0.20	SI
-9050	189.37	190.2	190.53	190.22	0.000151	0.64	1.68	2.45	0.23	0.33	0.20	SI
-9100	189.42	190.19	190.84	190.2	0.000587	0.51	2.06	3.58	0.2	0.65	0.20	SI
-9150	189.34	190.13	190.19	190.16	0.001298	0.87	1.44	2.44	0.32	0.06	0.20	NO
-9200	189.22	190.08	190.5	190.1	0.000667	0.65	1.64	2.15	0.23	0.42	0.20	SI
-9250	189.28	189.88	190.82	189.99	0.006028	1.55	0.75	1.58	0.65	0.94	0.20	SI
-9300	189.19	189.75	190.27	189.79	0.001852	0.8	1.32	2.77	0.35	0.52	0.20	SI
-9350	188.96	189.71	190.62	189.72	0.000681	0.57	1.88	3.2	0.22	0.91	0.20	SI
-9400	188.91	189.66	190.63	189.68	0.000985	0.72	1.63	2.92	0.27	0.97	0.20	SI
-9450	188.89	189.62	189.93	189.63	0.00074	0.59	1.84	3.21	0.23	0.31	0.20	SI
-9500	188.92	189.57	189.88	189.59	0.000886	0.62	1.71	3.27	0.25	0.31	0.20	SI
-9550	188.84	189.5	189.77	189.53	0.001706	0.84	1.33	2.62	0.35	0.27	0.20	SI
-9600	188.62	189.44	189.9	189.46	0.000807	0.64	1.62	2.44	0.24	0.46	0.20	SI
-9650	188.65	189.37	189.99	189.4	0.001356	0.8	1.54	3.17	0.31	0.62	0.20	SI
-9700	188.72	189.24	189.68	189.3	0.003263	1.05	1.02	2.57	0.47	0.44	0.20	SI
-9750	188.28	189.19	189.45	189.2	0.00055	0.54	2.29	4.54	0.2	0.26	0.20	SI
-9800	188.49	189.13	189.84	189.15	0.001422	0.65	1.55	3.51	0.3	0.71	0.20	SI
-9850	188.3	189.09	189.58	189.11	0.00059	0.57	2.01	3.48	0.21	0.49	0.20	SI
-9900	188.34	189.07	189.97	189.08	0.000442	0.46	2.33	4	0.18	0.90	0.20	SI
-9950	188.3	189.05	190.01	189.06	0.000326	0.42	2.81	5.27	0.16	0.96	0.20	SI
-10000	188.44	188.99	189.59	189.02	0.001689	0.75	1.34	2.89	0.33	0.60	0.20	SI
-10050	188.16	188.96	189.14	188.97	0.000364	0.47	2.41	3.7	0.17	0.18	0.20	NO
-10100	187.95	188.95	189.38	188.96	0.000143	0.33	3.28	4.19	0.11	0.43	0.20	SI
-10150	188.03	188.94	189.53	188.95	0.000236	0.41	2.97	4.64	0.14	0.59	0.20	SI
-10195	188.22	188.92	189.98	188.93	0.000423	0.44	2.31	3.79	0.17	1.06	0.20	SI
-10202	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-10250	187.61	188.79	189.55	188.79	0.000134	0.36	3.19	3.61	0.11	0.76	0.20	SI
-10300	187.88	188.77	189.74	188.78	0.000377	0.5	2.34	3.51	0.17	0.97	0.20	SI
-10350	187.88	188.75	189.28	188.76	0.000259	0.41	2.55	3.24	0.14	0.53	0.20	SI
-10400	187.97	188.73	190.64	188.75	0.00046	0.5	2.19	3.39	0.19	1.91	0.20	SI
-10450	187.61	188.73	189.08	188.73	0.000138	0.35	3.07	3.3	0.11	0.35	0.20	SI
-10500	187.57	188.72	188.84	188.72	0.000165	0.38	2.93	3.4	0.12	0.12	0.20	NO

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-10550	187.83	188.69	189.25	188.71	0.000552	0.59	1.77	2.28	0.21	0.56	0.20	SI
-10600	187.63	188.68	189.16	188.69	0.000149	0.33	3.2	3.77	0.11	0.48	0.20	SI
-10650	187.57	188.67	188.86	188.68	0.00015	0.37	2.93	3.04	0.11	0.19	0.20	NO
-10700	187.58	188.67	189.25	188.67	0.000123	0.33	3.36	3.66	0.1	0.58	0.20	SI
-10750	187.55	188.66	189.2	188.67	0.000125	0.33	3.3	3.54	0.1	0.54	0.20	SI
-10800	187.69	188.65	189.58	188.66	0.000182	0.35	3	3.84	0.12	0.93	0.20	SI
-10850	187.73	188.64	189.99	188.65	0.000321	0.45	2.49	3.73	0.16	1.35	0.20	SI
-10900	187.76	188.62	189.1	188.63	0.0003	0.43	2.57	3.71	0.15	0.48	0.20	SI
-10950	187.63	188.62	188.89	188.62	0.000148	0.33	3.36	4.21	0.11	0.27	0.20	SI
-11000	187.61	188.61	189.43	188.61	0.000124	0.3	3.61	4.5	0.1	0.82	0.20	SI
-11050	187.5	188.6	188.93	188.61	0.00015	0.35	3.12	3.56	0.11	0.33	0.20	SI
-11100	187.53	188.6	189.37	188.6	0.000099	0.29	3.71	4.07	0.09	0.77	0.20	SI
-11150	187.65	188.59	188.88	188.59	0.000159	0.32	3.22	4.07	0.11	0.29	0.20	SI
-11200	187.62	188.58	189.3	188.59	0.000152	0.33	3.32	4.2	0.11	0.72	0.20	SI
-11250	187.54	188.57	189.23	188.58	0.000194	0.35	3.04	3.99	0.12	0.66	0.20	SI
-11300	187.8	188.54	188.87	188.57	0.00022	0.75	1.36	1.92	0.28	0.33	0.20	SI
-11350	187.42	188.55	188.82	188.55	0.000062	0.24	4.53	4.54	0.07	0.27	0.20	SI
-11400	187.42	188.54	188.61	188.55	0.00005	0.22	3.94	5.35	0.07	0.07	0.20	NO
-11450	187.42	188.54	188.55	188.54	0.00012	0.31	3.55	4.15	0.1	0.01	0.20	NO
-11500	187.59	188.53	188.55	188.54	0.000099	0.27	4.48	7.22	0.09	0.02	0.20	NO
-11550	187.38	188.53	188.83	188.53	0.00008	0.26	4.14	4.6	0.08	0.30	0.20	SI
-11600	187.04	188.53	189.15	188.53	0.000049	0.26	5.11	6.5	0.07	0.62	0.22	SI
-11650	187	188.52	189.48	188.53	0.00004	0.23	5.25	4.39	0.06	0.96	0.23	SI
-11700	187.19	188.52	189.34	188.52	0.000073	0.28	4.03	3.92	0.08	0.82	0.20	SI
-11735	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-11750	187.14	188.31	188.87	188.32	0.000078	0.26	4.06	4.5	0.08	0.56	0.20	SI
-11800	187.1	188.31	188.93	188.31	0.000095	0.29	3.52	3.81	0.09	0.62	0.20	SI
-11850	186.63	188.31	189.23	188.31	0.000034	0.22	5.22	4.18	0.06	0.92	0.25	SI
-11900	187.24	188.3	189.15	188.31	0.000107	0.29	3.86	4.97	0.09	0.85	0.20	SI
-11950	187.15	188.3	189.13	188.3	0.000089	0.28	4.18	4.74	0.09	0.83	0.20	SI
-12000	186.99	188.29	188.86	188.3	0.000069	0.26	4.24	4.45	0.08	0.57	0.20	SI
-12050	187.02	188.29	189.09	188.29	0.000094	0.3	3.69	4.07	0.09	0.80	0.20	SI
-12100	187.18	188.28	188.69	188.29	0.000126	0.33	3.37	3.85	0.1	0.41	0.20	SI
-12140	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-12155	187.28	188.08	188.59	188.08	0.00025	0.37	2.9	4.56	0.14	0.51	0.20	SI

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-12200	187.09	188.07	188.36	188.08	0.000191	0.38	3.01	3.88	0.12	0.29	0.20	SI
-12240	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-12250	186.77	187.84	187.98	187.85	0.00028	0.5	2.68	6.33	0.15	0.14	0.20	NO
-12300	186.83	187.81	188.26	187.83	0.000624	0.58	1.89	2.91	0.21	0.45	0.20	SI
-12350	186.94	187.79	188.01	187.8	0.000387	0.5	2.47	4.15	0.17	0.22	0.20	SI
-12381	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-12400	186.83	187.47	188.09	187.49	0.000733	0.53	1.78	3.5	0.22	0.62	0.20	SI
-12450	186.81	187.41	187.99	187.43	0.001163	0.66	1.58	3	0.28	0.58	0.20	SI
-12500	186.8	187.36	188.36	187.38	0.001069	0.59	1.77	3.82	0.27	1.00	0.20	SI
-12550	186.66	187.31	188.17	187.33	0.000799	0.58	1.83	3.32	0.24	0.86	0.20	SI
-12600	186.5	187.28	188.75	187.29	0.000599	0.54	2.02	3.2	0.21	1.47	0.20	SI
-12650	186.48	187.25	188.91	187.26	0.000612	0.54	2.06	3.63	0.21	1.66	0.20	SI
-12700	186.53	187.22	187.64	187.23	0.00061	0.52	2.14	4.18	0.21	0.42	0.20	SI
-12750	186.29	187.2	188.1	187.21	0.000246	0.37	2.81	4.04	0.14	0.90	0.20	SI
-12800	186.4	187.18	187.96	187.19	0.000463	0.47	2.25	3.77	0.18	0.78	0.20	SI
-12850	186.44	187.15	188.07	187.17	0.000493	0.48	2.23	3.73	0.19	0.92	0.20	SI
-12900	186.6	187.08	187.79	187.11	0.002367	0.82	1.28	3.08	0.39	0.71	0.20	SI
-12950	186.41	187.02	187.37	187.03	0.000702	0.53	1.97	3.58	0.22	0.35	0.20	SI
-13000	186.29	186.97	187.65	186.99	0.000897	0.65	1.57	2.44	0.26	0.68	0.20	SI
-13050	186.21	186.94	187.66	186.95	0.000618	0.56	2.03	3.44	0.21	0.72	0.20	SI
-13100	186.11	186.92	188.5	186.93	0.000315	0.42	2.63	3.96	0.15	1.58	0.20	SI
-13150	186.03	186.9	188.07	186.91	0.000371	0.46	2.41	3.64	0.17	1.17	0.20	SI
-13200	186.22	186.82	187.09	186.86	0.002462	0.97	1.18	2.65	0.41	0.27	0.20	SI
-13250	186.16	186.71	187.2	186.74	0.00238	0.86	1.26	2.85	0.39	0.49	0.20	SI
-13300	185.89	186.65	187.77	186.67	0.000666	0.52	2	3.69	0.21	1.12	0.20	SI
-13350	185.89	186.61	187.46	186.63	0.000827	0.61	1.8	3.22	0.24	0.85	0.20	SI
-13400	185.92	186.57	187.43	186.59	0.000866	0.58	1.77	3.33	0.24	0.86	0.20	SI
-13450	186.01	186.46	187.79	186.5	0.003425	0.92	1.16	3.28	0.46	1.33	0.20	SI
-13500	185.63	186.39	187	186.4	0.000572	0.51	2.03	3.28	0.2	0.61	0.20	SI
-13550	185.63	186.36	186.83	186.37	0.000619	0.56	1.97	3.17	0.21	0.47	0.20	SI
-13600	185.62	186.33	186.79	186.35	0.00039	0.42	2.19	3.94	0.17	0.46	0.20	SI
-13650	185.4	186.32	186.69	186.33	0.000276	0.44	2.48	3.14	0.15	0.37	0.20	SI
-13700	185.41	186.3	186.62	186.31	0.000267	0.43	2.67	3.77	0.15	0.32	0.20	SI
-13727	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-13750	185.37	185.93	186.33	185.96	0.001972	0.8	1.32	2.88	0.36	0.40	0.20	SI

Km (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{E.\ Hidráulica}$ (msnm)	J (m/m)	Velocidad (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Nº de Froude	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-13800	185.32	185.8	186.63	185.84	0.002938	0.9	1.18	2.96	0.43	0.83	0.20	SI
-13850	185.15	185.62	186.18	185.67	0.004315	1.04	1.01	2.71	0.52	0.56	0.20	SI
-13900	184.98	185.35	186.29	185.43	0.008637	1.26	0.83	2.77	0.7	0.94	0.20	SI
-13950	184.51	184.93	186.01	185	0.007698	1.18	0.86	2.77	0.66	1.08	0.20	SI
-14000	184.07	184.55	185.23	184.61	0.004548	1.11	0.97	2.52	0.53	0.68	0.20	SI
-14021	CANAL ENTUBADO EN ALCANTARILLA											
-14050	182.75	182.95	183.39	183.87	0.291088	4.29	0.24	1.67	3.56	0.44	0.68	NO
-14100	181.28	181.78	182.44	182.02	0.027634	2.2	0.47	1.47	1.19	0.66	0.65	SI
-14150	177.77	178.06	179.27	178.36	0.068364	2.44	0.42	2.29	1.79	1.21	0.65	SI
-14200	176.44	176.84	178.36	176.99	0.014554	1.8	0.61	1.84	0.93	1.52	0.20	SI
-14250	175.44	175.96	176.77	176.12	0.019159	1.85	0.58	1.81	0.97	0.81	0.20	SI
-14300	173.44	173.68	174.59	173.89	0.039571	2.04	0.51	2.51	1.4	0.91	0.64	SI
-14330	169.58	169.69	172.31	169.8	0.13347	1.47	0.68	12.88	2.04	2.62	0.62	SI

De acuerdo con los resultados incluidos en el cuadro anterior, del total de perfiles transversales modelados en el Tramo 2, 16 de ellos no presentan condiciones seguras de operación para un caudal de 1 m3/s.

El siguiente cuadro resume los perfiles con limitantes de capacidad.

CUADRO 14.3-7
SECCIONES TRANSVERSALES LIMITADAS POR CAPACIDAD - TRAMO 2, CANAL LO ROJAS, SITUACIÓN SIN PROYECTO

Km(*) (m)	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	$Z_{Máx\ Ribera\ Izq.}$ (msnm)	Revancha Disponible (m)	Revancha Mínima (m)	VERIFICA
-3400	194.89	195.87	195.92	0.05	0.20	NO
-6300	192.46	193.34	193.44	0.10	0.20	NO
-6350	192.4	193.32	193.38	0.06	0.20	NO
-7250	190.69	191.74	191.76	0.02	0.20	NO
-8100	190.14	191.14	191.33	0.19	0.20	NO
-8150	190.08	191.13	191.25	0.12	0.20	NO
-8800	189.59	190.4	190.5	0.10	0.20	NO
-9150	189.34	190.13	190.19	0.06	0.20	NO
-10050	188.16	188.96	189.14	0.18	0.20	NO
-10500	187.57	188.72	188.84	0.12	0.20	NO
-10650	187.57	188.67	188.86	0.19	0.20	NO
-11400	187.42	188.54	188.61	0.07	0.20	NO
-11450	187.42	188.54	188.55	0.01	0.20	NO
-11500	187.59	188.53	188.55	0.02	0.20	NO
-12250	186.77	187.84	187.98	0.14	0.20	NO
-14050	182.75	182.95	183.39	0.44	0.68	NO

(*) Kilometrajes según eje topográfico de situación sin proyecto (condición actual).

A continuación se entregan las secciones críticas señaladas en la tabla anterior, esta vez como output gráfico de HEC-RAS:

FIGURA 14.3-9
SECCIONES TRANSVERSALES MODELADAS QUE LIMITAN LA CAPACIDAD PARA 1m³/S – CANAL LO ROJAS 0+750 AL PK 14+330 – SITUACIÓN SIN PROYECTO

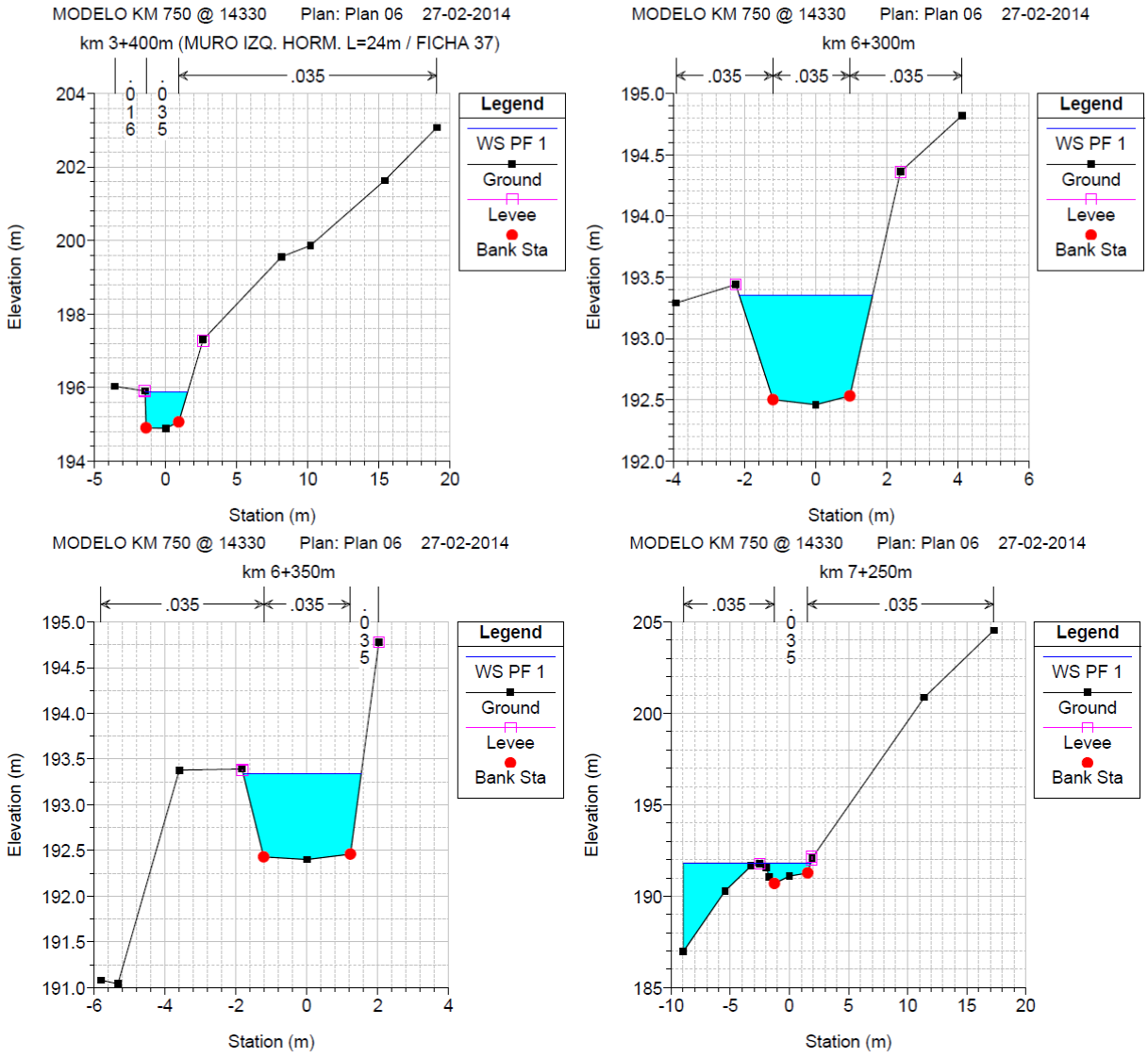
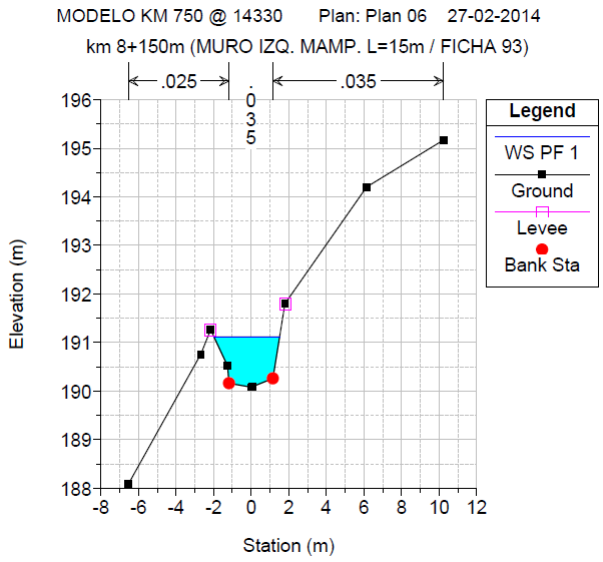
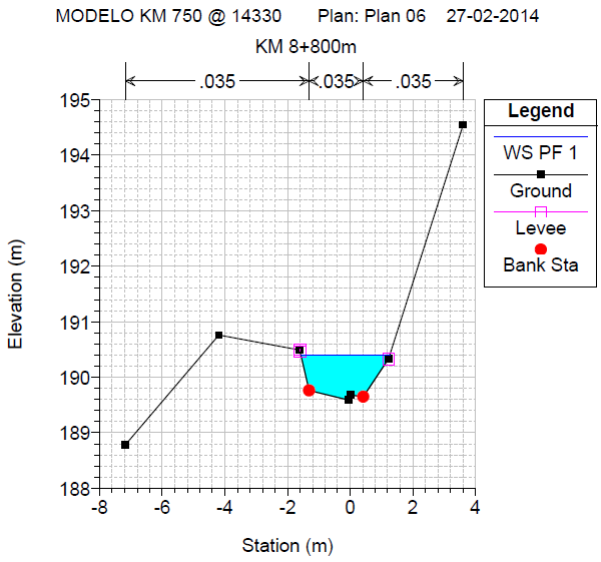
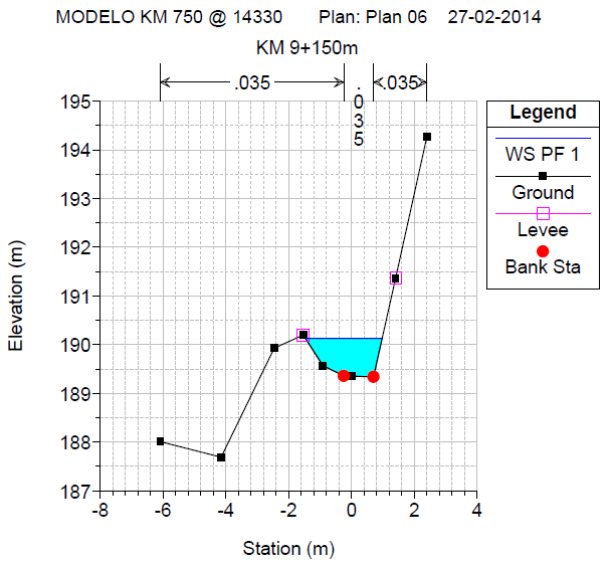


FIGURA 14.3-9 (Continuación)







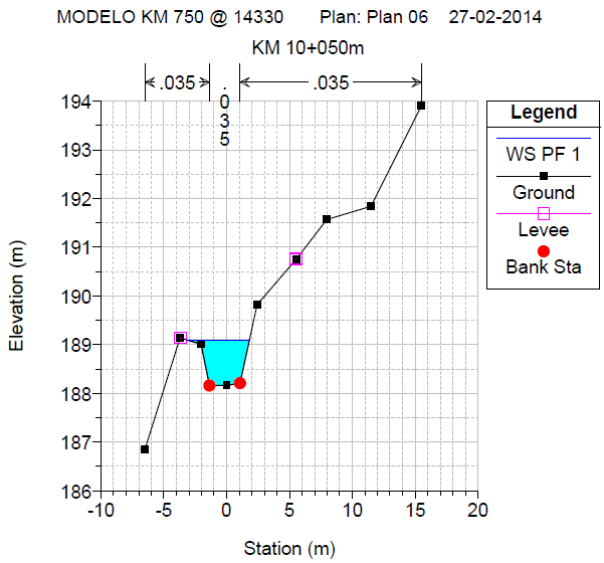


FIGURA 14.3-9 (Continuación)

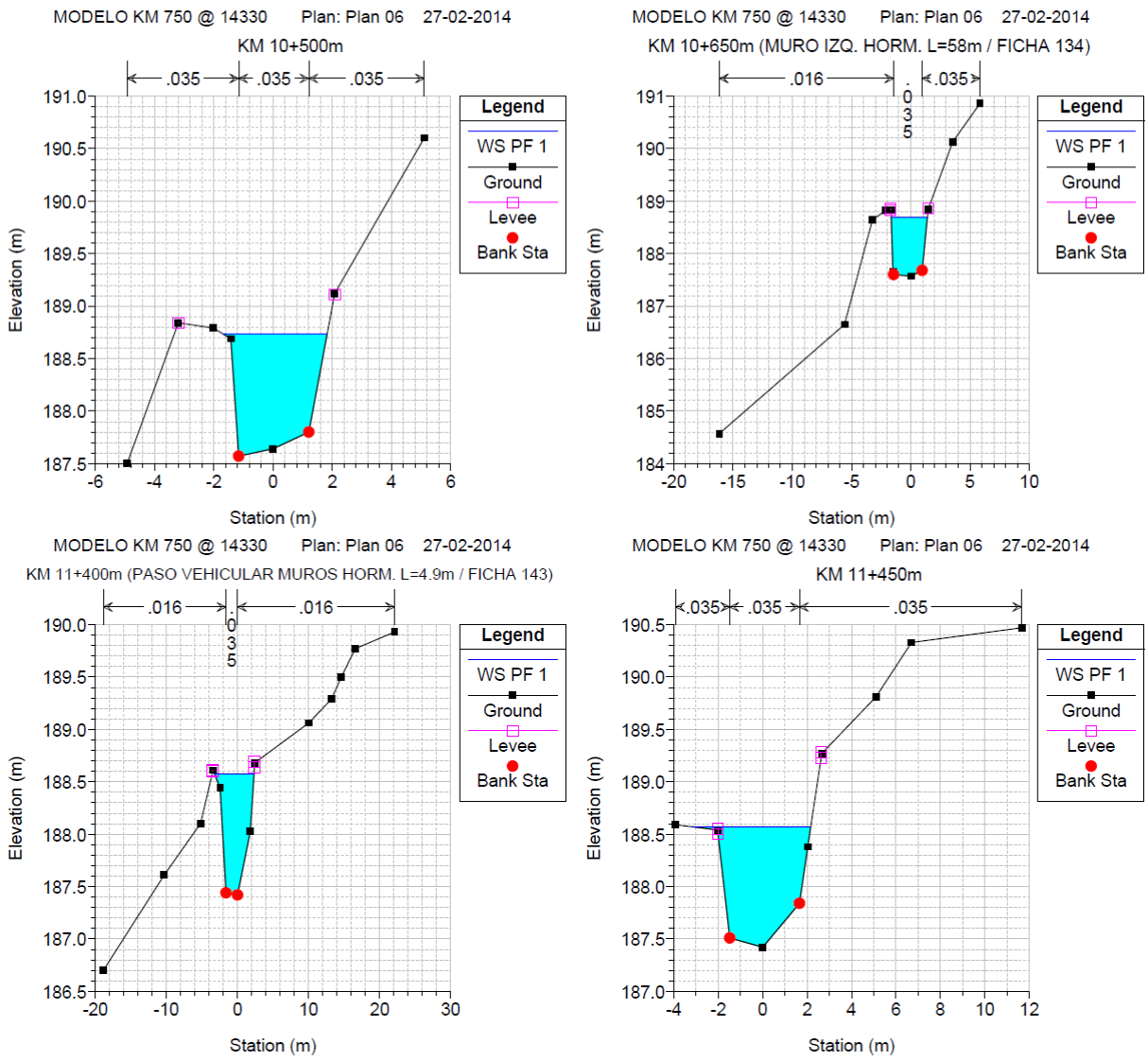
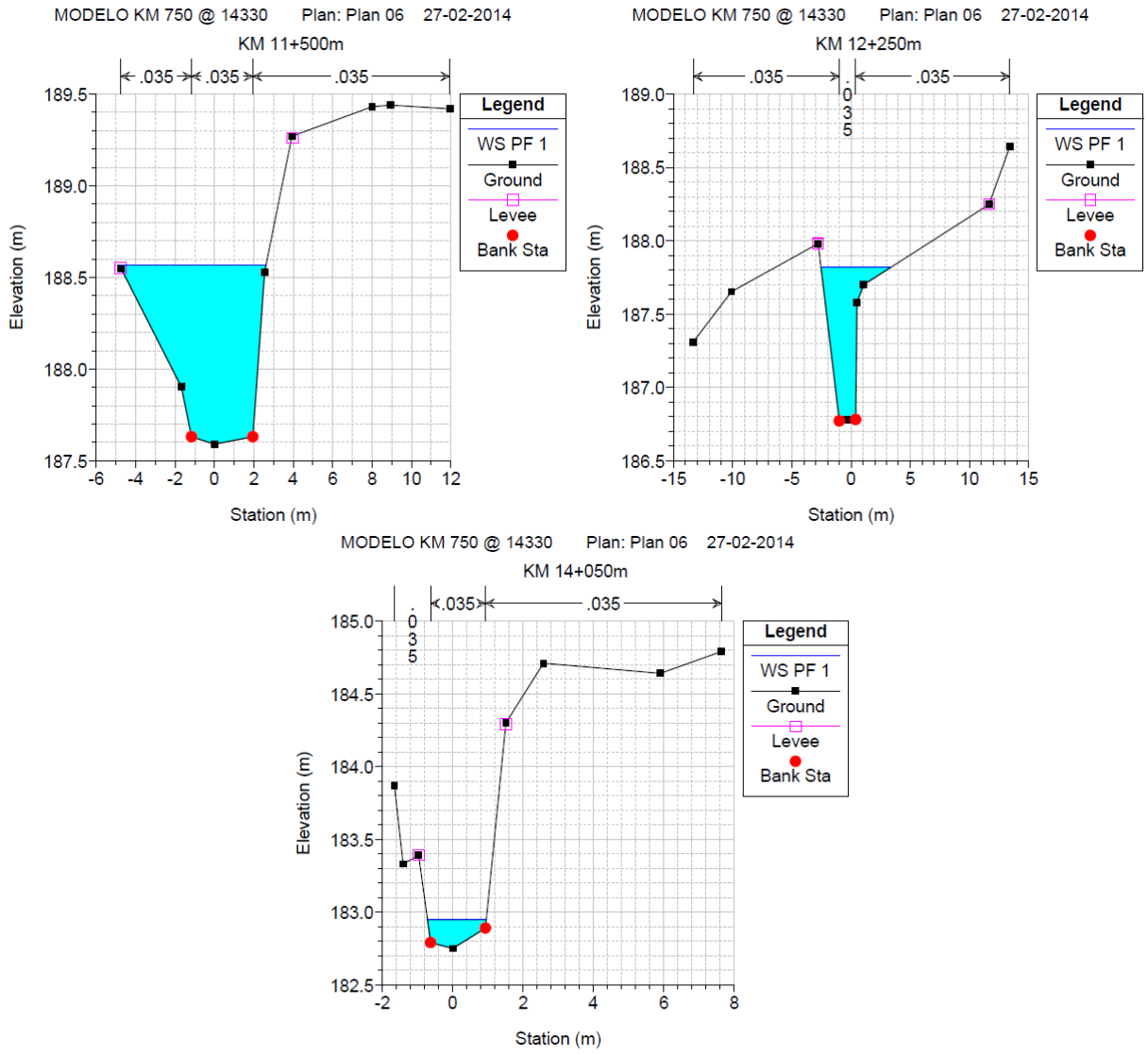


FIGURA 14.3-9 (Continuación)



CUADRO 14.3-8
OUTPUT HEC-RAS ANÁLISIS DE ALCANTARILLAS MODELADAS TRAMO 2, SITUACIÓN SIN PROYECTO (ACTUAL) – Q = 1m^3/s

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -953.57 Culv Group: FICHA 6 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.79
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.02
E.G. US. (m)	200.21	Culv Inv El Up (m)	199.26
W.S. US. (m)	200.21	Culv Inv El Dn (m)	199.43
E.G. DS (m)	200.18	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	199.96	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.03	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.25	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	199.87	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	200.21	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	200.17	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	200.13	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.37	Min El Weir Flow (m)	200.96

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -4037 Culv Group: ALC FICHA 47 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.83
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	0.98
E.G. US. (m)	195.67	Culv Inv El Up (m)	194.86
W.S. US. (m)	195.66	Culv Inv El Dn (m)	194.96
E.G. DS (m)	195.65	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	195.58	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.02	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.08	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	195.42	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	195.67	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	195.62	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	195.6	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.34	Min El Weir Flow (m)	196.41

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -4478 Culv Group: ALC FICHA 52 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.78
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	0.75
E.G. US. (m)	195.12	Culv Inv El Up (m)	194.56
W.S. US. (m)	195.1	Culv Inv El Dn (m)	194.54
E.G. DS (m)	195.09	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	195.08	Culv Exit Loss (m)	0.02
Delta EG (m)	0.04	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.02	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	195.01	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	195.12	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	195.08	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	195.08	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.26	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.25	Min El Weir Flow (m)	196.1

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -4593 Culv Group: ALC FICHA 53 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.59
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	0.59
E.G. US. (m)	195.06	Culv Inv El Up (m)	194.3
W.S. US. (m)	195.05	Culv Inv El Dn (m)	194.3
E.G. DS (m)	195.05	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	195	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.01	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.05	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	194.72	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	195.06	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	195.03	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	195.03	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.27	Min El Weir Flow (m)	195.74

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -6410.67 Culv Group: ALC FICHA 70 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.05
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.4
E.G. US. (m)	193.3	Culv Inv El Up (m)	192.42
W.S. US. (m)	193.24	Culv Inv El Dn (m)	192.44
E.G. DS (m)	193.17	Culv Frctn Ls (m)	0.1
W.S. DS (m)	192.99	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.13	Culv Entr Loss (m)	0.03
Delta WS (m)	0.25	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	193.12	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	193.3	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	193.22	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	193.08	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.51	Min El Weir Flow (m)	194.27

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -7672 Culv Group: ALC FICHA 87 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.69
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	2.08
E.G. US. (m)	191.61	Culv Inv El Up (m)	190.69
W.S. US. (m)	191.61	Culv Inv El Dn (m)	190.69
E.G. DS (m)	191.31	Culv Frctn Ls (m)	0.04
W.S. DS (m)	191.28	Culv Exit Loss (m)	0.19
Delta EG (m)	0.3	Culv Entr Loss (m)	0.07
Delta WS (m)	0.33	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	191.54	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	191.61	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	191.39	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	191.28	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.57	Min El Weir Flow (m)	192.07

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -8203 Culv Group: ALC FICHA 94 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.58
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.74
E.G. US. (m)	191.13	Culv Inv El Up (m)	190.19
W.S. US. (m)	191.13	Culv Inv El Dn (m)	190.22
E.G. DS (m)	190.91	Culv Frctn Ls (m)	0.01
W.S. DS (m)	190.9	Culv Exit Loss (m)	0.15
Delta EG (m)	0.22	Culv Entr Loss (m)	0.06
Delta WS (m)	0.22	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	191.04	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	191.13	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	190.94	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	190.9	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.57	Min El Weir Flow (m)	191.47

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -10202 Culv Group: CQ FICHA 126 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.34
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.29
E.G. US. (m)	188.93	Culv Inv El Up (m)	187.89
W.S. US. (m)	188.92	Culv Inv El Dn (m)	187.83
E.G. DS (m)	188.79	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	188.79	Culv Exit Loss (m)	0.08
Delta EG (m)	0.14	Culv Entr Loss (m)	0.05
Delta WS (m)	0.14	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	188.74	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	188.93	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	188.8	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	188.79	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.53	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.57	Min El Weir Flow (m)	189.38

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -11735 Culv Group: ALC FICH 148 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	8.4
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.57
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.57
E.G. US. (m)	188.52	Culv Inv El Up (m)	187.11
W.S. US. (m)	188.52	Culv Inv El Dn (m)	187.14
E.G. DS (m)	188.32	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	188.31	Culv Exit Loss (m)	0.12
Delta EG (m)	0.21	Culv Entr Loss (m)	0.06
Delta WS (m)	0.21	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	188.04	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	188.52	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	188.01	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	188.04	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.59	Min El Weir Flow (m)	188.71

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -12140 Culv Group: ALC FIC 151 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	4.11
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.57
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.58
E.G. US. (m)	188.29	Culv Inv El Up (m)	187.17
W.S. US. (m)	188.28	Culv Inv El Dn (m)	187.19
E.G. DS (m)	188.08	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	188.08	Culv Exit Loss (m)	0.12
Delta EG (m)	0.2	Culv Entr Loss (m)	0.06
Delta WS (m)	0.2	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	188.05	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	188.29	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	188.07	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	188.08	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.59	Min El Weir Flow (m)	188.47

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -12240 Culv Group: CA FIC 153 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	6.84
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.78
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	1.57
E.G. US. (m)	188.08	Culv Inv El Up (m)	187.09
W.S. US. (m)	188.07	Culv Inv El Dn (m)	186.78
E.G. DS (m)	187.85	Culv Frctn Ls (m)	0.03
W.S. DS (m)	187.84	Culv Exit Loss (m)	0.12
Delta EG (m)	0.23	Culv Entr Loss (m)	0.08
Delta WS (m)	0.23	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	187.97	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	188.08	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	187.83	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	187.68	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.35	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.59	Min El Weir Flow (m)	188.2

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -12381 Culv Group: ALC FIC 157 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.74
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	2.08
E.G. US. (m)	187.8	Culv Inv El Up (m)	186.88
W.S. US. (m)	187.79	Culv Inv El Dn (m)	186.88
E.G. DS (m)	187.49	Culv Frctn Ls (m)	0.03
W.S. DS (m)	187.47	Culv Exit Loss (m)	0.2
Delta EG (m)	0.31	Culv Entr Loss (m)	0.08
Delta WS (m)	0.32	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	187.73	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	187.8	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	187.57	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	187.47	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)		Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.57	Min El Weir Flow (m)	188.08

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -13727 Culv Group: ALC FICH 181 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.92
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	2.15
E.G. US. (m)	186.31	Culv Inv El Up (m)	185.4
W.S. US. (m)	186.3	Culv Inv El Dn (m)	185.39
E.G. DS (m)	185.96	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	185.93	Culv Exit Loss (m)	0.24
Delta EG (m)	0.35	Culv Entr Loss (m)	0.09
Delta WS (m)	0.38	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	186.25	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	186.31	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	186.03	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	185.96	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.78	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.57	Min El Weir Flow (m)	186.5

Plan: Plan 06 LO ROJAS CANAL RS: -14021 Culv Group: ALC FICH 184 Profile: PF 1			
Q Culv Group (m3/s)	1	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.91
Q Barrel (m3/s)	1	Culv Vel DS (m/s)	2.72
E.G. US. (m)	184.61	Culv Inv El Up (m)	183.94
W.S. US. (m)	184.55	Culv Inv El Dn (m)	183.78
E.G. DS (m)	183.3	Culv Frctn Ls (m)	0.08
W.S. DS (m)	183.14	Culv Exit Loss (m)	1.12
Delta EG (m)	1.3	Culv Entr Loss (m)	0.11
Delta WS (m)	1.41	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	184.61	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	184.59	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Inlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	184.31	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	184.04	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.23	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.37	Min El Weir Flow (m)	184.94

Glosario de variables relevantes:

Q Culv Group (m3/s) : caudal total que circula por la alcantarilla (m^3/s).
Barrels : número de alcantarillas en paralelo modeladas en la sección.
Q Barrel (m3/s) : caudal que pasante por cada alcantarilla modelada en la sección.
E.G. US. (m) : elevación de energía de aguas arriba de la alcantarilla modelada (m).
W.S. US. (m) : elevación superficial de aguas arriba de la alcantarilla modelada (m).
E.G. DS (m) : elevación de energía de aguas abajo de la alcantarilla modelada (m).
W.S. DS (m) : elevación superficial de aguas abajo de la alcantarilla modelada (m).
Delta EG (m) : diferencial altimétrico de energía a través de la alcantarilla modelada (m).
Delta WS (m) : diferencial altimétrico superficial de agua en la alcantarilla modelada (m).
E.G. IC (m) : línea de carga de aguas arriba, basado en control de ingreso (m).
E.G. OC (m) : línea de carga de aguas arriba, basado en control de salida (m)

Culvert Control	: control de alcantarilla modelada.
Culv WS Inlet (m)	: elev. superf. de aguas al interior de la alcantarilla en su ingreso (m).
Culv WS Outlet (m)	: elev. superf. de aguas al interior de la alcantarilla en su salida (m).
Culv Nml Depth (m)	: altura normal de escurrimiento al interior de la alcantarilla (m).
Culv Crt Depth (m)	: altura crítica de escurrimiento al interior de la alcantarilla (m).
Culv Full Len (m)	: longitud de la alcantarilla que funciona a boca llena (m).
Culv Vel US (m/s)	: vel. de escurrimiento directamente aguas arriba de la alcantarilla (m/s).
Culv Vel DS (m/s)	: vel. de escurrimiento directamente aguas abajo de la alcantarilla (m/s).
Culv Inv El Up (m)	: elevación del radier de la alcantarilla en su sección de ingreso (m).
Culv Inv El Dn (m)	: elevación del radier de la alcantarilla en su sección de salida (m).
Culv Frctn Ls (m)	: pérdida de carga hidráulica por fricción en la alcantarilla modelada (m).
Culv Exit Loss (m)	: pérdidas singulares en la salida de la alcantarilla modelada (m).
Culv Entr Loss (m)	: pérdidas de carga singulares al ingreso de la alcantarilla modelada

CUADRO 14.3-9
CALIBRACIÓN: COMPARACIÓN AFOROS VS. MODELO HEC-RAS CANAL LO ROJAS – SITUACIÓN SIN PROYECTO

SECCIÓN DE AFORO	KM	MEDICIÓN DE AFORO			RESULTADOS MODELO HEC-RAS		COMPARACIÓN
		h_{max} (m)	$V_{Media\ Aforo}$ (m/s)	Q_{Aforo} (m^3/s)	h_{Modelo} (m)	$V_{Media\ Modelo}$ (m/s)	Δh
AT-1-1	29.90	0.65	0.606	0.911	SECCIÓN NO VÁLIDA DE COMPARACIÓN		
AT-1-2	879.18	0.70	0.292	0.72	0.82	0.22	-0.12
AT-1-2 (antes de comp.)	752.80	1.01	0.499	1.019	0.78	0.58	0.23
BT-2	739.40	0.11	0.343	0.045	SECCIÓN FUERA DE TRAMOS DE MODELACIÓN		
AT-4-1	1,388.61	0.75	0.341	0.954	0.68	0.48	0.07
AT-4-2	1,908.62	0.80	0.454	0.895	0.56	0.67	0.24
AT-5-1	2,728.50	0.45	0.687	1.013	0.36	0.92	0.09
AT-5-2	4,032.17	0.68	1.09	1.112	0.86	0.44	-0.18
AT-2-1	1,239.00	0.92	0.564	1.226	0.88	0.58	0.04
AT-6-1	5,968.95	0.63	0.416	0.946	0.48	0.32	0.15
AT-6-2	6,928.13	0.55	0.34	0.593	0.61	0.34	-0.06
AT-7-1	7,928.30	0.65	0.325	0.59	0.59	0.34	0.06
AT-2-2 Y AT-3-1	9,253.20	0.50	0.756	0.663	0.48	1.25	0.02
AT-7-2	10,003.75	0.54	0.533	0.579	0.45	1.18	0.09
AT-3-1-1	11,274.33	0.53	0.594	0.585	0.55	0.47	-0.02
AT-3-2	14,014.52	0.38	1.156	0.581	0.24	1.41	0.14

A partir de los resultados mostrados, se puede observar que:

i. El Tramo 2 presenta en la gran parte de su extensión, régimen de río, salvo en su extensión final, que, dadas las altas pendientes, presenta régimen de torrente (supercrítico).

ii. El caudal máximo que soporta el canal en su tramo N° 2 es de 1,0 m^3/s, el cual queda limitado por las secciones críticas señaladas.

iii. Pese a lo anterior, en términos geométricos de sección y pendiente, el canal Lo Rojas presenta en la mayor parte de su trazado, capacidad de porteo superior a 1 m^3/s, descontando, por supuesto, las secciones críticas.

iv. En general, las obras especiales correspondientes al entubamiento del canal, ya sea por cruces de quebrada, cruces de camino u otros, trabajan correctamente para la condición de máxima capacidad (1 m^3/s). La única obra que presentaría problemas corresponde a la alcantarilla de la Ficha 148 (ubicada, aproximadamente, en el PK 11+735) ya que el eje hidráulico arroja ahogamiento al ingreso; este resultado queda respaldado por la fotografía tomada en terreno de dicha obra, en la que se aprecia, para un caudal tal vez menor al metro cúbico, el casi ahogamiento de la tubería de Ø 0,9m:

FIGURA 14.3-10
ALCANTARILLA FICHA Nº 148 (PK 11+735) CON INGRESO AHOGADO PARA CAUDAL EN TORNO A 1m^3/s



v. En los tramos en que el canal presenta régimen de río (subcrítico), las velocidades desarrolladas fluctúan entre los 0,2 y 1,2 m/s, dentro de las cuales en variados puntos son inferiores a los 0,6 m/s que aseguran el autolavado del canal.

vi. En los tramos finales del canal en que se desarrollan pendientes mayores al 2 % (llegando hasta un 12 a 13% en su término), las velocidades, si bien mayores (en torno a 2 m/s), se consideran adecuadas (no erosivas).

vii. Queda confirmada la validez del modelo, dado que las alturas de escurrimiento aforadas se acercan, dentro de un rango de tolerancia aceptable, a lo calculado en la simulación HEC-RAS.

14.3.8. Conclusiones Modelación en Situación Actual

En base a los resultados obtenidos de la modelación HEC-RAS del canal Lo Rojas bajo situación actual, se puede concluir lo siguiente:

1) El canal Lo Rojas, en su tramo N° 1 presenta una capacidad máxima de porteo del orden de los 2,5 m^3/s, capacidad que coincide con los resultados obtenidos en el estudio realizado por Procivil en el año 2005.

2) En su tramo N° 2 posee una capacidad máxima de porteo del orden de 1 m^3/s, la cual viene limitada por 15 secciones transversales que, para dicho caudal, trabajan al límite de su cota de coronamiento.

3) No obstante lo anterior, se pudo corroborar que en el resto de las secciones la capacidad de porteo hidráulico es superior al metro cúbico por segundo.

4) Las obras de entubamiento del canal Lo Rojas trabajan de manera razonablemente adecuadas para el caudal de máxima capacidad (1 m3/s).

5) En la gran mayoría de su longitud, el canal presenta escurrimiento subcrítico para 1m^3/s, con velocidades relativamente bajas, lo que podría explicar la alta presencia de sedimentos y algas en su lecho.

6) Al contar tanto con la calibración del modelo como con la verificación de la coincidencia entre la capacidad calculada y la informada por la administración del canal Lo Rojas, se confirma la validez del modelo.

En función de lo señalado y lo discutido con la coordinación del estudio, para efectos del diseño del mejoramiento del canal Lo Rojas, se considerará un caudal igual al que le corresponde por derechos, aumentado en un 20 %, es decir:

$$Q_{Diseño} = 1.200\ l/s$$

14.4. Trazado en Planta y Elevación Situación con Proyecto

14.4.1. Generalidades

En términos generales, el mejoramiento global del canal Lo Rojas contempla lo siguiente:

- ✓ Un nuevo trazado en planta del canal, proveyendo un eje con una menor cantidad de cambios de dirección y curvas horizontales más suavizadas, sin desvíos significativos del eje existente.

- ✓ Reperfilamiento basal con pendiente uniforme, libre de contrapendientes e irregularidades. Este reperfilamiento se efectúa de modo de evitar tanto el exceso de corte como de relleno.

- ✓ Revestimiento del canal en los tramos requeridos, a fin de disminuir las pérdidas por infiltración.

- ✓ Obras especiales: cruces de quebrada, unidad desarenadora y secciones de aforo.

En la siguiente figura, a modo de esquema, se resumen las mejoras proyectadas en términos del trazado y reperfilamiento del canal Lo Rojas:

FIGURA 14.4-1
ESQUEMA DE MEJORAS TRAMO INICIAL CANAL LO ROJAS – REPERFILAMIENTO BASAL AGUAS ABAJO DE BOCATOMA LOS LITRES

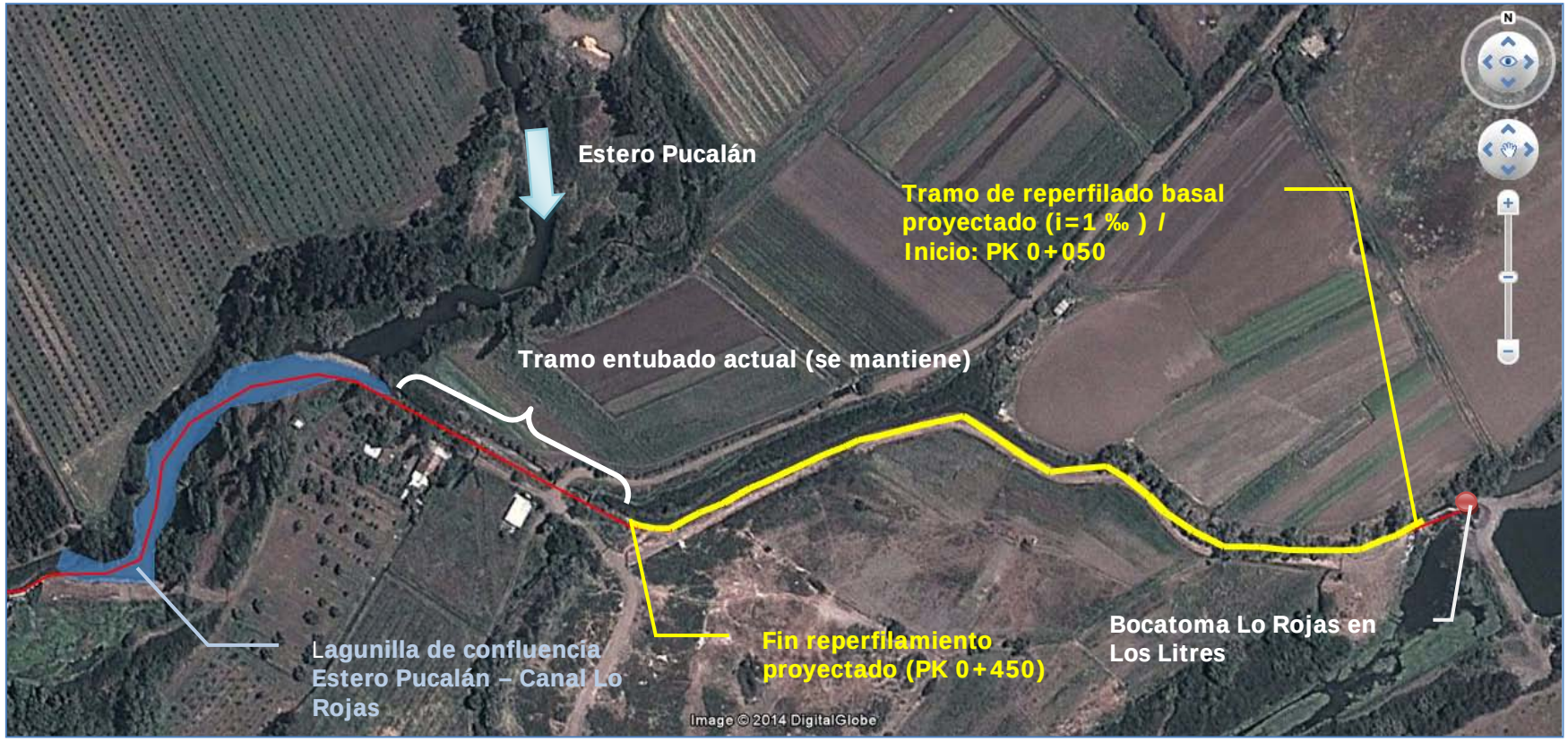


FIGURA 14.4-2
ESQUEMA DE MEJORAS CANAL LO ROJAS – PRIMER TRAMO REVESTIDO EN SECCIÓN TRAPECIAL / INICIO SECCIÓN ENTUBADA

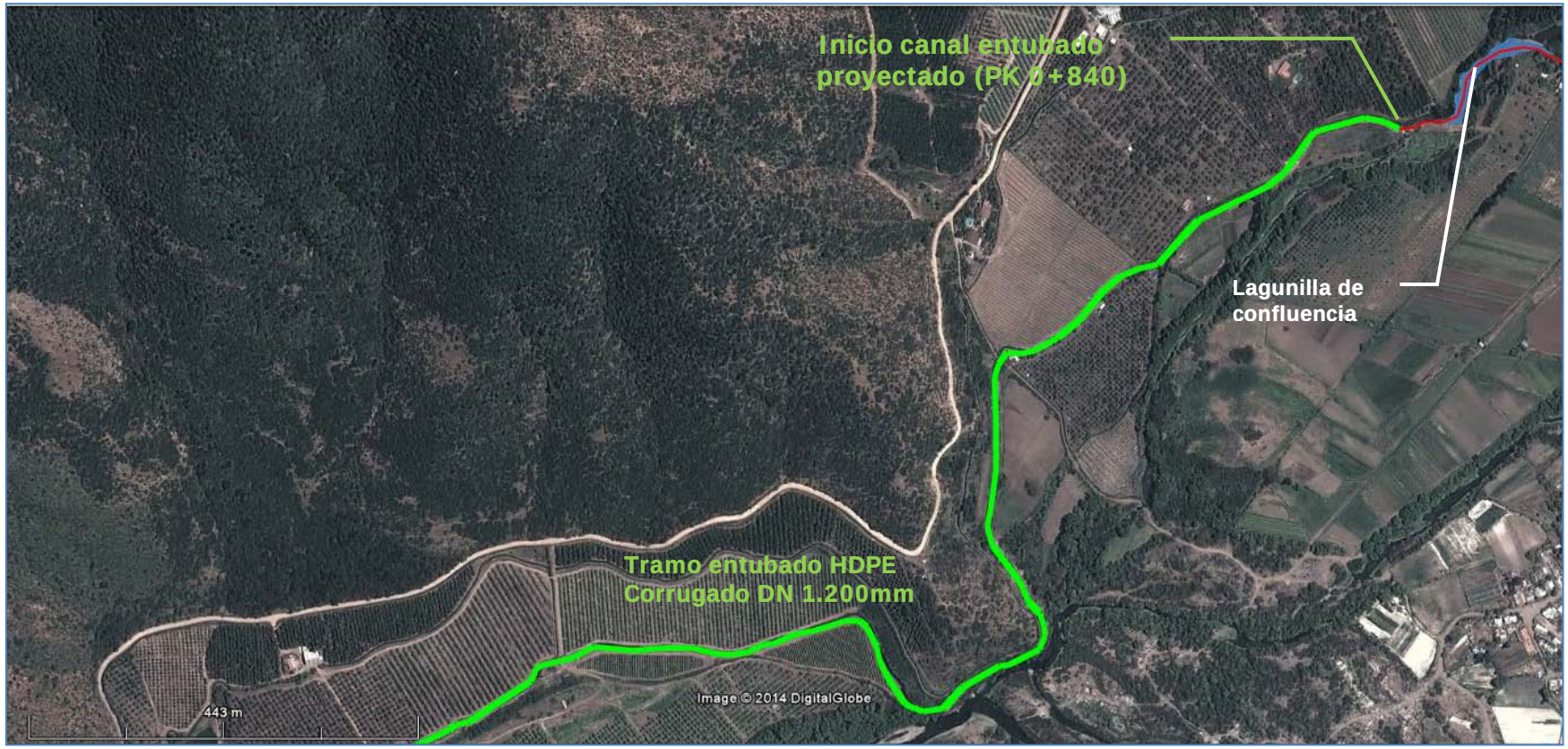
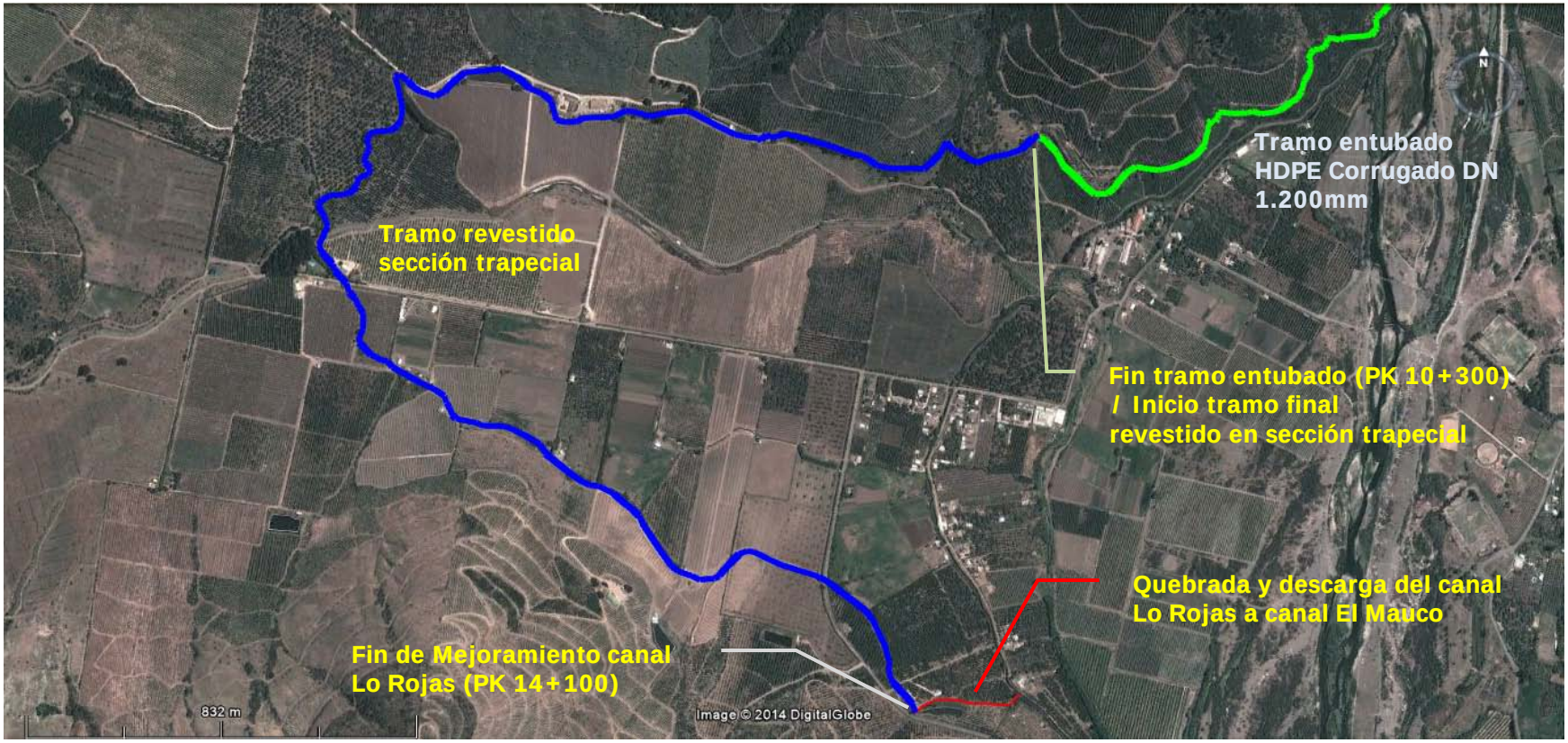


FIGURA 14.4-3
ESQUEMA DE MEJORAS TRAMO FINAL CANAL LO ROJAS – FIN TRAMO ENTUBADO Y ÚLTIMO TRAMO EN SECCIÓN TRAPECIAL



El presente capítulo tiene los siguientes objetivos principales:

- Establecer los criterios utilizados para el trazado en planta y elevación del canal Lo Rojas en su situación con proyecto.
- Presentar los resultados obtenidos del proceso de trazado del canal proyectado.

14.4.2. Trazado en Planta Actual del Canal Lo Rojas

El trazado en planta actual del canal Lo Rojas posee una longitud total del 14,3 km, considerando desde su inicio en la Bocatoma en Los Litres (bocatoma principal) hasta su punto final de descarga al canal El Mauco.

El eje sin proyecto presenta alta sinuosidad horizontal con constantes cambios de dirección y de radios de giro, tanto grandes como pequeños.

El único tramo que no posee un trazado definido corresponde al sector de la lagunilla de confluencia que recibe tanto las aguas de la bocatoma principal como del estero Pucalán.

14.4.3. Trazado actual en elevación

El canal Lo Rojas, en su situación actual, presenta pendientes longitudinales variables, con valores fluctuantes entre el 1 ‰ (o menores) y el 12 -13 % (en su tramo final); asimismo, se aprecian variados sectores en contrapendiente, formado especies de gradas de subida (embanques) que tienden a peraltar el eje hacia aguas arriba, dado el régimen de río que se desarrolla en gran parte del canal.

No obstante lo anterior, el valor de pendiente que se encuentra con mayor persistencia es en torno al 1 ‰ (valor medio).

14.4.4. Trazado en Planta del Eje Proyectado

Para el trazado del eje proyectado en planta, se consideró todo el canal Lo Rojas, exceptuando la zona de la lagunilla de confluencia, ubicada entre la descarga de la alcantarilla de cajón (a su vez ubicada aguas abajo de la

Bocatoma Lo Rojas en Los Litres) y la bocatoma de Lo Rojas en Pucalán (también conocida como “Bocatoma Chica”).

Las consideraciones técnicas para el trazado proyectado en planta son las siguientes:

a) Mantener el alineamiento proyectado lo más cerca posible al eje actual del canal, tomado por topografía.

b) Teniendo en mente lo anterior, disminuir, en lo posible, la cantidad de curvas horizontales muy cerradas. Esto trae los siguientes beneficios:

- Disminuye los cambios de dirección y eventuales pérdidas de carga por este concepto.

- Facilita el replanteo y construcción de las obras.

c) Limitar el radio mínimo de curvatura en planta requerido por los cambios de dirección del eje proyectado. Este criterio se debe a los siguientes motivos:

- Aspectos constructivos (sobre todo referidos a la máxima curvatura admisible por la tubería HDPE Corrugada, donde el radio de curvatura mínimo especificado por los fabricantes es de 70±20 x DN). En caso de que no se cumpla esta exigencia, se incorporan piezas especiales adecuadas.

- Motivos hidráulicos: curvaturas horizontales muy pronunciadas pueden provocar el peralte transversal del eje hidráulico, lo cual no es recomendable en secciones abiertas. Por este motivo, la bibliografía especializada recomienda, para canales pequeños, un radio de curvatura horizontal mínimo de 3 a 7 veces el ancho de superficie libre del canal. En el caso particular del presente proyecto, se contempla una curvatura mínima de 3 veces el ancho basal (en tramo donde el canal va revestido abierto).

14.4.5. Trazado en Elevación del Eje Proyectado

Tomando como base el perfil longitudinal del canal actual levantado en terreno por topografía, se procedió a trazar la rasante de proyecto, tomado las siguientes consideraciones:

a) Mantener una rasante de proyecto con pendientes uniformes, con la menor cantidad de variaciones posible.

b) Para las secciones revestidas proyectadas, mantener pendientes tales que el régimen predominante sea de río, con velocidades medias de escurrimiento que superen a la mínima necesaria para autolavado.

c) Para las secciones revestidas proyectadas, evitar, en lo posible, pendientes o cambios de pendientes que puedan significar cambios de régimen (río – torrente o vice versa) o resaltos hidráulicos.

d) En los tramos que no sea posible mantener pendientes suaves, intentar limitar al máximo la generación de velocidades erosivas.

e) Mantener respecto a la situación actual, en lo posible, las cotas de fondo de canal en los puntos de entrega predial y de las cotas de entrada y salida de las obras de arte tipo alcantarillas que no se modificarán.

f) En atención a lo especificado en los puntos anteriores, conseguir, en la medida de lo posible, una nueva rasante que minimice los volúmenes de corte y relleno.

Así, el trazado en elevación para la situación con proyecto se resume en el siguiente cuadro:

CUADRO 14.4-1
PENDIENTES DE PROYECTO EN SECCIONES REVESTIDAS

PK_{Inicio}	PK_{Fin}	$i_{Proyecto}$ (m/m)	SECCIÓN
0+750	0+840	0.001	**SECCIÓN TRAPECIAL REVESTIDA**
0+840	1+775	0,001	**TUBERÍA HDPE ESTRUCTURADA DN1200mm**
1+775	1+950	0,004	
1+950	2+575	0,001	
2+575	2+825	0,006	
2+825	2+975	0,001	
2+975	3+325	0,0007	
3+325	4+450	0,0006	
4+450	4+850	0,001	
4+850	5+000	0,0006	
5+000	5+300	0,0015	
5+300	5+400	0,0006	
5+400	5+700	0,0015	
5+700	6+225	0,0006	
6+225	6+500	0,002	
6+500	6+650	0,004	
6+650	7+850	0,001	
7+850	8+700	0,0007	
8+700	9+700	0,0012	
9+700	10+300	0,0009	
10+300	10+350	0,0009	**SECCIÓN TRAPECIAL REVESTIDA**
10+350	12+150	0,0006	
12+150	12+950	0,0008	
12+950	13+450	0,001	
13+450	13+625	0,0015	
13+625	13+825	0,002	
13+825	13+875	0,004	
13+875	13+975	0,008	
13+975	14+070	0,025	

Es importante notar que el mejoramiento proyectado llega hasta la última compuerta de entrega predial, ubicada, aproximadamente, en el PK 14+070. Desde este punto en adelante, se considera tramo de quebrada con descarga al canal El Mauco, tramo que no necesita mejoramiento.

En los planos adjuntos al informe se muestra la planta y el perfil longitudinal proyectado.

14.5. Caudales de Diseño para Obras de Entrega a Riego

14.5.1. Generalidades y Objetivos

A continuación se presentan los criterios y resultados de los caudales de diseño de las obras de entrega para riego.

Los objetivos del desarrollo del presente capítulo son los siguientes:

a) Dejar establecida la situación actual de derechos de agua del canal Lo Rojas de cada uno de los accionistas, y demás condiciones actuales, atingentes a los objetivos generales del presente capítulo.

b) Determinar los caudales de diseño de las obras hidráulicas de partición y/o entrega del canal Lo Rojas.

c) Definir el tipo de obra a diseñar para cada entrega.

d) Dejar claramente establecidos todos los criterios y consideraciones utilizadas.

Los antecedentes y fuentes de información utilizadas para cumplir a cabalidad los objetivos planteados, fueron los siguientes:

- Encuestas agronómicas realizadas como parte del presente trabajo.
- Catastro de Usuarios 3ª Sección del Río Aconcagua (REG-DGA, 1993).
- Listado de Regantes del Canal Lo Rojas, proporcionado por la administración del canal.
- Antecedentes entregados en reunión efectuada el día 13 de Enero de 2014, entre este Consultor y la administración del canal Lo Rojas.

14.5.2. Situación Actual de Derechos de Agua del Canal Lo Rojas

El canal Lo Rojas tiene derechos de aguas por 1.000l/s, los cuales se encuentran repartidos en 10.115 acciones, es decir, cada acción equivale a 0,1 l/s.

En el Cuadro 14.5-1 se incluye el listado de regantes con su correspondiente número de acciones.

CUADRO 14.5-1
ACCIONISTAS CANAL LO ROJAS Y DERECHOS DE AGUA

No	Nombre Regante (accionista)	Sector	ACCIONES	CAUDAL EQUIVALENTE (l/s)
1	ACEVEDO TAPIA, JOSE	Lo Rojas	17	2
2	ACEVEDO TAPIA, MANUEL	Lo Rojas	105	11
3	AGRICOLA LAS VERTIENTES LTDA	Lo Rojas	60	6
4	ARANCIBIA SOTO, AURELIO	Lo Rojas	5	1
5	HIDALGO, HUGO	Lo Rojas	36	4
6	SOC.AGRI.ALBERTINI LTDA. (BUENA VISTA)	Lo Rojas	265	27
7	BUGEDO TARRAZA, JAIME	Lo Rojas	20	2
8	Inversiones FGA Limitada	Lo Rojas	353	35
9	CASTRO HERRERA, MIGUEL	Lo Rojas	65	7
10	CASTRO MONTIEL, MIGUELINA	Lo Rojas	30	3
11	BEST PHARMA(*)	Lo Rojas	50	5
12	CISTERNAS LEIVA ALDA	Lo Rojas	17	2
13	CISTERNAS LEIVA BELGICA	Lo Rojas	17	2
14	CISTERNAS LEIVA IVAN	Lo Rojas	17	2
15	CISTERNAS, ALAMIRO SUCESIÓN	Lo Rojas	71	7
16	CORTEZ SAAVEDRA, GERMAN	Las Chacras	151	15
17	GARDIAZABAL IRARRAZABAL, FRANCISCO	Las Chacras	114	11
18	GODOY ANDERSON, RODRIGO	Las Chacras	165	17
19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	Las Chacras	1,532	153
20	HUERTO EL PEUMO S.A.	Lo Rojas	140	14
21	GRANIFO LEONEL	Lo Rojas	42	4
22	HUESBE LLANOS & OTRA	Las Chacras	47	5
23	INMOBILIARIA F Y Q LTDA	Lo Rojas	115	12
24	IRIARTE, PORFIRIO	Las Chacras	162	16
25	LEIVA CISTERNAS, RAMIRO	Lo Rojas	28	3
26	MANUBENS SMITH, RODRIGO	Lo Rojas	798	80
27	MEJÍAS MONTENEGRO, MANUEL	Las Chacras	13	1
28	MELLA ROMAN, RUBEN	Lo Rojas	68	7
29	SOC.AGRI.WEBWER Y MORCHIO LTDA	Lo Rojas	101	10
30	MORRISON PRESCOTT, BRENDA	Lo Rojas	15	2
31	NUÑEZ ZINCKER, ANDREA Y OTRO	Las Chacras	288	29
32	OYANEDEL JELDES, RAMÓN	Lo Rojas	48	5
33	ROLDAN PROVILDE, ELIZABETH	Las Chacras	147	15
34	RUSQUE KRAUS, LUIS	Lo Rojas	5	1
35	SAAVEDRA FERNANDEZ, EDUARDO	Lo Rojas	25	3
36	SAAVEDRA FERNANDEZ, JESUS	Lo Rojas	25	3

No	Nombre Regante (accionista)	Sector	ACCIONES	CAUDAL EQUIVALENTE (l/s)
37	SAAVEDRA SAAVEDRA, ALBERTO	Lo Rojas	94	9
38	SAAVEDRA, ELSA (Alberto Torres)	Lo Rojas	13	1
39	SAID , GENARO	Lo Rojas	45	5
40	SEPULVEDA BARRERA, RENAN	Lo Rojas	6	1
41	SOC.AGRI. EL CANELILLO	Lo Rojas	2,367	237
42	SOC.AGRI. EL RECODO	Lo Rojas	95	10
43	SOC.AGRI.FUNDO LO ROJAS LTDA	Lo Rojas	863	86
44	SOC.AGRI.SANTA LUISA LTDA.	Lo Rojas	335	34
45	SOC.COM. ALDO ARECCO LTDA.	Las Chacras	149	15
46	SOC.PALTO ROJAS (Dr. Guido Espinoza)	Lo Rojas	72	7
47	SOLIS GARAY, JUAN	Las Chacras	268	27
48	SOLIS GARAY, PABLO (ex Saavedra/Torres)	Las Chacras	80	8
49	TAPIA GABRIEL	Las Chacras	80	8
50	SOTO OLIVARES, LAURA (suc)	Las Chacras	179	18
51	TASSARA PAOLA Y OTROS	Lo Rojas	18	2
52	VIVANCO GOMEZ AUGUSTO	Lo Rojas	180	18
53	VIVANCO LEIVA FERNANDO	Lo Rojas	7	1
54	VIVANCO LEIVA TERESA	Lo Rojas	7	1
55	JOSE RAUL BARAZARTE	Lo Rojas	100	10

TOTALES	10.115	1.011

(*) En lo que respecta a los derechos de agua pertenecientes a Best Pharma, éstos en la actualidad no están siendo extraídos del canal Lo Rojas, puesto que Best Pharma no cuenta con compuerta ni terreno cultivable.

14.5.3. Distribución de los Puntos de Entrega

Luego de catastrar cada una de las compuertas existentes en el canal Lo Rojas, se procedió a relacionar cada una de ellas con el o los regantes respectivos; dicha relación se tradujo en la información que fue recopilada de estudios anteriores, en terreno y a reuniones con la directiva del canal.

A este respecto, es importante notar que, para el caso de las compuertas, se detectaron 3 tipos de situación, a saber:

- Compuerta en operación que entrega a un regante.
- Compuerta en operación que entrega a más de un regante (compuerta comunitaria).
- Compuerta fuera de servicio.

Asimismo, en referencia a los regantes y las compuertas correspondientes, se evidenciaron dos situaciones:

- Regantes con una sola compuerta.

- Regantes con dos o más compuertas, las que pueden o no ser compartidas con otros regantes.

Como cada compuerta fue asociada a una ficha con numeración correlativa de ubicación desde aguas arriba hacia aguas abajo, fue posible efectuar la relación Nº Ficha – Nº Regante – Derechos de Agua, lo cual se logró con la información y apoyo del administrador del canal Lo Rojas, Sr. Claudio Vivanco.

Es importante señalar que, para el caso de los regantes servidos por 2 o más compuertas, sólo se cuenta con el total de derechos de agua otorgados, sin el detalle del caudal entrante por cada compuerta. En estas situaciones, se procedió a estimar los caudales de entrega usando la proporcionalidad del gasto con el ancho de la compuerta respectiva.

El cálculo de la estimación se realiza de la siguiente manera:

$$DA_{ij} = DA_i \cdot \frac{L_{ij}}{\sum_j L_{ij}}$$

donde:

DA_{ij} : fracción de los derechos de agua otorgados al i-ésimo regante, que ingresan por la j-ésima compuerta que sirve a dicho regante.

DA_i : derechos de agua otorgados al i-ésimo regante.

L_{ij} : ancho basal de la j-ésima compuerta que sirve al i-ésimo regante.

Conforme los criterios señalados y la información aportada por las diferentes fuentes antes descritas, se organizó la información como lo indica el siguiente cuadro, en la que se han destacado en color aquellos regantes que son servidos por 2 o más compuertas:

CUADRO 14.5-2
DISTRIBUCIÓN DE LA ENTREGA DE DERECHOS DE AGUA
CANAL LO ROJAS

No. FICHA	No. ACCIONISTA (listado)	NOMBRE REGANTE	$L_{compuerta}$ (m)	ACCIONES POR COMPUERTA
11	22	HUESBE LLANOS & OTRA		47
13	17	GARDIAZABAL IRARRAZABAL, FRANCISCO	0,35	42
18	17	GARDIAZABAL IRARRAZABAL, FRANCISCO	0,60	72
24	45	SOC.COM. ALDO ARECCO LTDA.		149
41	33	ROLDAN PROVILDE, ELIZABETH		147
43	38	SAAVEDRA, ELSA (Alberto Torres)		13
43	27	MEJÍAS MONTENEGRO, MANUEL		13
43	19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	0,30	164
44	19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	0,30	164
45	24	IRIARTE, PORFIRIO		162
46	-----	-----	-----	-----
48	47	SOLIS GARAY, JUAN		268
49	48	SOLIS GARAY, PABLO (ex Saavedra/Torres)		80
51	49	TAPIA GABRIEL		80
54	18	GODOY ANDERSON, RODRIGO		165
55	50	SOTO OLIVARES, LAURA (suc)	0,25	90
57	19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	1,05	575
58	50	SOTO OLIVARES, LAURA (suc)	0,25	90
60	16	CORTEZ SAAVEDRA, GERMAN		151
61	31	NUÑEZ ZINCKER, ANDREA Y OTRO	0,15	64
62	31	NUÑEZ ZINCKER, ANDREA Y OTRO	0,30	129
63	31	NUÑEZ ZINCKER, ANDREA Y OTRO	0,15	64
64	19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	0,15	82
65	31	NUÑEZ ZINCKER, ANDREA Y OTRO	0,07	30
76	19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	0,50	274
84	19	GODOY TAPIA, OSCAR (sucesión)	0,50	274
108	-----	-----	-----	-----
112	14	CISTERNAS LEIVA IVAN		17
112	12	CISTERNAS LEIVA ALDA		17
112	53	VIVANCO LEIVA FERNANDO		7
112	39	SAID , GENARO		45
112	54	VIVANCO LEIVA TERESA		7
118	43	SOC.AGRI.FUNDO LO ROJAS LTDA	0,30	157
120	43	SOC.AGRI.FUNDO LO ROJAS LTDA	0,35	183
121	43	SOC.AGRI.FUNDO LO ROJAS LTDA	0,70	366
125	13	CISTERNAS LEIVA BELGICA		17
133	-----	-----	-----	-----
134	43	SOC.AGRI.FUNDO LO ROJAS LTDA	0,30	157
137	41	SOC.AGRI. EL CANELILLO	0,95	789
145	41	SOC.AGRI. EL CANELILLO	1,00	831
154	26	MANUBENS SMITH, RODRIGO		798
156	41	SOC.AGRI. EL CANELILLO	0,40	332
158	7	BUGEDO TARRAZA, JAIME		20
158	23	INMOBILIARIA F Y Q LTDA		115
158	42	SOC.AGRI. EL RECODO		95
160	20	HUERTO EL PEUMO S.A.		140
160	8	Inversiones FGA Limitada		353
161	35	SAAVEDRA FERNANDEZ, EDUARDO		25
162	37	SAAVEDRA SAAVEDRA, ALBERTO		94

No. FICHA	No. ACCIONISTA (listado)	NOMBRE REGANTE	$L_{compuerta}$ (m)	ACCIONES POR COMPUERTA
162	36	SAAVEDRA FERNANDEZ, JESUS		25
163	3	AGRICOLA LAS VERTIENTES LTDA		60
164	41	SOC.AGRI. EL CANELILLO	0,50	415
167	55	JOSE RAUL BARAZARTE	0,45	39
169	4	ARANCIBIA SOTO, AURELIO		5
169	32	OYANEDEL JELDES, RAMÓN		48
169	10	CASTRO MONTIEL, MIGUELINA		30
169	34	RUSQUE KRAUS, LUIS		5
169	30	MORRISON PRESCOTT, BRENDA		15
169	40	SEPULVEDA BARRERA, RENAN		6
169	51	TASSARA PAOLA Y OTROS		18
169	5	HIDALGO, HUGO		36
170	55	JOSE RAUL BARAZARTE	0,70	61
171	2	ACEVEDO TAPIA, MANUEL		105
173	28	MELLA ROMAN, RUBEN		68
175	44	SOC.AGRI.SANTA LUISA LTDA.		335
175	46	SOC.PALTO ROJAS (Dr. Guido Espinoza)		72
177	9	CASTRO HERRERA, MIGUEL		65
179	52	VIVANCO GOMEZ AUGUSTO		180
180	29	SOC.AGRI.WEBWER Y MORCHIO LTDA		101
182	1	ACEVEDO TAPIA, JOSE		17
182	15	CISTERNAS, ALAMIRO SUCESIÓN		71
182	25	LEIVA CISTERNAS, RAMIRO		28
185	6	SOC.AGRI.ALBERTINI LTDA. (BUENA VISTA)		265
187	21	GRANIFO LEONEL		42

TOTAL DERECHOS DE AGUA PARA ENTREGAS	10065
DERECHOS DE AGUA BEST PHARMA (sin entrega)	50
TOTAL DERECHOS DE AGUA CANAL LO ROJAS	**10.115**

A partir del Cuadro 14.5-2, resulta importante notar que, dado que Best Pharma sólo tiene acciones adquiridas sin contar con tierra ni compuerta asociada, el total de derechos de agua que deben ser satisfechos por el canal Lo Rojas, bajo la situación actual descrita, equivale a 10.065 acciones (10.115 – 50= 10.065).

Consiguientemente, al agrupar la información del cuadro anterior, de modo de conocer el caudal total correspondiente a cada compuerta, se obtiene el siguiente Cuadro 14.5-3, en la que se han destacado las compuertas comunitarias.

CUADRO 14.5-3
DERECHOS DE AGUA POR COMPUERTA Y CAUDAL CORRESPONDIENTE

No. FICHA	ACCIONES POR COMPUERTA	CAUDAL A ENTREGAR EN COMPUERTA (l/s)
11	47	4,7
13	42	4,2
18	72	7,2
24	149	14,9
41	147	14,7
43	190	19,0
44	164	16,4
45	162	16,2
46	0	0,0
48	268	26,8
49	80	8,0
51	80	8,0
54	165	16,5
55	90	9,0
57	575	57,5
58	90	9,0
60	151	15,1
61	64	6,4
62	129	12,9
63	64	6,4
64	82	8,2
65	30	3,0
76	274	27,4
84	274	27,4
108	0	0,0
112	93	9,3
118	157	15,7
120	183	18,3
121	366	36,6
125	17	1,7
133	0	0,0
134	157	15,7
137	789	78,9
145	831	83,1
154	798	79,8
156	332	33,2
158	230	23,0
160	493	49,3
161	25	2,5
162	119	11,9
163	60	6,0
164	415	41,5
167	39	3,9
169	163	16,3
170	61	6,1
171	105	10,5
173	68	6,8

No. FICHA	ACCIONES POR COMPUERTA	CAUDAL A ENTREGAR EN COMPUERTA (l/s)
175	407	40,7
177	65	6,5
179	180	18,0
180	101	10,1
182	116	11,6
185	265	26,5
187	42	4,2
TOTAL ENTREGAS	**10.065**	**1.007**

14.5.4. Determinación de los Caudales de Diseño para Obras de Entrega

Se han agrupado los caudales de entrega según derechos en rangos de demanda tales que permitan obtener caudales de diseño de manera escalonada, con valores bien definidos. En el Cuadro 14.5-4 se incluyen dichos caudales adoptados.

CUADRO 14.5-4
CAUDALES DE DISEÑO ESCALONADOS
(Entregas para Riego)

ESCALÓN DE DISEÑO	RANGOS DE DEMANDA		$Q_{Diseño}$ (l/s)
	Q_{Min} (l/s)	Q_{Max} (l/s)	
1	1,7	3	3
2	3,5	5	5
3	6	7,5	8
4	8	12	12
6	12,5	16,5	17
8	18	23	23
9	20	23	23
10	26,5	33,5	34
12	35	37	37
13	40	42	42
14	49	49,5	50
15	57	57,5	58
16	79	83,5	84

Finalmente, en el Cuadro 14.5-5 se incluyen los caudales de diseño de cada una de las entregas del canal.

CUADRO 14.5-5
CAUDALES DE DISEÑO DE CADA COMPUERTA DE ENTREGA PARA RIEGO

No. FICHA	ACCIONES POR COMPUERTA	Q (l/s)	$Q_{Diseño}$ (l/s)	ΔQ (l/s)
11	47	4,7	5	0,3
13	42	4,2	5	0,8
18	72	7,2	8	0,8
24	149	14,9	17	2,1
41	147	14,7	17	2,3
43	190	19	23	4
44	164	16,4	17	0,6
45	162	16,2	17	0,8
46 *	0	0	0	0
48	268	26,8	34	7,2
49	80	8	12	4
51	80	8	12	4
54	165	16,5	17	0,5
55	90	9	12	3
57	575	57,5	58	0,5
58	90	9	12	3
60	151	15,1	17	1,9
61	64	6,4	8	1,6
62	129	12,9	17	4,1
63	64	6,4	8	1,6
64	82	8,2	12	3,8
65	30	3	3	0
76	274	27,4	34	6,6
84	274	27,4	34	6,6
108 *	0	0	0	0
112	93	9,3	12	2,7
118	157	15,7	17	1,3
120	183	18,3	23	4,7
121	366	36,6	37	0,4
125	17	1,7	3	1,3
133 *	0	0	0	0
134	157	15,7	17	1,3
137	789	78,9	84	5,1
145	831	83,1	84	0,9
154	798	79,8	84	4,2
156	332	33,2	37	3,8
158	230	23	23	0
160	493	49,3	50	0,7
161	25	2,5	3	0,5
162	119	11,9	12	0,1
163	60	6	8	2
164	415	41,5	42	0,5

No. FICHA	ACCIONES POR COMPUERTA	Q (l/s)	$Q_{Diseño}$ (l/s)	ΔQ (l/s)
167	39	3,9	5	1,1
169	163	16,3	17	0,7
170	61	6,1	8	1,9
171	105	10,5	12	1,5
173	68	6,8	8	1,2
175	407	40,7	42	1,3
177	65	6,5	8	1,5
179	180	18	23	5
180	101	10,1	12	1,9
182	116	11,6	12	0,4
185	265	26,5	34	7,5
187	42	4,2	5	0,8
TOTAL ENTREGAS	**10.065,0**	**1.006,6**	**1.121,0**	**114,4**

*: compuertas clausuradas fuera de operación

Compuerta que riega a más de un accionista

El proyecto de mejoras contempla cuatro tipos de tramos, a saber:

- Tramo PK 0+000 – 0+408: canal de toma y sección trapecial excavada de dimensiones variables con reperfilamiento basal y sección de aforo. Este tramo no incluye puntos de entrega a riego.

- Tramo PK 0+750 – 0+840: canal abierto revestido, el cual incluye obras de aforo y de remoción de arenas (desarenador). Este tramo, al igual que el anterior, no posee puntos de entrega a riego.

- Tramo PK 0+840 – 10+300: canal entubado HDPE DN1200mm; presenta variados puntos de entrega a riego (sector Las Chacras).

- Tramo PK 10+300 – 14+100: canal trapecial abierto, revestido con radier de hormigón y muros de mampostería; presenta variados puntos de entrega a riego (sector Lo Rojas).

Nota: *para el tramo comprendido entre los PK 0+408 y 0+749, correspondiente a la actual alcantarilla cajón de descarga a la lagunilla de confluencias y a dicha lagunilla, no contempla mejoras proyectadas.*

En consecuencia, para el tramo entubado se consultan entregas a riego mediante cañería de fondo PVC de 2 a 3 m y válvula de control; dichas tuberías tendrán longitud y diámetro variable según los derechos de agua

correspondientes y las condiciones hidráulicas que se obtengan de la modelación de la situación proyectada.

Por su parte, para el tramo de canal trapecial abierto, se consultan entregas mediante compuertas laterales.

Todos los detalles referidos al cálculo, diseño y/o verificaciones de las obras de entrega para la situación proyectada se incluyen en los puntos siguientes.

14.6. Diseño de Prefactibilidad Revestimiento del Canal

14.6.1. Generalidades

Tal como fuera establecido en puntos anteriores, un resumen descriptivo de la solución adoptada, referida a los revestimientos proyectados, se presenta a continuación:

- Primer tramo, desde la bocatoma principal hasta el inicio del cajón de hormigón (entre km 0,000 a km 0,522), se considera un mejoramiento consistente en un reperfilado del fondo del canal (pendientes uniformes). No se contempla revestir este tramo pues por un lado tiene una capacidad actual de 2,5 m3/s, muy superior a lo que el canal tiene como derechos de agua (1 m^3/s), y además no se producen pérdidas por infiltración ni existen saques para riego.

- Segundo tramo, comprendido desde la segunda bocatoma hasta el km 0+840, el canal se reviste en sección trapecial con un radier de hormigón y paredes de mampostería.

- Tercer tramo, entre el km 0+840 y el km 10,300, el canal se proyecta entubado en tubería de HDPE Corrugada, diámetro 1.200 mm.

- Cuarto y último tramo, entre km 10,3 y fin del canal, hasta justo antes de la descarga a quebrada que llega al canal Mauco, el canal se proyecta revestido con un radier de hormigón y paredes de mampostería.

En los planos adjuntos al informe se puede apreciar la solución de revestimiento adoptada, a saber:

- Perfiles Transversales: en cada uno de los perfiles cada 50 m trazados a lo largo de todo el canal, se ha dibujado la sección revestida proyectada.

- En el perfil longitudinal se ha dibujado la cota de radier del revestimiento proyectado.

14.6.2. Eje Hidráulico en Situación con Proyecto

14.6.2.1. Generalidades

Es importante recordar que el canal Lo Rojas tiene derechos de aguas superficiales permanentes y continuos por 1 m^3/s, lo que a su vez corresponde a la capacidad actual del canal (ver capítulo Eje Hidráulico Situación Sin Proyecto). No obstante, y tal como fuera justificado en capítulos anteriores, el diseño de los mejoramientos se hará para un caudal de 1,2 m^3/s.

Las obras que incluyen el proyecto de revestimiento del canal son las siguientes:

- Reperfilamiento basal del canal en el o los tramos que corresponda.

- Reperfilamiento y revestimiento del canal en sección trapecial en el o los tramos que corresponda.

- Entubamiento del canal mediante tubería estructurada de HDPE 1.200mm, en el tramo que corresponda.

- Reutilización y/o reemplazo de obras especiales actuales, tales como alcantarillas en línea con el canal.

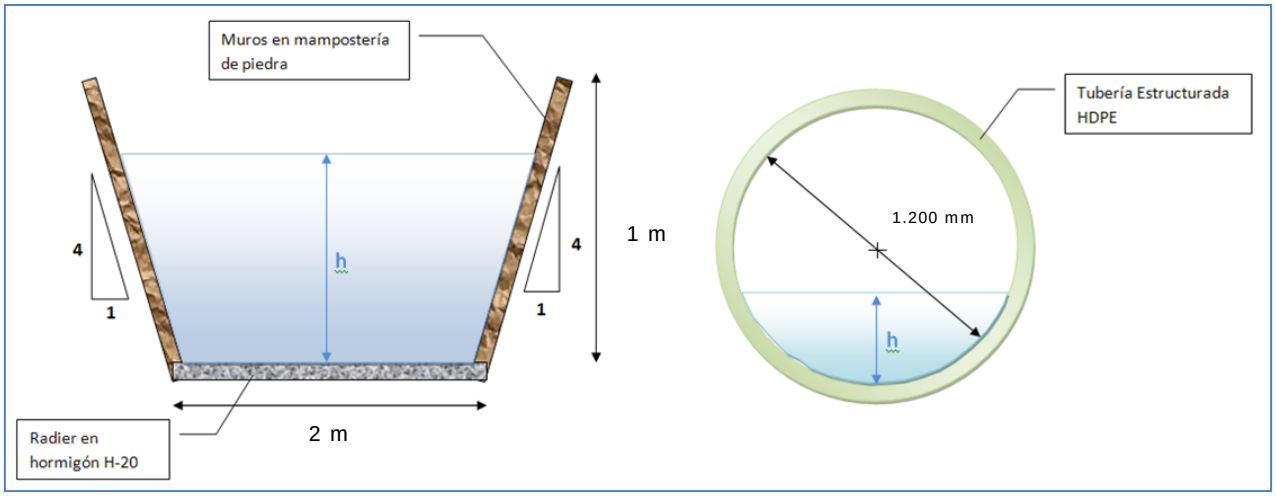
Conforme a lo anterior, la situación actual versus la situación de proyecto del canal Lo Rojas contempla, a lo largo de sus 14 km, la diferenciación de cuatro tramos de aducción, a saber:

CUADRO 14.6-1
TRAMOS CANAL LO ROJAS: SITUACIÓN S/PROYECTO VS. PROYECTADA

TRAMO	PK_{Inicio}	PK_{Fin}	SITUACIÓN ACTUAL	MEJORA PROPUESTA	ANÁLISIS y/o MODELACIÓN HEC-RAS CON PROYECTO
1	0+000	0+408	Canal trapecial excavado	Reperfilamiento basal y obra de aforo	Modelación conjunta HEC-RAS PK 0+000 al 0+522; obra de aforo: análisis hidráulico independiente.
2	0+408	0+522	Canal entubado en sección cajón	Sin mejoramientos proyectados	
3	0+522	0+750	Lagunilla de confluencias existente	Sin mejoramientos proyectados	Sin modelamiento en situación proyectada
4	0+750	0+840	Canal de toma y canal excavado / probemas de infiltración	Canal revestido; obras de aforo y remoción de arenas (desarenador)	Modelación conjunta HEC-RAS PK 0+750 al 14+100; obras especiales (aforo y desarenador): análisis hidráulico independiente.
5	0+840	10+300	Canal excavado / problemas de infiltración y derrumbes	Entubamiento del canal con tubería HDPE Estructurado	
6	10+300	14+100	Canal excavado / problemas de infiltración	Canal revestido en sección trapecial	
7	14+100	14+300	Quebrada de descarga a Canal El Mauco	Sin mejoramientos proyectados	Sin modelamiento en situación proyectada

Por su parte, las secciones de mejoramiento para los tramos revestidos en sección trapecial y circular son las que se esquematizan a continuación:

FIGURA 14.6-1
SECCIONES DE ESCURRIMIENTO PROYECTADAS PARA EL MEJORAMIENTO DEL CANAL LO ROJAS



La determinación del eje hidráulico con proyecto tiene los siguientes objetivos principales:

a) Establecer detalladamente los procedimientos de cálculo y justificar los supuestos y criterios adoptados.

b) Dimensionar las secciones hidráulicas adecuadas, tal que:

   a. Se obtenga la capacidad de porteo para un caudal de diseño equivalente a 1,2 m^3/s, en todo el canal.

   b. Se obtenga información sobre la carga hidráulica disponible para dimensionar las obras de entrega, de acuerdo a los derechos de agua correspondientes.

   c. Se obtengan velocidades de escurrimiento acordes a las máximas admisibles según el tipo de revestimiento, y que además permitan el autolavado.

   Nota: Los resultados del punto (c) quedarán fuertemente determinados por la limitación que presentan las pendientes actuales del canal Lo Rojas.

c) Entregar los resultados de la modelación y concluir en base a ellos.

Los antecedentes y fuentes bibliográficas utilizadas para el desarrollo del eje hidráulico fueron las siguientes:

- Perfil Longitudinal y perfiles transversales Canal Lo Rojas, Situación Actual: fichas de catastro de obras existentes y levantamiento topográfico efectuado.
- Hidráulica – Francisco Javier Domínguez S. (Editorial Universitaria, 6ª Edición).
- Hidráulica de Canales Abiertos – Ven Te Chow (Editorial Mc-Graw Hill, Edición 2004).
- Hidráulica de Canales – Guillermo Sotelo Ávila (UNAM, Facultad de Ingeniería, División Hidráulica / 1ª Edición, 2002).
- Manual de Hidráulica – J.M. de Acevedo, Guillermo Acosta, 1976 (Editorial HARLA, México).
- HEC-RAS 4.1 User's Manual – January 2010 (US army Corps of Engineers / Hydrologic Engineering Center).

14.6.2.2. Predimensionamiento de Secciones Revestidas

a) Bases de Cálculo y Criterios Generales

Tal como se ha mencionado anteriormente, se consultan dos tipos de sección revestida (trapecial y circular), para las que, considerando los trazados de proyecto en planta y elevación, se deben cumplir los siguientes requisitos:

- ✓ Sección trapecial revestida:
  - o Capacidad de porteo $Q_{Diseño} \geq 1,2\ m^3/s$
  - o Carga hidráulica suficiente en puntos de entrega predial.
  - o Revancha: en régimen de río → $R \geq \max(0,2\ m\ ;\ 0,15\ h)$
    en régimen de torrente → $R = 0,60+0,03\ v\ h^{1/3}$
  - o Velocidad media de escurrimiento → $v_{Autolavado} \leq v(m/s) \leq v_{Erosión}$
- ✓ Sección circular en HDPE Estructurado:
  - o Capacidad de porteo $Q_{Diseño} \geq 1,2 m^3/s$ tal que: $h/D \leq 0,7$ si $D \leq 1.000mm$; $h/D \leq 0,8$ si $D \geq 1.000mm$
  - o Carga hidráulica suficiente en puntos de entrega predial.
  - o Velocidad media de escurrimiento → $v_{Autolavado} \leq v(m/s) \leq v_{Erosión}$

Todo lo anterior donde:

R	: Revancha sección trapecial.
h	: Altura de escurrimiento.
v	: Velocidad media de escurrimiento.
$v_{Autolavado}$	: Velocidad de autolavado; se considera como mínimo equivalente a 0,60 m/s.
$v_{Erosión}$	: Velocidad erosiva; en términos generales se considera erosivo un escurrimiento con velocidades medias a partir de los 2,5 m/s para hormigón y mampostería, mientras que para PVC la erosión puede comenzar a partir de los 5 m/s.
D	: Diámetro interior tubería; para el caso de las tuberías HDPE Corrugadas es equivalente al diámetro nominal (DN).

Para obtener una buena aproximación de las dimensiones de las secciones señaladas, se recurre a un análisis seccional, basado las ecuaciones de Manning y de altura crítica:

Ecuación de Manning: $\frac{Q \cdot \bar{n}}{\sqrt{i}} = \Omega \cdot R_H^{2/3}$

Ecuación de Crisis: $\frac{v_c}{\sqrt{g \cdot D_H}} = 1$

donde:

- Q : Caudal.
  : Número de Manning ponderado.
- i : Pendiente longitudinal.
- Ω : Área mojada.
- R_H : Radio hidráulico, definido como la razón entre el área mojada y el perímetro mojado.
- v_c : Velocidad crítica.
- g : Aceleración de gravedad (9,81m/s^2).
- D_H : Profundidad hidráulica.

En referencia a los valores de rugosidad adoptados para los materiales de revestimiento que se consultan, de acuerdo con la bibliografía y experiencia en proyectos similares, se consideran los siguientes valores:

CUADRO 14.6-2
NÚMEROS DE MANNING ADOPTADOS SEGÚN MATERIAL DE REVESTIMIENTO

REVESTIMIENTO	Nº DE MANNING
HORMIGÓN EN RADIER	0,014
MAMPOSTERÍA DE PIEDRA EN MUROS	0,020
HDPE CORRUGADO	0,010

Para el caso de la sección trapecial, se considera un número de Manning ponderado, el cual es función de la altura normal, el perímetro mojado resultante (ψ_n) y las rugosidades individuales de los materiales involucrados, es decir:

$$\bar{n} = f(n_{Hormigón}, n_{Mampostería}, \psi_n)$$

En cuanto a las pendientes longitudinales de proyecto, en los tramos revestidos se han contemplado los siguientes valores:

CUADRO 14.6-3
PENDIENTES DE PROYECTO EN SECCIONES REVESTIDAS

PK_{Inicio}	PK_{Fin}	$i_{Proyecto}$ (m/m)	SECCIÓN
0+750	0+840	0.001	**SECCIÓN TRAPECIAL REVESTIDA**
0+840	1+775	0,001	**TUBERÍA HDPE CORRUGADA DN1200mm**
1+775	1+950	0,004	
1+950	2+575	0,001	
2+575	2+825	0,006	
2+825	2+975	0,001	
2+975	3+325	0,0007	
3+325	4+450	0,0006	
4+450	4+850	0,001	
4+850	5+000	0,0006	
5+000	5+300	0,0015	
5+300	5+400	0,0006	
5+400	5+700	0,0015	
5+700	6+225	0,0006	
6+225	6+500	0,002	
6+500	6+650	0,004	
6+650	7+850	0,001	
7+850	8+700	0,0007	
8+700	9+700	0,0012	
9+700	10+300	0,0009	
10+300	10+350	0,0009	**SECCIÓN TRAPECIAL REVESTIDA**
10+350	12+150	0,0006	
12+150	12+950	0,0008	
12+950	13+450	0,001	
13+450	13+625	0,0015	
13+625	13+825	0,002	
13+825	13+875	0,004	
13+875	13+975	0,008	
13+975	14+100	0,025	

a) Predimensionamiento Sección Trapecial Revestida

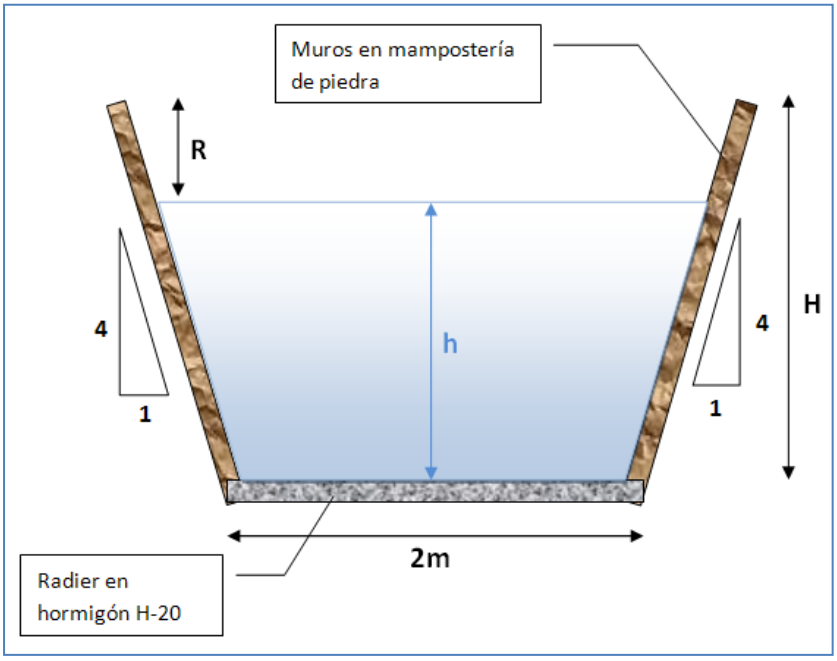
Dado que la principal condición limitante es la de capacidad, se realiza el análisis seccional para un caudal de 1,2m^3/s, con las diversas pendientes longitudinales de proyecto (para el caso del cálculo de la altura normal), según corresponda.

Cabe destacar que el canal actual posee un ancho basal medio en torno a los 2 m, debido a lo cual se ha creído conveniente mantener dicho ancho en la sección trapezoidal proyectada.

Para el caso de la revancha a imponer, ésta viene regida por el resultado del eje hidráulico, por lo que la mínima necesaria se obtendrá con la modelación en HEC-RAS.

Con todo esto, se tiene la siguiente geometría a verificar:

FIGURA 14.6-2
SECCIÓN TRAPECIAL REVESTIDA A VERIFICAR MEDIANTE ANÁLISIS HIDRÁULICO SECCIONAL



Así, para las diferentes pendientes proyectadas en el sector donde el canal irá revestido abierto, se obtienen los siguientes resultados hidráulicos.

CUADRO 14.6-4
ANÁLISIS HIDRÁULICO SECCIONAL – SECCIÓN TRAPECIAL REVESTIDA PROYECTADA

$i_{Proyecto}$ (m/m)	Q (m/s)	b (m)	TALUDES LATERALES H:V	y_{normal} (m)	v_{Normal} (m/s)	$y_{crítico}$ (m)	$v_{crítica}$ (m/s)	RÉGIMEN HIDRÁULICO
0,0006	1,2	2	1:4	0,66	0,84	0,33	1,76	RÍO
0,0007	1,2	2	1:4	0,62	0,89	0,33	1,76	RÍO
0,001	1,2	2	1:4	0,55	1,02	0,33	1,76	RÍO
0,002	1,2	2	1:4	0,43	1,31	0,33	1,76	RÍO
0,025	1,2	2	1:4	0,19	3,12	0,33	1,76	TORRENTE
0,06	1,2	2	1:4	0,14	4,16	0,33	1,76	TORRENTE

Según se aprecia, tanto las alturas como las velocidades de escurrimiento se encuentran dentro de los rangos admisibles, por lo que la sección trapecial predimensionada será verificada en la modelación HEC-RAS; por su parte, con las cargas hidráulicas calculadas en los puntos de saque, se dimensionarán las obras de entrega correspondientes.

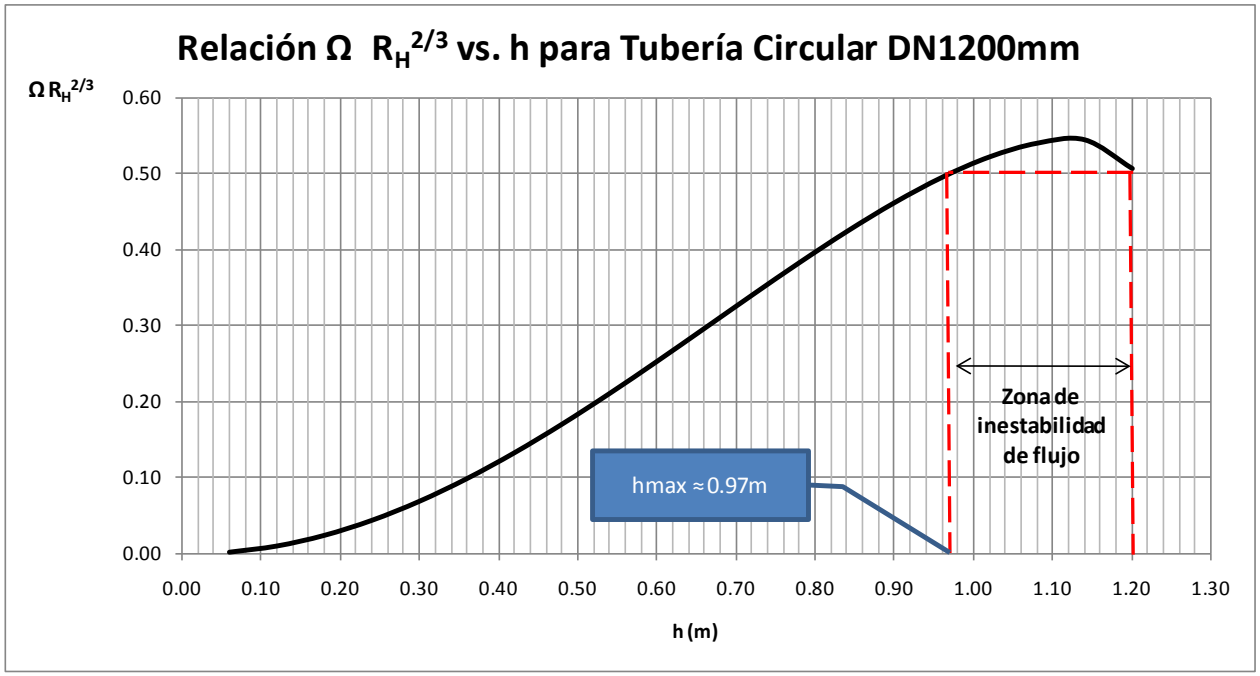
b) Predimensionamiento Sección Circular

Análogamente al caso trapecial, se realiza el análisis del flujo en tubería, con el caudal de diseño (1,2 m^3/s) para las distintas pendientes de diseño contempladas dentro del tramo entubado.

Tanteos preliminares indican que, dadas las condicionantes de diseño, la sección más adecuada corresponde a una de diámetro 1.200mm, la cual será verificada con la modelación con Hec Ras.

Es importante recordar que el hecho de restringir la altura de escurrimiento mediante la verificación de la desigualdad (h/D) ≤ 0,8 en tuberías con D≥1.000mm, responde al resultado del análisis $Q \cdot R_H^{2/3}$ vs. H. Este análisis indica la altura de escurrimiento a partir de la cual se ingresa a la zona de inestabilidad de flujo. A continuación se muestran los resultados del análisis señalado para la tubería DN 1.200mm:

FIGURA 14.6-3
JUSTIFICACIÓN GRÁFICA PARA LIMITAR h/D≤0.8
EN TUBERÍA D= 1.200 mm



Con todo esto, los resultados del análisis seccional de la tubería DN1200mm son los que se muestran a continuación:

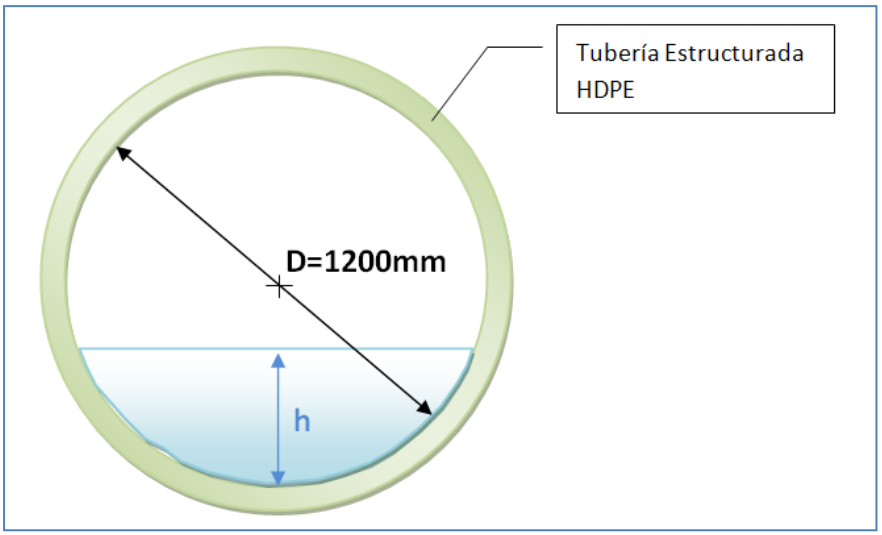
CUADRO 14.6-5
ANÁLISIS HIDRÁULICO SECCIONAL – SECCIÓN CIRCULAR PROYECTADA, TUBERÍA ESTRUCTURADA HDPE DN1200mm

$i_{Provecto}$ (m/m)	y_{normal} (m)	$(y/D)_{Normal}$	v_{Normal} (m/s)	$y_{crítico}$ (m)	$(y/D)_{Crítico}$	$v_{crítica}$ (m/s)	RÉGIMEN HIDRÁULICO
0,0006	0,95	0,79	1,25	0,60	0,50	2,14	RÍO
0,001	0,77	0,65	1,55	0,60	0,50	2,14	RÍO
0,0012	0,73	0,61	1,67	0,60	0,50	2,14	RÍO
0,004	0,51	0,42	2,62	0,60	0,50	2,14	TORRENTE
0,006	0,46	0,38	3,05	0,60	0,50	2,14	TORRENTE

Según se aprecia, tanto las alturas como las velocidades de escurrimiento se encuentran dentro de los rangos admisibles, por lo que la sección entubada DN 1.200 mm será verificada en la modelación HEC-RAS; por su parte, con

las cargas hidráulicas calculadas en los puntos de saque, se dimensionarán las obras de entrega correspondientes.

FIGURA 14.6-4
SECCIÓN CIRCULAR PREDIMENSIONADA PARA VERIFICACIÓN EN MODELO HEC-RAS



14.6.2.3. Implementación Hec Ras a las Condiciones de Diseño

a) General: sobre el Software, Datos de Entrada y Parámetros Hidráulicos de Modelación

La modelación a través de Hec Ras se efectúa considerando los siguientes parámetros de entrada:

- **Perfiles transversales de proyecto:** Geometría dada por el predimensionamiento de las secciones señaladas en el capítulo anterior.

- **Elevación de los perfiles:** Cotas dadas tanto por las condiciones del trazado actual del canal Lo Rojas y el reperfilamiento basal de proyecto.

- **Rugosidades:** Vienen dadas por los materiales de revestimiento proyectado, cuyos números de Manning se consideran según fuera indicado anteriormente.

- **Coeficientes de Expansión/Contracción:** se utilizan los que el programa sugiere por defecto, esto es:
  - Coeficiente de Contracción: 0,1
  - Coeficiente de Expansión: 0,3

- **ROB y LOB:** tratándose respectivamente de las siglas en ingles “Right Over Bank” y “Left Over Bank”, corresponden al valor que toman las abscisas para delimitar el lecho (en este caso, el fondo) y las riberas del canal (en este caso, los muros).

- **Caudales:** se contemplan, básicamente, tres tipos de caudales para la modelación, a saber:

  - Caudal de Diseño o capacidad: aquél que para el cual fueron diseñadas las secciones, y que recorre el canal en toda su longitud sin disminuciones por pérdidas o entregas a riego; equivale a 1,2 m^3/s.
  - Caudal de operación en temporada de riego: corresponde a aquél con que opera el canal cuando se utiliza para riego; este caudal asciende a 1 m^3/s, equivalente a los derechos de agua otorgados al canal.
  - Caudales de entrega: son los que, por derecho otorgado a cada regante, se extraen del canal en la temporada de riego, cuando éste opera con $1m^3/s$.

  En consecuencia, para los caudales de operación ($Q_{Operación}$) y entrega (q_i), se cumple que:

$$\sum_i q_i = Q_{Operación}$$

- **Condición de Flujo:** corresponde al de tipo estacionario, para el cual HEC-RAS efectúa sus cálculos mediante la solución de las ecuaciones de energía y momentum, donde las pérdidas friccionales se evalúan con la fórmula de Manning, mientras que las pérdidas singulares se estiman mediante la aplicación de factores de contracción y expansión de las secciones.

- **Condiciones de Borde:** aquéllas necesarias para la partida del cálculo del eje hidráulico; el programa ofrece variadas alternativas, las que se escogen de manera adecuada por el modelador, según cada caso.

  En este sentido, las condiciones de borde se establecen de modo de evitar un cálculo forzado del eje, haciendo tender, ya sea a escurrimientos demasiado peraltados o, en el otro extremo, demasiado deprimidos.

- **Régimen Hidráulico de Cálculo:** dependiendo de las condiciones de borde establecidas, el régimen podrá ser supercrítico, subcrítico o mixto.

b) Tramos de Modelación

Tal como fuera explicado anteriormente, se implementan 2 modelaciones independientes, a saber:

- Modelo HEC-RAS Tramo PK 0+000 al 0+522 – Situación con Proyecto: consiste en evaluar hidráulicamente el tramo incluido con la mejora de reperfilamiento con pendiente única de la base en la sección excavada del canal (no se contempla la ejecución de revestimientos).

- Modelo HEC-RAS Tramo PK 0+750 al 14+100 – Situación con Proyecto: se evalúa hidráulicamente la solución propuesta de revestir todo el canal en dicho tramo, tanto con sección trapecial revestida en hormigón y mampostería (radier y muros laterales, respectivamente) como con sección circular en tubería HDPE estructurada DN 1.200mm.

A continuación se aborda de forma separada la implementación de las modelaciones señaladas.

- **Modelación HEC-RAS Tramo PK 0+000 al 0+522**

Para implementar la mejora de reperfilamiento basal, se escogió una pendiente uniforme del 0.7‰ en el sentido del flujo. Luego, a partir del perfil longitudinal de terreno, se obtiene la siguiente tabla, en que se muestran tanto las cotas de terreno actual como las de proyecto, junto a las alturas de relleno correspondientes:

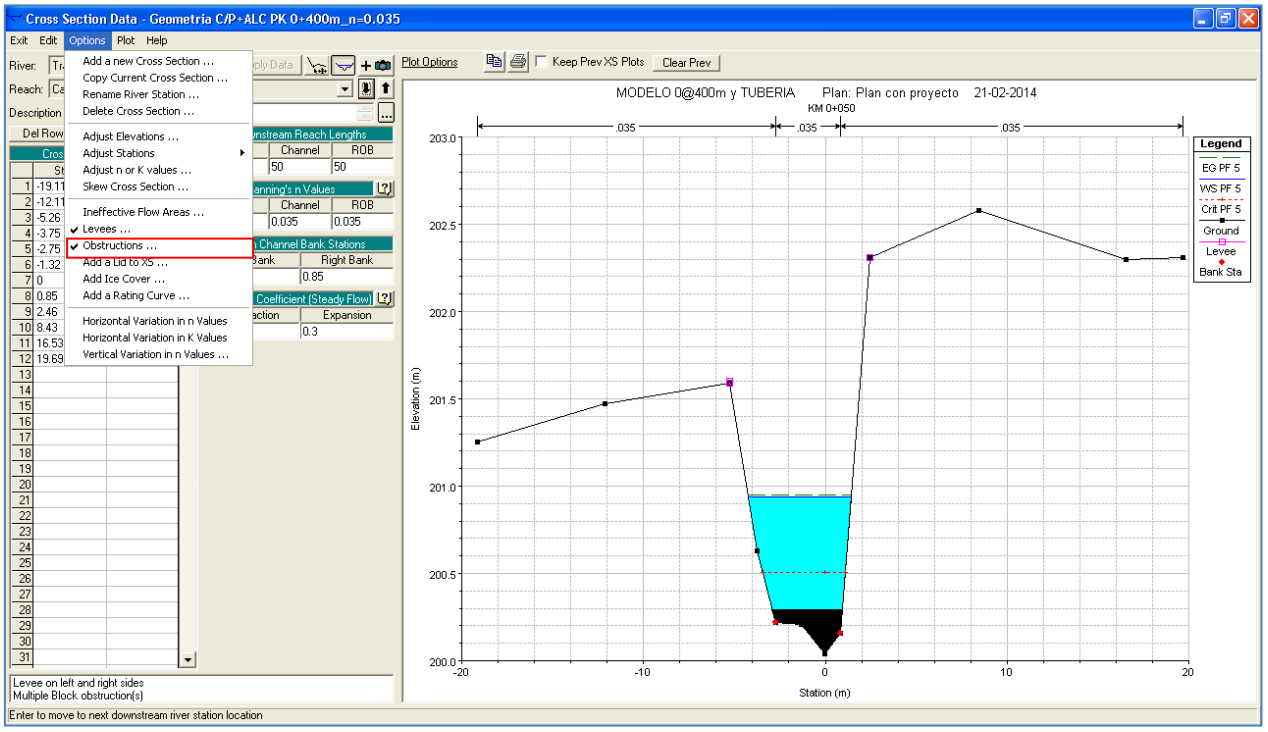
CUADRO 14.6-6
COTAS DE FONDO ACTUAL Y DE REPERFILAMIENTO CANAL LO ROJAS, TRAMO 0+000 al 0+522 – SITUACIÓN CON PROYECTO

PK	$Z_{fondo\ Actual}$ (msnm)	$Z_{Reperfilamiento}$ (msnm)	$\Delta Z_{Reperfilamiento}$ (m)
0+050	200,04	200,317	0,277
0+100	200,08	200,282	0,202
0+150	200,1	200,247	0,147
0+200	200,1	200,212	0,112
0+250	200,07	200,177	0,107
0+300	200,02	200,142	0,122
0+350	199,86	200,107	0,247
0+400	199,95	200,072	0,122

Como se aprecia, sólo se propone reperfilar la base del canal desde el PK 0+050, pues el perfil 0+000 modela la aproximación natural del estero al canal.

Dicho lo anterior, conocidas las cotas basales reperfiladas, la implementación de la mejora en el modelo hidráulico HEC-RAS se realiza mediante la aplicación del comando “Obstructions” a los perfiles de la situación actual. Con esto, el modelo genera una obstrucción basal que, al interpolarla con las obstrucciones de las secciones antecesora y sucesora, genera una nueva superficie de escurrimiento y, por ende, una nueva área efectiva de escurrimiento.

FIGURA 14.6-5
MODELACIÓN HEC-RAS DE REPERFILAMIENTO BASAL MEDIANTE EL COMANDO "OBSTRUCTIONS"



Dado que se busca evaluar la aptitud de la mejora para el caudal de diseño, se ejecutará el modelo con un caudal de 1,2 m^3/s. Los resultados correspondientes y las conclusiones obtenidas a partir de ellos se muestran en los siguientes capítulos.

Hasta este punto cabe recordar que el tramo en cuestión no posee puntos de entrega a riego, por lo que sólo se verifica que la mejora no afecte negativamente la capacidad de diseño.

- **Modelación HEC-RAS Tramo PK 0+740 al 14+100**

En este caso, se construyeron en el modelo HEC-RAS las secciones trapecial y circular señaladas en el capítulo anterior, cuyas cotas basales se obtuvieron del trazado longitudinal de la rasante de proyecto con las pendientes indicadas anteriormente.

A lo anterior, se suma la inclusión de las alcantarillas en línea existentes en el tramo trapecial abierto que se contempla se mantendrán en línea con el canal proyectado; se asume que sus cotas de radier de ingreso y salida coincidirán con las del revestimiento proyectado en los puntos correspondientes. Estas obras habrán de ser evaluadas en cuanto a su comportamiento bajo condición de diseño (1,2 m^3/s) y, en caso de ser necesario, se propondrá el reemplazo de ellas por secciones adecuadas, también objeto de modelación.

El siguiente cuadro resume las alcantarillas actuales que, bajo situación proyectada, se contempla irán en línea con el canal:

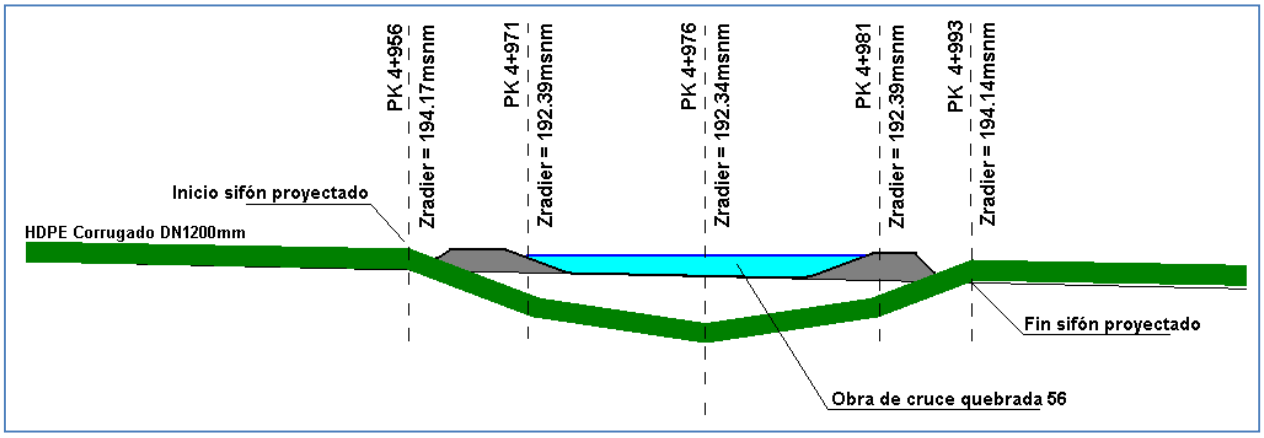
CUADRO 14.6-7
ALCANTARILLAS ACTUALES MODELADAS PARA SITUACIÓN CON PROYECTO

FICHA OBRA	PK_{Inicio}	$L_{Modelación}$ (m)	ϕ_{Actual} (m)	MATERIAL ACTUAL	$i_{Proyecto}$
6	0+950	60	1,4	Metal corrugado	0,001
70	6+407	29	1,5	Metal corrugado	0,0006
148	11+715	8,4	0,90	metálica	0,0006
151	12+117	11,6	0,90	metálica	0,0006
153	12+200	14	0,90	metálica	0,0008
157	12+344	12,0	1,00	metálica	0,0008
181	13+702	6,2	1,00	metálica	0,002

A las obras señaladas, se suma la modelación de un sifón invertido proyectado en el PK 4+476, para cruzar de forma enterrada el cruce de quebrada definido en la Ficha Nº56. Este sifón se contempla en 40m de tubería HDPE corrugado DN1200mm, el cual es capaz de soportar hasta 5mca de presión interna (las pruebas de estanqueidad se efectúan bajo dicha presión). En la Figura 1.6-6 se esquematiza la solución comentada.

Nota: *Es muy importante dejar establecido que en esta modelación no se incluyen las obras especiales de aforo y de remoción de arenas; estas unidades se evaluarán y diseñarán hidráulicamente más adelante, obras para las cuales los resultados de esta modelación servirán de input.*

FIGURA 14.6-6
ESQUEMA SIFÓN INVERTIDO PROYECTADO – CRUCE DE QUEBRADA FICHA 56



Nota: valores de kilometrajes y cotas redondeados.

Este sifón invertido se modelará en HEC-RAS a través de la opción *LID*, con rugosidad de Manning de 0.01, cuidando que todo el caudal quede confinado a la sección circular. Además, dado que se tata de secciones en presión, se chequea el cuadro “Priessmann Slot”.

Con todo lo anterior, en total, se ingresaron más de 100 nuevos perfiles, cada uno representando ya sea puntos de entrega, cambios de sección transversal, cambios de pendiente longitudinal o perfiles auxiliares de modelación.

Cabe destacar que los cambios de sección, si bien en la realidad deben proyectarse mediante transiciones, en la modelación se consideraron cambios abruptos, lo cual, desde el punto de vista de la verificación hidráulica, se trata de un criterio conservador.

El modelo se ejecutará bajo el escenario en que el canal portea su caudal de capacidad ($1{,}2 m^3/s$), con alcantarillas existentes según cuadro anterior. Con esto se busca evaluar tanto las secciones proyectadas en tubería HDPE 1200 mm y trapecio abierto revestido, como las alcantarillas en línea existentes modeladas según lo indica la tabla recién citada.

En el caso que las alcantarillas evaluadas no respondan de manera adecuada, se volverá a ejecutar la modelación, esta vez con secciones de cruce nuevas a proponer.

- **RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 0+000 al 0+522**

- Caudal : 1.2m^3/s
- Geometría : Actual + reperfilamiento basal.
- Condición de Borde Aguas Arriba : Altura crítica
- Condición de Borde Aguas Abajo : Altura Normal (i=0,0007)
- Régimen Hidráulico para Ejecución : Mixto
- Interpolación de Secciones : No

En las siguientes figuras se muestran las secciones transversales de escurrimiento y el perfil longitudinal del eje hidráulico calculado; posteriormente, se entrega el cuadro de resultados numéricos y comentarios.

FIGURA 14.6-7
RESULTADO EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PK 0+000 al 0+522 – SECCIONES TRANSVERSALES CON PROYECTO (Q=1,2 m^3/s)

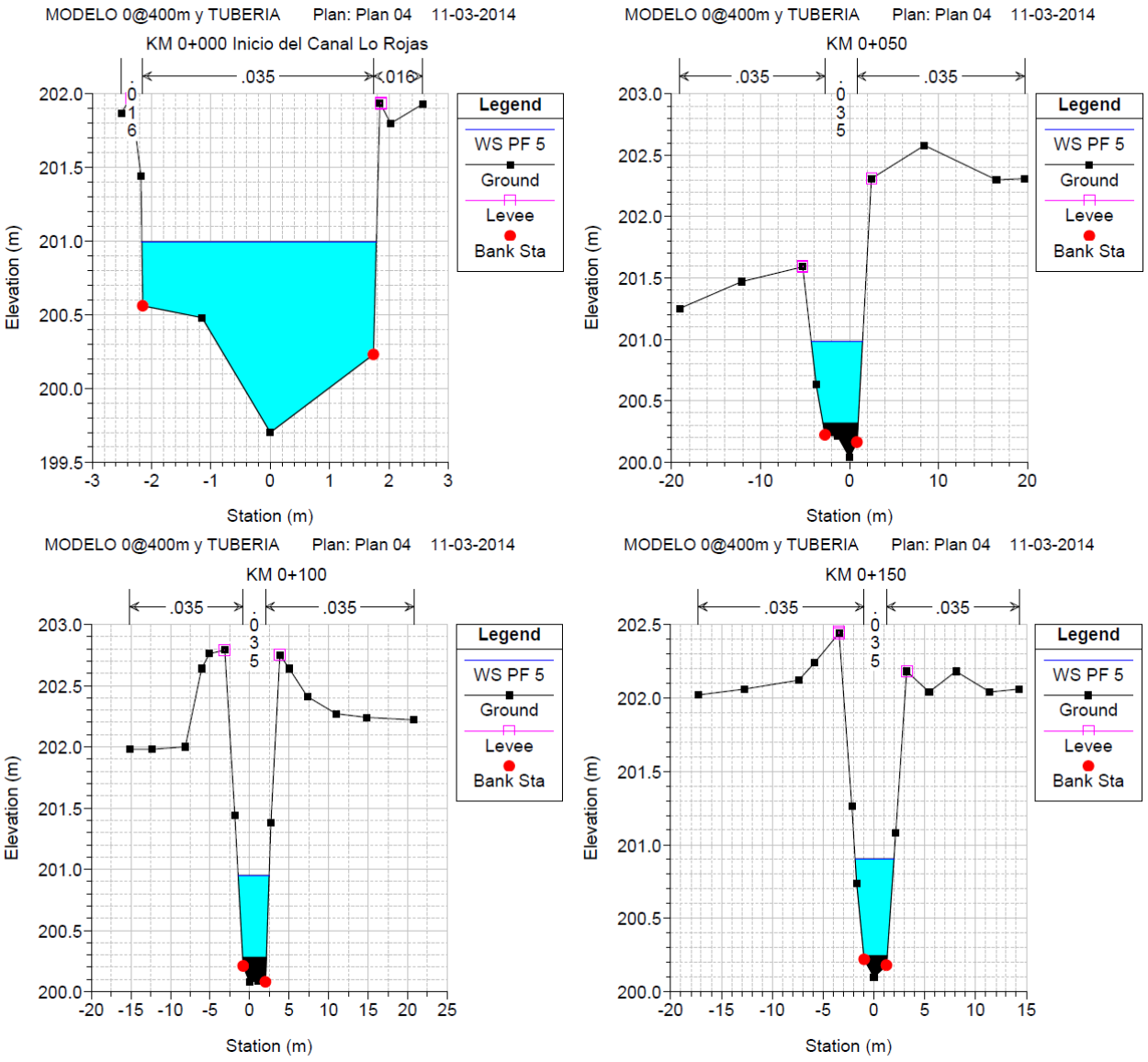


FIGURA 14.6-7 (Continuación)

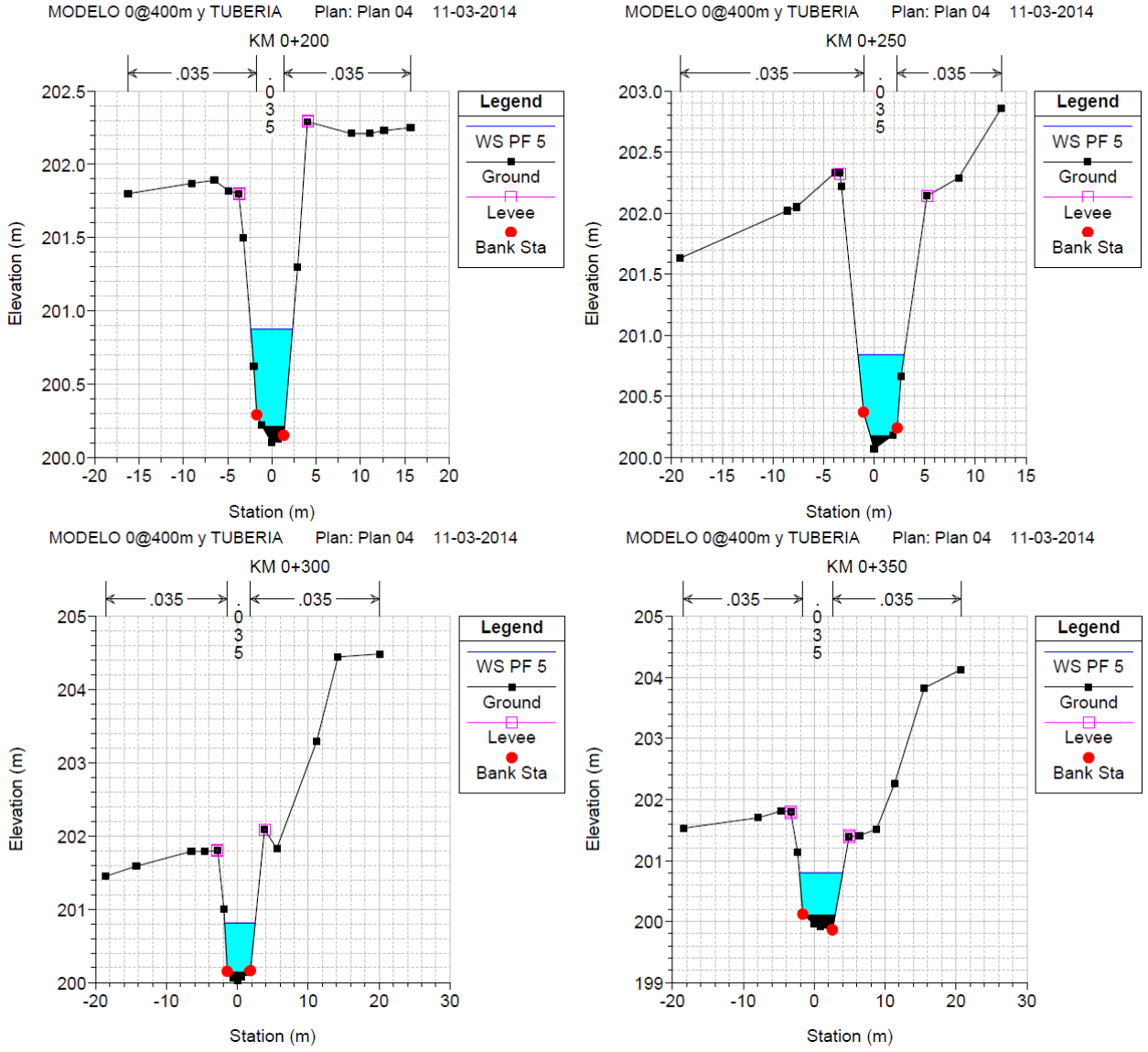
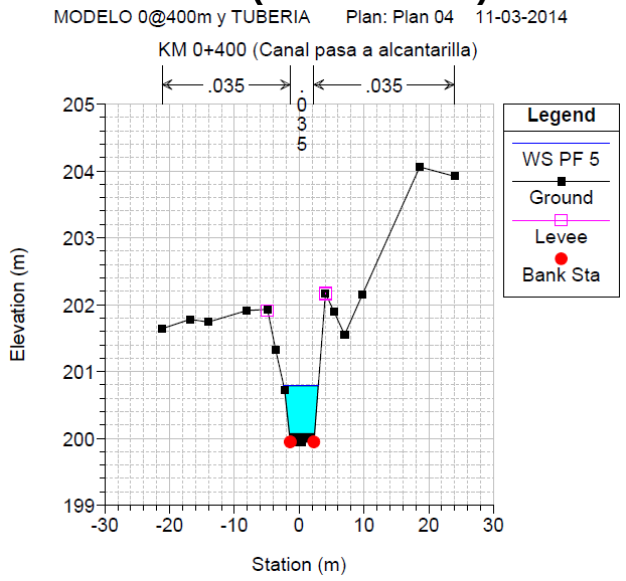
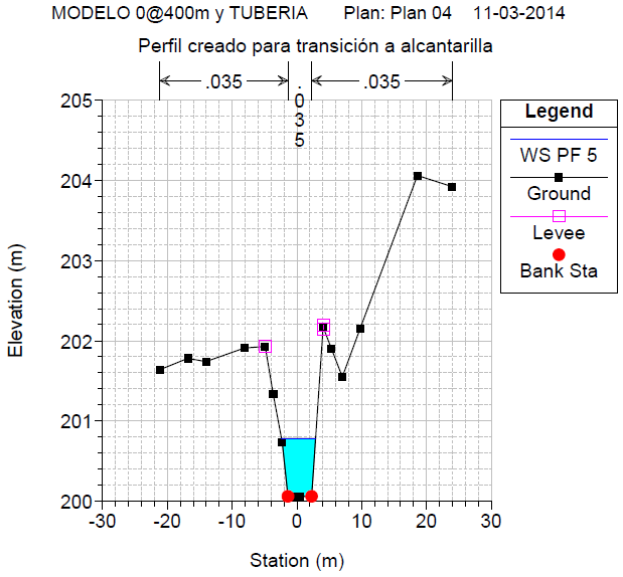
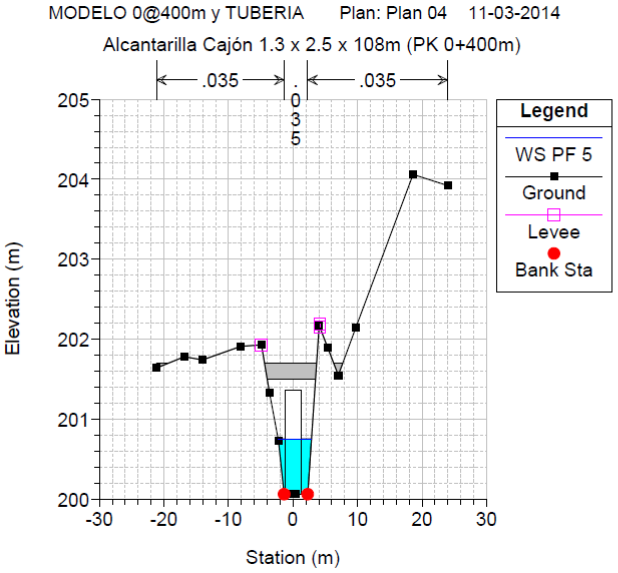
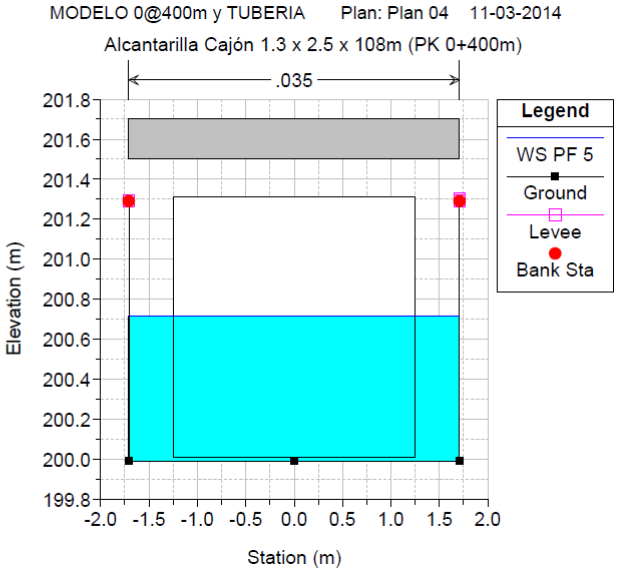


FIGURA 14.6-7 (Continuación)









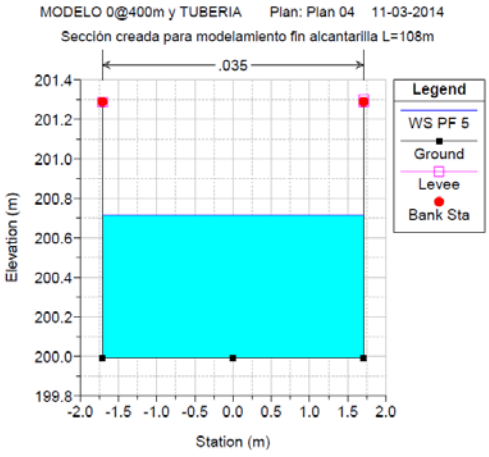
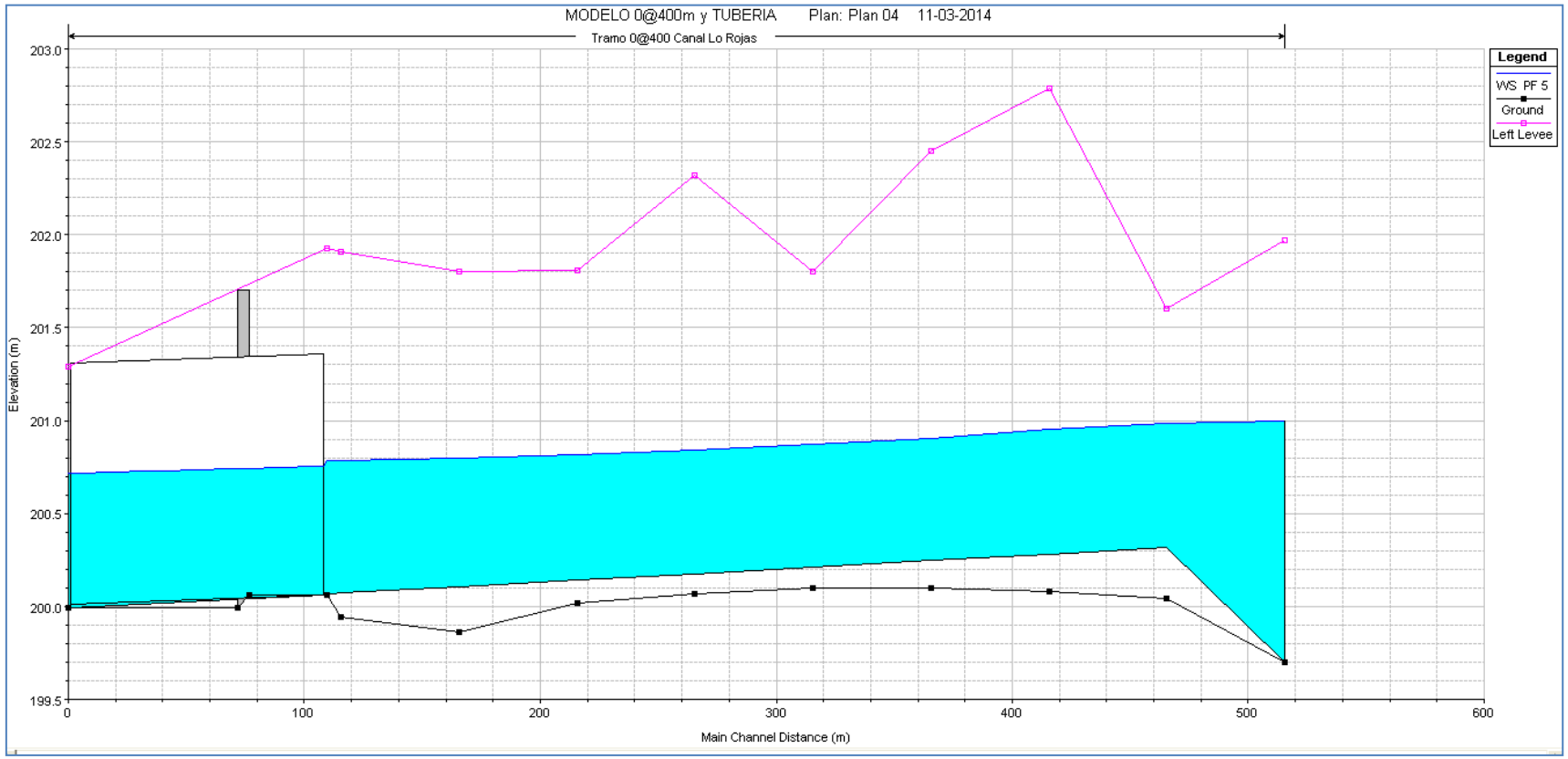


FIGURA 14.6-8
RESULTADO EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PK 0+000 al 0+522 – PERFIL LONGITUDINAL CON PROYECTO (Q=1,2m^3/s)



CUADRO 14.6-8
EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS TRAMO PK 0+000 al 0+522 – SITUACIÓN CON PROYECTO (Q=1,2m^3/s)

PK	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	$Z_{Coronamiento\ Izq.}$ (msnm)	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
0	1,2	199,7	201	201,97	201	0,00022	0,36	3,34	3,95	0,12
-50	1,2	200,32	200,98	201,6	200,99	0,000345	0,4	3,29	5,77	0,16
-100	1,2	200,28	200,95	202,79	200,97	0,000677	0,57	2,32	3,92	0,22
-150	1,2	200,25	200,91	202,45	200,93	0,000961	0,67	2,05	3,83	0,26
-200	1,2	200,21	200,87	201,8	200,89	0,000596	0,52	2,53	4,71	0,21
-250	1,2	200,18	200,84	202,32	200,86	0,000632	0,53	2,44	4,57	0,21
-300	1,2	200,14	200,81	201,81	200,83	0,000547	0,51	2,53	4,31	0,2
-350	1,2	200,11	200,8	201,8	200,81	0,00025	0,35	3,69	6,11	0,14
-400	1,2	200,07	200,78	201,91	200,79	0,000315	0,4	3,26	5,32	0,15
-406	1,2	200,06	200,78	201,93	200,79	0,000318	0,41	3,2	5,26	0,15
-407,57	ALCANTARILLA SECCIÓN CAJÓN RECTANGULAR									
-515,6	1,2	199,99	200,72	201,29	200,73	0,0007	0,48	2,49	3,42	0,18

- **Comentarios y Conclusiones de los Resultados de la Modelación del Tramo PK 0+000 al 0+522**

A partir de los resultados obtenidos, se puede comentar y/o concluir lo siguiente:

i. Para la situación con proyecto, la capacidad del canal para 1,2 m^3/s queda verificada con holgura.

ii. La pendiente de reperfilamiento (1 ‰) se ajusta de buena manera al terreno en su situación actual, por lo que las obras requeridas son de muy bajo impacto.

iii. Para la pendiente del 1 ‰ reperfilada en el tramo modelado, el escurrimiento se desarrolla en régimen de río con velocidades por sobre y debajo la velocidad de autolavado.

No obstante lo anterior, se acepta la solución propuesta, ya que no se justifica disminuir la sección o modificar de forma más severa la pendiente actual del canal en el tramo modelado, para aumentar las velocidades de escurrimiento.

- **RESULTADOS MODELACIÓN TRAMO 0+750 al 14+100**

Se ejecuta el modelo bajo las siguientes condicionantes:

- Caudal : 1,2m^3/s uniforme
- Geometría : Proyectada según tramo
- Condición de Borde Aguas Arriba : Altura Normal (i=0.001)
- Condición de Borde Aguas Abajo : Altura Crítica
- Régimen Hidráulico para Ejecución : Mixto
- Interpolación de secciones : Sí

Dado que se trata de más de 100 perfiles modelados, los resultados de la modelación se resumen en el Cuadro 14.6-9. En él se destacan, además de los tramos entubado y abierto, la longitud *"sifoneada"*, la que se resalta en amarillo.

CUADRO 14.6-9
EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS TRAMO PK 0+740 al 14+100 – SITUACIÓN CON PROYECTO (Q=1,2 m^3/s), ALCANTARILLAS ACTUALES

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
Salida BT: Canal trapecial revestido	750	199.56	200.47	0.91	N/A	200.48	0.00017	0.52	2.29	2.50	0.18
	750.01	199.56	200.46	0.90	N/A	200.48	0.00012	0.65	2.02	2.45	0.22
	835	199.47	200.46	0.99	N/A	200.48	0.00004	0.59	2.23	2.50	0.19
	839.99	199.46	200.46	1.00	N/A	200.48	0.00009	0.59	2.23	2.48	0.19
CANAL EN TUBERÍA ESTRCUTURADA HDPE DN1200mm	840	199.46	200.38	0.92	0.77	200.47	0.00064	1.29	0.93	1.01	0.43
	949.99	199.35	200.32	0.97	0.81	200.39	0.00059	1.23	0.97	0.95	0.40
	950	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 6									
	1010.01	199.29	200.07	0.78	0.65	200.19	0.00100	1.55	0.77	1.14	0.56
	1238.5	199.06	199.84	0.78	0.65	199.96	0.00101	1.56	0.77	1.15	0.57
	1360.5	198.94	199.71	0.77	0.64	199.84	0.00103	1.57	0.76	1.15	0.57
	1365	198.94	199.70	0.76	0.63	199.83	0.00103	1.57	0.76	1.15	0.57
	1775	198.53	199.13	0.60	0.50	199.36	0.00229	2.14	0.56	1.20	1.00
	1906.5	198.00	198.63	0.63	0.52	198.83	0.00197	2.02	0.59	1.19	0.82
	1950	197.83	198.60	0.77	0.64	198.73	0.00101	1.56	0.77	1.15	0.57
	2575	197.20	197.80	0.60	0.50	198.03	0.00230	2.14	0.56	1.20	1.00
	2757.1	196.11	196.69	0.58	0.48	196.94	0.00250	2.21	0.54	1.20	1.05
	2825	195.70	196.58	0.88	0.73	196.67	0.00073	1.36	0.88	1.07	0.47
	2975	195.55	196.47	0.92	0.77	196.56	0.00065	1.29	0.93	1.01	0.43
	3325	195.31	196.24	0.93	0.78	196.33	0.00062	1.27	0.95	0.99	0.42
	3963.4	194.92	195.82	0.90	0.75	195.91	0.00068	1.32	0.91	1.04	0.44
	4025.2	194.88	195.77	0.89	0.74	195.86	0.00069	1.33	0.90	1.05	0.45
	4037	194.87	195.77	0.90	0.75	195.86	0.00069	1.33	0.90	1.05	0.45
	4042	194.87	195.76	0.89	0.74	195.85	0.00069	1.33	0.90	1.05	0.45
	4056	194.86	195.75	0.89	0.74	195.84	0.00070	1.34	0.90	1.05	0.45
	4222.1	194.76	195.62	0.86	0.72	195.72	0.00075	1.38	0.87	1.08	0.48
	4314.8	194.71	195.55	0.84	0.70	195.65	0.00081	1.42	0.84	1.10	0.50
	4450	194.63	195.42	0.79	0.66	195.53	0.00096	1.53	0.79	1.14	0.55

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	4456.6	194.62	195.41	0.79	0.66	195.53	0.00096	1.53	0.79	1.14	0.55
	4606.9	194.47	195.26	0.79	0.66	195.38	0.00093	1.51	0.79	1.13	0.54
	4850	194.23	195.04	0.81	0.68	195.15	0.00087	1.47	0.82	1.12	0.52
	4885.6	194.21	195.01	0.80	0.67	195.12	0.00091	1.50	0.80	1.13	0.53
	4955.5	194.17	194.93	0.76	0.63	195.06	0.00106	1.59	0.75	1.16	0.58
	4970.5	192.39	194.97	2.58	N/A	195.03	0.00057	1.06	1.13	Sifón	0.21
	4975.75	192.34	194.97	2.63	N/A	195.02	0.00057	1.06	1.13	Sifón	0.21
	4981	192.39	194.96	2.57	N/A	195.02	0.00057	1.06	1.13	Sifón	0.21
	4993	194.14	194.85	0.71	0.59	195.00	0.00135	1.75	0.69	1.17	0.67
	4995.6	194.14	194.84	0.70	0.58	195.00	0.00134	1.74	0.69	1.17	0.66
	5000	194.14	194.84	0.70	0.58	194.99	0.00137	1.76	0.68	1.17	0.67
	5119.4	193.96	194.68	0.72	0.60	194.83	0.00124	1.69	0.71	1.17	0.64
	5300	193.69	194.48	0.79	0.66	194.60	0.00094	1.52	0.79	1.13	0.54
	5362.9	193.65	194.41	0.76	0.63	194.54	0.00107	1.60	0.75	1.16	0.59
	5400	193.63	194.35	0.72	0.60	194.50	0.00121	1.68	0.72	1.17	0.63
	5413.9	193.61	194.34	0.73	0.61	194.48	0.00119	1.66	0.72	1.17	0.62
	5494.3	193.48	194.25	0.77	0.64	194.38	0.00106	1.59	0.76	1.15	0.58
	5700	193.17	194.07	0.90	0.75	194.16	0.00069	1.33	0.90	1.04	0.45
	5746.2	193.15	194.04	0.89	0.74	194.13	0.00070	1.34	0.90	1.05	0.45
	5829.9	193.10	193.98	0.88	0.73	194.07	0.00072	1.36	0.88	1.06	0.46
	5833.6	193.10	193.97	0.87	0.73	194.07	0.00072	1.36	0.88	1.06	0.46
	6225	192.86	193.60	0.74	0.62	193.74	0.00116	1.65	0.73	1.16	0.61
	6406.99	192.50	193.31	0.81	0.68	193.42	0.00088	1.47	0.82	1.12	0.52
	6407	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 70									
	6436.1	192.44	193.07	0.63	0.52	193.27	0.00193	2.01	0.60	1.19	0.81
	6500	192.31	192.91	0.60	0.50	193.14	0.00223	2.12	0.57	1.20	0.99
	6650	191.71	192.49	0.78	0.65	192.61	0.00098	1.54	0.78	1.14	0.56
	7005.3	191.36	192.14	0.78	0.65	192.26	0.00097	1.53	0.78	1.14	0.55
	7384.9	190.97	191.78	0.81	0.68	191.89	0.00091	1.50	0.80	1.13	0.53
	7850	190.51	191.40	0.89	0.74	191.49	0.00071	1.35	0.89	1.05	0.46
	8700	189.92	190.65	0.73	0.61	190.79	0.00116	1.64	0.73	1.16	0.61

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	9234.2	189.27	190.02	0.75	0.63	190.15	0.00113	1.63	0.73	1.16	0.60
	9469.8	188.99	189.75	0.76	0.63	189.88	0.00107	1.60	0.75	1.16	0.58
	9700	188.72	189.52	0.80	0.67	189.63	0.00091	1.49	0.80	1.13	0.53
	9806.7	188.62	189.42	0.80	0.67	189.53	0.00093	1.51	0.80	1.13	0.54
	9951.6	188.49	189.27	0.78	0.65	189.39	0.00097	1.53	0.78	1.14	0.55
	9969.6	188.47	189.26	0.79	0.66	189.38	0.00098	1.54	0.78	1.14	0.56
	10172.9	188.29	189.03	0.74	0.62	189.17	0.00117	1.65	0.73	1.16	0.61
	10300	188.18	188.77	0.59	0.49	189.01	0.00229	2.14	0.56	1.20	1.00
CANAL TRAPECIAL ABIERTO / b=2m ; H:V = 1:4	10300.1	188.18	188.79	0.61	N/A	188.84	0.00046	0.97	1.32	2.31	0.39
	10350	188.13	188.77	0.64	N/A	188.81	0.00040	0.93	1.38	2.32	0.37
	10531.1	188.02	188.70	0.68	N/A	188.74	0.00032	0.87	1.48	2.34	0.33
	10631.8	187.96	188.68	0.72	N/A	188.71	0.00028	0.83	1.56	2.36	0.31
	10945.4	187.77	188.61	0.84	N/A	188.64	0.00016	0.70	1.85	2.42	0.24
	11468.6	187.46	188.56	1.10	N/A	188.58	0.00006	0.53	2.51	2.50	0.16
	11714.9	187.31	188.55	1.24	N/A	188.56	0.00004	0.47	2.85	2.50	0.14
	11715	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 148									
	11723.4	187.31	188.35	1.04	N/A	188.37	0.00008	0.56	2.36	2.50	0.18
	12110	187.08	188.33	1.25	N/A	188.34	0.00004	0.47	2.89	2.50	0.13
	12117	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 151									
	12150	187.05	188.14	1.09	N/A	188.15	0.00007	0.54	2.47	2.50	0.17
	12199.9	187.01	188.14	1.13	N/A	188.15	0.00006	0.52	2.56	2.50	0.16
	12200	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 153									
	12214.1	187.00	187.91	0.91	N/A	187.93	0.00012	0.65	2.02	2.45	0.22
	12265.2	186.96	187.90	0.94	N/A	187.92	0.00011	0.62	2.11	2.47	0.20
	12334.6	186.90	187.90	1.00	N/A	187.91	0.00009	0.59	2.24	2.50	0.19
	12344	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 157									
	12360.9	186.88	187.41	0.53	N/A	187.47	0.00078	1.13	1.12	2.26	0.50
	12513.5	186.76	187.28	0.52	N/A	187.35	0.00078	1.14	1.11	2.26	0.50
	12570.9	186.71	187.24	0.53	N/A	187.30	0.00079	1.14	1.11	2.26	0.50
	12660.5	186.64	187.16	0.52	N/A	187.23	0.00080	1.14	1.11	2.26	0.51
	12662.8	186.64	187.16	0.52	N/A	187.23	0.00080	1.14	1.11	2.26	0.51

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	12672.7	186.63	187.15	0.52	N/A	187.22	0.00080	1.14	1.11	2.26	0.51
	12941.8	186.42	186.91	0.49	N/A	186.99	0.00094	1.20	1.05	2.25	0.54
	12950	186.41	186.90	0.49	N/A	186.98	0.00095	1.20	1.05	2.25	0.55
	12983.9	186.38	186.87	0.49	N/A	186.94	0.00093	1.20	1.05	2.25	0.54
	13002.9	186.36	186.85	0.49	N/A	186.93	0.00093	1.19	1.06	2.25	0.54
	13101.8	186.26	186.77	0.51	N/A	186.83	0.00087	1.17	1.08	2.25	0.52
	13230.3	186.13	186.66	0.53	N/A	186.72	0.00074	1.12	1.13	2.27	0.49
	13367.6	185.99	186.57	0.58	N/A	186.62	0.00056	1.02	1.24	2.29	0.43
	13450	185.91	186.53	0.62	N/A	186.58	0.00044	0.95	1.34	2.31	0.39
	13492	185.85	186.52	0.67	N/A	186.56	0.00034	0.88	1.46	2.34	0.34
	13599.4	185.69	186.50	0.81	N/A	186.53	0.00018	0.72	1.80	2.41	0.26
	13625	185.65	186.50	0.85	N/A	186.52	0.00015	0.69	1.88	2.43	0.24
	13698.4	185.50	186.50	1.00	N/A	186.51	0.00009	0.59	2.23	2.50	0.19
	13702	ALCANTARILLA ACTUAL FICHA 181									
	13717.1	185.47	185.86	0.39	N/A	185.97	0.00202	1.51	0.83	2.20	0.77
	13825	185.25	185.58	0.33	N/A	185.74	0.00356	1.79	0.69	2.17	0.99
	13875	185.05	185.38	0.33	N/A	185.54	0.00367	1.81	0.69	2.17	1.00
	13975	184.25	184.58	0.33	N/A	184.74	0.00380	1.83	0.68	2.16	1.02
	14012.4	183.31	183.50	0.19	N/A	184.01	0.02363	3.16	0.39	2.09	2.32
	14061.5	182.09	182.27	0.18	N/A	182.79	0.02462	3.20	0.38	2.09	2.37
	14062.7	182.05	182.24	0.19	N/A	182.76	0.02475	3.21	0.38	2.09	2.37

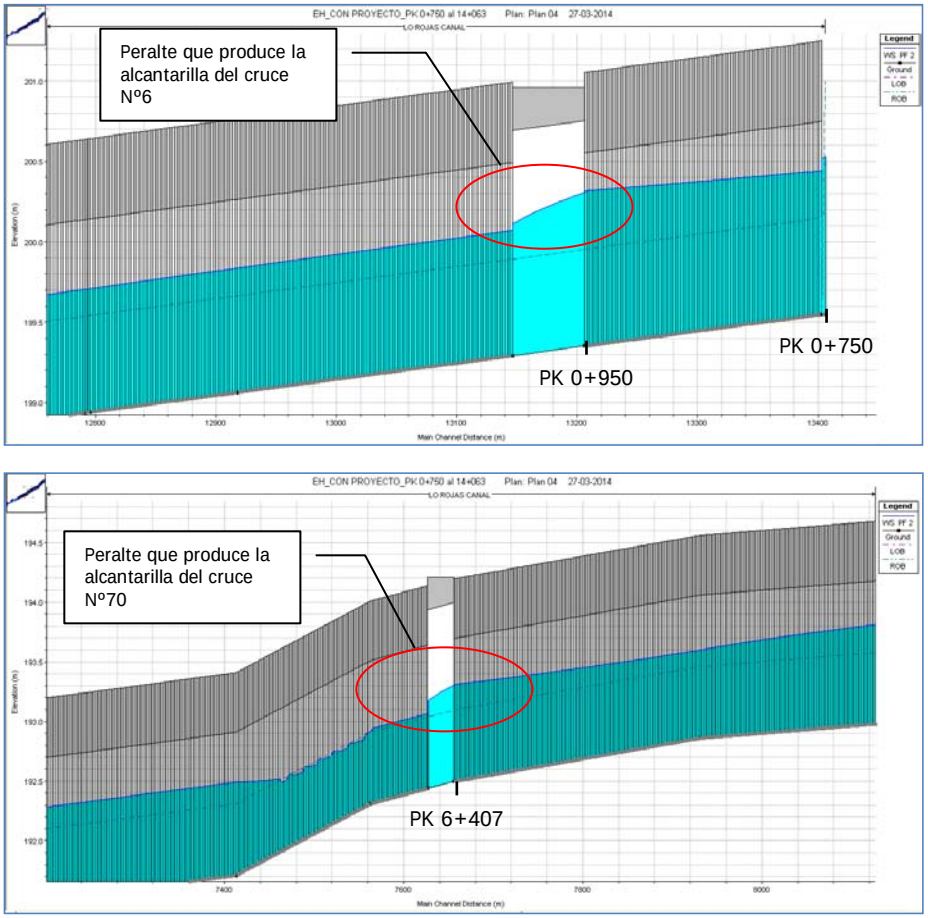
Según se aprecia, en general, las secciones entubadas y trapeciales se comportan de manera adecuada. Sin embargo, si se analiza con detención el efecto de las alcantarillas actuales sobre las secciones proyectadas, se observa lo siguiente:

i. Alcantarillas fichas Nº6 y Nº70: si bien tienden a peraltar el eje hidráulico hacia aguas arriba, se consideran adecuadas para mantenerlas operativas en la situación proyectada.

ii. Alcantarillas fichas Nº148, Nº151, Nº153, Nº157 y Nº181: peraltan en demasía el eje hidráulico hacia aguas arriba, traduciéndose en la necesidad de aumentar la altura de la sección trapecial abierta.

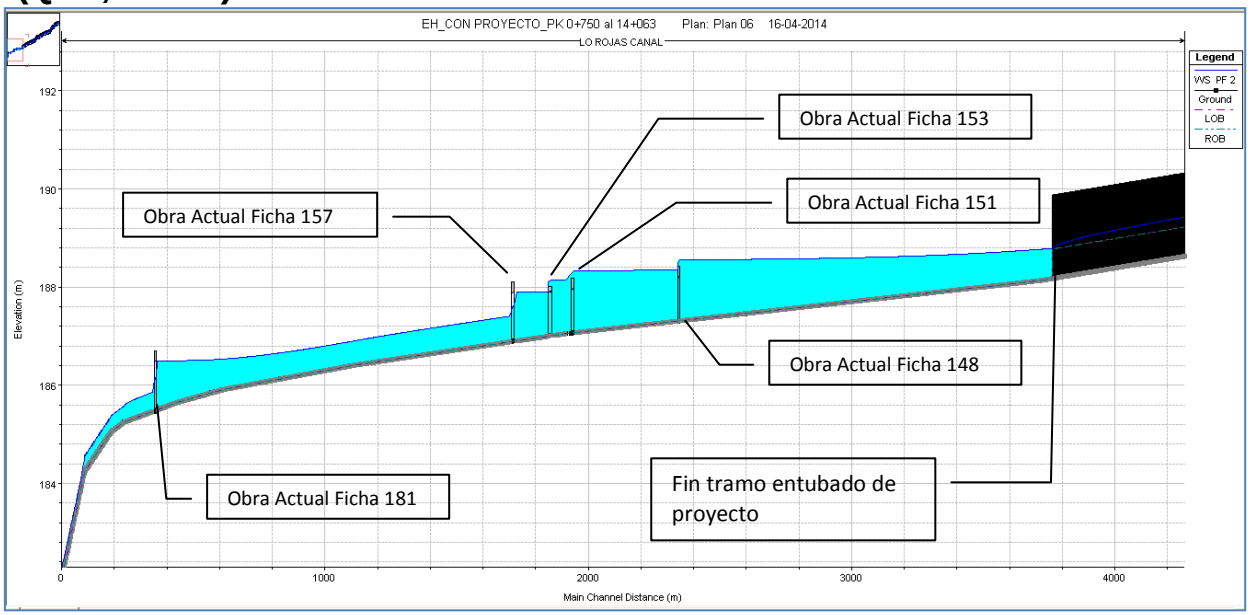
La situación descrita en (i) se esquematiza en la salida de HEC-RAS de perfil longitudinal acercado a la situación comentada (*zoom in*):

FIGURA 14.6-9
PERF. LONG. ALCANTARILLAS Nº6 Y Nº70, SITUACIÓN C/PROYECTO



La situación descrita en (ii) se esquematiza en la salida de HEC-RAS de perfil longitudinal acercado a la situación comentada (*zoom in*):

FIGURA 14.6-10
PERFIL LONGITUDINAL EJE HIDRÁULICO SITUACIÓN PROYECTADA
(Q=1,2 m^3/s) – TRAMO ABIERTO CON ALCANTARILLAS EN LÍNEA ACTUALES



Por ende, se evidencia la conveniencia de reemplazar las alcantarillas existentes de las fichas Nº148, Nº151, Nº153, Nº157 y Nº181 por aquellas que resulten en tamaño y sección las más convenientes, manteniendo, eso sí, las longitudes actuales.

Luego, se probará para dichas alcantarillas su reemplazo con secciones las siguientes secciones:

Cruces Fichas Nº148, Nº151, Nº157 y Nº181: cajón de hormigón prefabricado de ancho basal 2m y altura 1m; con esto se busca contraer al mínimo posible el flujo, de modo que prácticamente no haya peralte del eje hidráulico ni influencia perjudicial hacia aguas arriba.

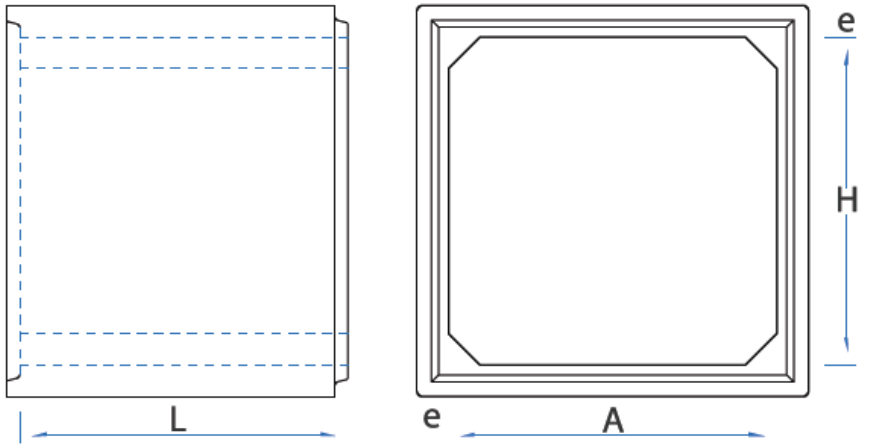
Cruce Ficha Nº153: manteniendo el concepto de cruce aéreo de quebrada, se proyecta reemplazar la tubería de acero DN900mm actual por una de acero DN1200mm. Con esto no se afecta la capacidad actual de descarga de la quebrada, la que pasará por debajo de la tubería proyectada.

En cuanto a las características técnicas del cajón especificado, la siguiente figura las ilustra de modo esquemático:

FIGURA 14.6-11
CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS CAJÓN ALCANTARILLA CAJÓN HORMIGÓN PREFABRICADO (ancho basal de 2m y altura de 1m)

Características Técnicas

Dimensión Nominal A x H (mm)	Largo Útil L (mm)	Espesor Pared e (mm)	Peso Aprox. (kg)	Altura posible de relleno	Rendimiento Instalación Referencial ml/día
2.000 x 1.000	2.500	192	8.404	8,01 a 10,0	40



Por su parte, en consecuencia con lo determinado en el punto (i) del presente numeral, las alcantarillas existentes de las fichas Nº6 y Nº70 se mantendrán para la situación con proyecto.

En lo que se refiere al sifón proyectado, se aprecia lo siguiente:

a. No disminuye de manera sensible la capacidad de la tubería proyectada, manteniendo en los tramos de acueducto una relación $h/D<0.8$.

b. Las velocidades la carga hidráulica que debe tolerar para $Q = 1.2m^3/s$ es de 2.6mca. Se acepta esta condición de presión toda vez que las pruebas de estanqueidad del HDPE corrugado se efectúan con una carga de 5mca.

c. La velocidad mínima que se desarrolla al interior del sifón DN1200mm, es de 1.07m/s, la cual es inferior a la usualmente adoptada para diseño de sifones, idealmente igual a 2.5m/s (para fines de autolavado). Para obtener una velocidad de 2.5m/s con un caudal de 1.2m^3/s, debería usarse una tubería de diámetro inferior a 800mm.

d. No obstante lo anterior, se desecha la opción de disminuir el diámetro adoptado por las siguientes razones:

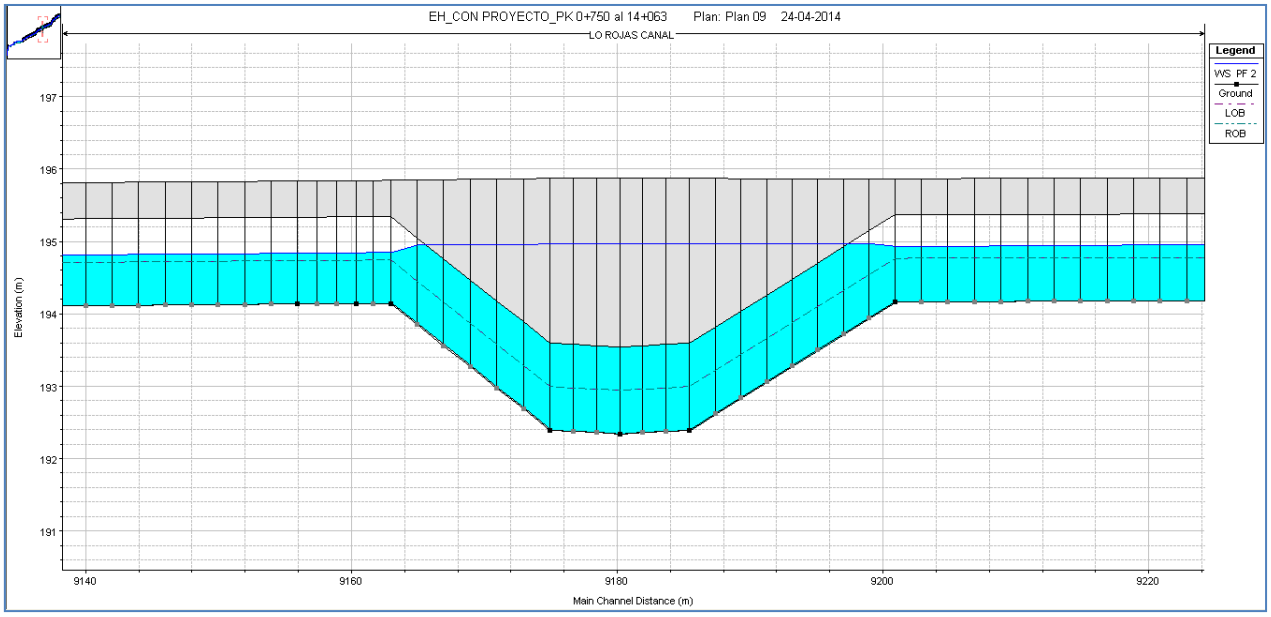
   - Un sifón de menor diámetro peraltará el eje hidráulico hacia aguas arriba, disminuyendo la aireación interior de la tubería (la relación h/D aumenta).

   - La existencia del desarenador proyectado al ingreso de la tubería HDPE1200mm proyectada disminuye la cantidad de material sedimentable en el sistema, por lo que no se necesita verificar autolavado.

   - Diámetros inferiores a 1000mm dificultan las labores de limpieza y mantención.

La siguiente figura, extraída de HEC-RAS, muestra el comportamiento local del sifón invertido modelado:

FIGURA 14.6-12
COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO SIFÓN PROYECTADO – PK 4+975



Importante resulta indicar la ubicación de cámaras de inspección, tanto al inicio como al término del sifón proyectado.

Con todo lo anterior, el eje hidráulico resultante con las mejoras comentadas, se muestra a continuación:

CUADRO 14.6-10
EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS TRAMO PK 0+740 al 14+100 – SITUACIÓN CON PROYECTO (Q=1,2 m^3/s), ALCANTARILLAS N°148, N°151, N°153, N°157 y N°181 NUEVAS

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
Salida BT: Canal trapecial revestido	750	199.55	200.47	0.92	N/A	200.49	0.00016	0.52	2.31	2.50	0.17
	750.01	199.56	200.47	0.91	N/A	200.49	0.00012	0.65	2.03	2.45	0.22
	835	199.47	200.46	0.99	N/A	200.48	0.00009	0.59	2.23	2.50	0.19
	839.99	199.46	200.46	1.00	N/A	200.48	0.00009	0.59	2.25	2.50	0.19
CANAL EN TUBERÍA ESTRCUTURADA HDPE DN1200mm	840	199.46	200.38	0.92	0.77	200.47	0.00064	1.29	0.93	1.01	0.43
	949.99	199.35	200.32	0.97	0.81	200.39	0.00059	1.23	0.97	0.95	0.40
	950	ALCANTARILLA ACTUAL / PROYECTADA CRUCE FICHA 6									
	1010.01	199.29	200.07	0.78	0.65	200.19	0.00100	1.55	0.77	1.14	0.56
	1238.5	199.06	199.84	0.78	0.65	199.96	0.00101	1.56	0.77	1.15	0.57
	1360.5	198.94	199.71	0.77	0.64	199.84	0.00103	1.57	0.76	1.15	0.57
	1365	198.94	199.70	0.76	0.63	199.83	0.00103	1.57	0.76	1.15	0.57
	1775	198.53	199.13	0.60	0.50	199.36	0.00229	2.14	0.56	1.20	1.00
	1906.5	198.00	198.63	0.63	0.52	198.83	0.00197	2.02	0.59	1.19	0.82
	1950	197.83	198.60	0.77	0.64	198.73	0.00101	1.56	0.77	1.15	0.57
	2575	197.20	197.80	0.60	0.50	198.03	0.00230	2.14	0.56	1.20	1.00
	2757.1	196.11	196.69	0.58	0.48	196.94	0.00250	2.21	0.54	1.20	1.05
	2825	195.70	196.58	0.88	0.73	196.67	0.00073	1.36	0.88	1.07	0.47
	2975	195.55	196.47	0.92	0.77	196.56	0.00065	1.29	0.93	1.01	0.43
	3325	195.31	196.24	0.93	0.78	196.33	0.00062	1.27	0.95	0.99	0.42
	3963.4	194.92	195.82	0.90	0.75	195.91	0.00068	1.32	0.91	1.04	0.44
	4025.2	194.88	195.77	0.89	0.74	195.86	0.00069	1.33	0.90	1.05	0.45
	4037	194.87	195.77	0.90	0.75	195.86	0.00069	1.33	0.90	1.05	0.45
	4042	194.87	195.76	0.89	0.74	195.85	0.00069	1.33	0.90	1.05	0.45
	4056	194.86	195.75	0.89	0.74	195.84	0.00070	1.34	0.90	1.05	0.45
	4222.1	194.76	195.62	0.86	0.72	195.72	0.00075	1.38	0.87	1.08	0.48
	4314.8	194.71	195.55	0.84	0.70	195.65	0.00081	1.42	0.84	1.10	0.50
	4450	194.63	195.42	0.79	0.66	195.53	0.00096	1.53	0.79	1.14	0.55
	4456.6	194.62	195.41	0.79	0.66	195.53	0.00096	1.53	0.79	1.14	0.55

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	4606.9	194.47	195.26	0.79	0.66	195.38	0.00093	1.51	0.79	1.13	0.54
	4850	194.23	195.04	0.81	0.68	195.15	0.00087	1.47	0.82	1.12	0.52
	4885.6	194.21	195.01	0.80	0.67	195.12	0.00091	1.50	0.80	1.13	0.53
	4955.5	194.17	194.93	0.76	0.63	195.06	0.00106	1.59	0.75	1.16	0.58
	4970.5	192.39	194.97	2.58	N/A	195.03	0.00057	1.06	1.13	Sifón	0.21
	4975.75	192.34	194.97	2.63	N/A	195.02	0.00057	1.06	1.13	Sifón	0.21
	4981	192.39	194.96	2.57	N/A	195.02	0.00057	1.06	1.13	Sifón	0.21
	4993	194.14	194.85	0.71	0.59	195.00	0.00135	1.75	0.69	1.17	0.67
	4995.6	194.14	194.84	0.70	0.58	195.00	0.00134	1.74	0.69	1.17	0.66
	5000	194.14	194.84	0.70	0.58	194.99	0.00137	1.76	0.68	1.17	0.67
	5119.4	193.96	194.68	0.72	0.60	194.83	0.00124	1.69	0.71	1.17	0.64
	5300	193.69	194.48	0.79	0.66	194.60	0.00094	1.52	0.79	1.13	0.54
	5362.9	193.65	194.41	0.76	0.63	194.54	0.00107	1.60	0.75	1.16	0.59
	5400	193.63	194.35	0.72	0.60	194.50	0.00121	1.68	0.72	1.17	0.63
	5413.9	193.61	194.34	0.73	0.61	194.48	0.00119	1.66	0.72	1.17	0.62
	5494.3	193.48	194.25	0.77	0.64	194.38	0.00106	1.59	0.76	1.15	0.58
	5700	193.17	194.07	0.90	0.75	194.16	0.00069	1.33	0.90	1.04	0.45
	5746.2	193.15	194.04	0.89	0.74	194.13	0.00070	1.34	0.90	1.05	0.45
	5829.9	193.10	193.98	0.88	0.73	194.07	0.00072	1.36	0.88	1.06	0.46
	5833.6	193.10	193.97	0.87	0.73	194.07	0.00072	1.36	0.88	1.06	0.46
	6225	192.86	193.60	0.74	0.62	193.74	0.00116	1.65	0.73	1.16	0.61
	6406.99	192.50	193.31	0.81	0.68	193.42	0.00088	1.47	0.82	1.12	0.52
	6407	ALCANTARILLA ACTUAL / PROYECTADA CRUCE FICHA 70									
	6436.1	192.44	193.07	0.63	0.52	193.27	0.00193	2.01	0.60	1.19	0.81
	6500	192.31	192.91	0.60	0.50	193.14	0.00223	2.12	0.57	1.20	0.99
	6650	191.71	192.49	0.78	0.65	192.61	0.00098	1.54	0.78	1.14	0.56
	7005.3	191.36	192.14	0.78	0.65	192.26	0.00097	1.53	0.78	1.14	0.55
	7384.9	190.97	191.78	0.81	0.68	191.89	0.00091	1.50	0.80	1.13	0.53
	7850	190.51	191.40	0.89	0.74	191.49	0.00071	1.35	0.89	1.05	0.46
	8700	189.92	190.65	0.73	0.61	190.79	0.00116	1.64	0.73	1.16	0.61
	9234.2	189.27	190.02	0.75	0.63	190.15	0.00113	1.63	0.73	1.16	0.60
	9469.8	188.99	189.75	0.76	0.63	189.88	0.00107	1.60	0.75	1.16	0.58

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	9700	188.72	189.52	0.80	0.67	189.63	0.00091	1.49	0.80	1.13	0.53
	9806.7	188.62	189.42	0.80	0.67	189.53	0.00093	1.51	0.80	1.13	0.54
	9951.6	188.49	189.27	0.78	0.65	189.39	0.00097	1.53	0.78	1.14	0.55
	9969.6	188.47	189.26	0.79	0.66	189.38	0.00098	1.54	0.78	1.14	0.56
	10172.9	188.29	189.03	0.74	0.62	189.17	0.00117	1.65	0.73	1.16	0.61
	10300	188.18	188.77	0.59	0.49	189.01	0.00229	2.14	0.56	1.20	1.00
CANAL TRAPECIAL ABIERTO / b=2m ; H:V = 1:4	10300.1	188.18	188.35	0.17	N/A	188.97	0.03288	3.49	0.35	2.09	2.70
	10350	188.13	188.70	0.57	N/A	188.76	0.00058	1.04	1.23	2.29	0.44
	10531.1	188.02	188.60	0.58	N/A	188.65	0.00057	1.03	1.23	2.29	0.44
	10631.8	187.96	188.54	0.58	N/A	188.59	0.00057	1.03	1.23	2.29	0.43
	10945.4	187.77	188.36	0.59	N/A	188.41	0.00054	1.01	1.26	2.29	0.42
	11468.6	187.46	188.12	0.66	N/A	188.16	0.00036	0.90	1.42	2.33	0.35
	11714.9	187.31	188.04	0.73	N/A	188.08	0.00025	0.81	1.60	2.37	0.30
	11715	ALCANTARILLA PROYECTADA CRUCE FICHA 148									
	11723.4	187.31	188.02	0.71	N/A	188.05	0.00028	0.83	1.55	2.36	0.31
	12110	187.08	187.94	0.86	N/A	187.97	0.00014	0.68	1.93	2.43	0.23
	12117	ALCANTARILLA PROYECTADA CRUCE FICHA 151									
	12150	187.05	187.93	0.88	N/A	187.95	0.00014	0.67	1.95	2.44	0.23
	12199.9	187.01	187.92	0.91	N/A	187.94	0.00012	0.65	2.03	2.46	0.22
	12200	ALCANTARILLA PROYECTADA CRUCE FICHA 153									
	12214.1	187.00	187.55	0.55	N/A	187.60	0.00068	1.09	1.17	2.27	0.47
	12265.2	186.96	187.51	0.55	N/A	187.57	0.00065	1.07	1.18	2.28	0.46
	12334.6	186.90	187.47	0.57	N/A	187.52	0.00061	1.05	1.20	2.28	0.45
	12344	ALCANTARILLA PROYECTADA CRUCE FICHA 157									
	12360.9	186.88	187.41	0.53	N/A	187.47	0.00078	1.13	1.12	2.26	0.50
	12513.5	186.76	187.28	0.52	N/A	187.35	0.00079	1.14	1.11	2.26	0.50
	12570.9	186.71	187.24	0.53	N/A	187.30	0.00079	1.14	1.11	2.26	0.50
	12660.5	186.64	187.16	0.52	N/A	187.23	0.00081	1.15	1.10	2.26	0.51
	12662.8	186.64	187.16	0.52	N/A	187.23	0.00080	1.14	1.11	2.26	0.51
	12672.7	186.63	187.15	0.52	N/A	187.22	0.00081	1.15	1.10	2.26	0.51
	12941.8	186.42	186.91	0.49	N/A	186.98	0.00098	1.21	1.04	2.24	0.55
	12950	186.41	186.90	0.49	N/A	186.97	0.00099	1.22	1.03	2.24	0.56

TRAMO	Km	Z_{Fondo} (msnm)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (msnm)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	12983.9	186.38	186.86	0.48	N/A	186.94	0.00099	1.22	1.03	2.24	0.56
	13002.9	186.36	186.84	0.48	N/A	186.92	0.00099	1.22	1.03	2.24	0.56
	13101.8	186.26	186.74	0.48	N/A	186.82	0.00100	1.22	1.03	2.24	0.56
	13230.3	186.13	186.61	0.48	N/A	186.69	0.00103	1.23	1.02	2.24	0.57
	13367.6	185.99	186.46	0.47	N/A	186.54	0.00115	1.28	0.99	2.23	0.60
	13450	185.91	186.34	0.43	N/A	186.44	0.00148	1.37	0.91	2.22	0.67
	13492	185.85	186.28	0.43	N/A	186.38	0.00149	1.38	0.91	2.22	0.67
	13599.4	185.69	186.12	0.43	N/A	186.21	0.00148	1.38	0.91	2.22	0.67
	13625	185.65	186.08	0.43	N/A	186.18	0.00150	1.38	0.91	2.22	0.67
	13698.4	185.50	185.99	0.49	N/A	186.06	0.00099	1.22	1.04	2.24	0.56
	13702	ALCANTARILLA PROYECTADA CRUCE FICHA 181									
	13717.1	185.47	185.86	0.39	N/A	185.97	0.00202	1.51	0.83	2.20	0.77
	13825	185.25	185.58	0.33	N/A	185.74	0.00356	1.79	0.69	2.17	0.99
	13875	185.05	185.38	0.33	N/A	185.54	0.00367	1.81	0.69	2.17	1.00
	13975	184.25	184.58	0.33	N/A	184.74	0.00380	1.83	0.68	2.16	1.02
	14012.4	183.31	183.50	0.19	N/A	184.01	0.02363	3.16	0.39	2.09	2.32
	14061.5	182.09	182.27	0.18	N/A	182.79	0.02462	3.20	0.38	2.09	2.37
	14062.7	182.05	182.24	0.19	N/A	182.76	0.02475	3.21	0.38	2.09	2.37

En el siguiente cuadro se resumen los valores máximos y mínimos de los parámetros más relevantes:

CUADRO 14.6-11
MÁXIMOS Y MÍNIMOS RELEVANTES EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PK 0+750 – PK 14+100, SITUACIÓN C/PROYECTO, Q=1,2 m^3/s

MÁXIMOS Y MÍNIMOS RELEVANTES		h_{H2O}		h/D		v (m/s)		Froude	
		VALOR (m)	km	VALOR	km	VALOR	km	VALOR	km
TUBERÍA	MÁX	0.97	949.99	0.81	949.99	2.21	2757.1	0.40	949.99
	MIN	0.58	2757.1	0.48	2757.1	1.23	949.99	1.05	2757.1
TRAPECIO	MÁX	0.91	12199.9	N/A	N/A	3.49	10300.1	2.70	10300.1
	MIN	0.17	10300.1	N/A	N/A	0.65	12199.9	0.22	12199.9

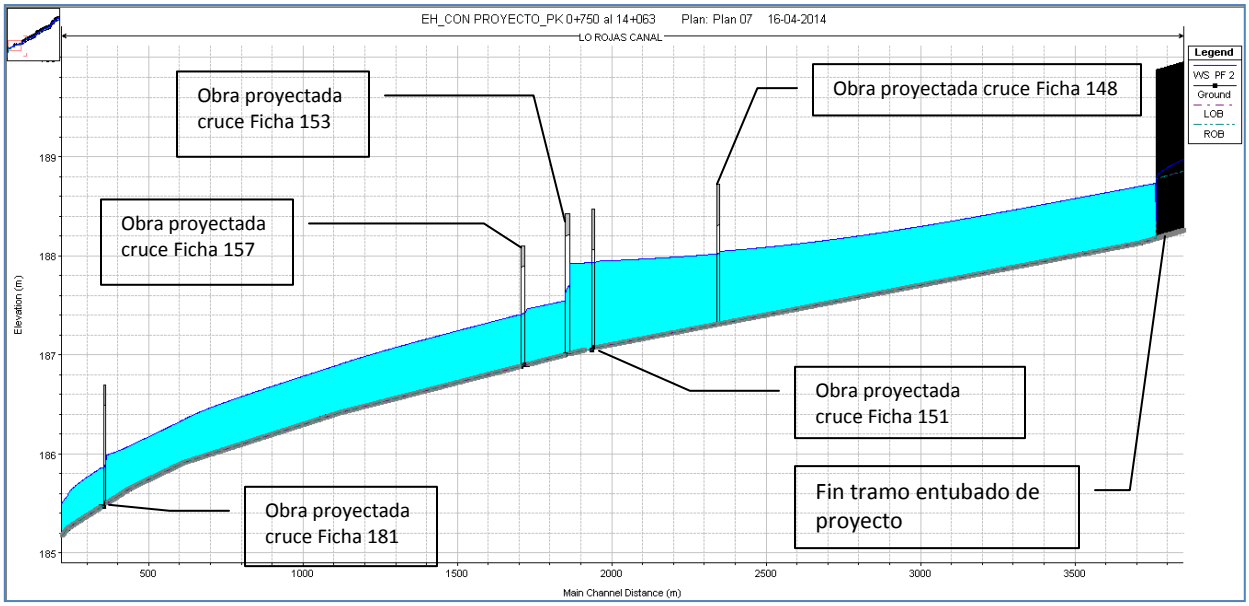
Según se ve en esta ocasión, las alcantarillas proyectadas, exceptuando la del cruce aéreo de quebrada (Ficha Nº153), no generan un peralte del eje hidráulico.

Para el caso de la tubería proyectada para el cruce de quebrada de la Ficha Nº153, si bien su capacidad hidráulica es suficiente, este ducto sí produce un peralte considerable del eje hidráulico hacia aguas arriba, alcanzándose una altura de escurrimiento máximo de 0.93m justo al ingreso de la alcantarilla DN1200mm proyectada. Sin embargo, esto no es de preocupar, dado que la altura proyectada de la sección trapecial es suficiente para mantener la operación del canal a capacidad ($1.2m^3/s$) con revancha suficiente.

La idea anterior se refuerza con el hecho de que el peralte de la sección trapecial le retorna al eje hidráulico una revancha mínima de 20cm a partir de los primeros 250m aguas arriba del ingreso al cruce aéreo en estudio.

El siguiente esquema, obtenido de la salida de HEC-RAS, muestra el perfil longitudinal del sector en estudio (*zoom in*):

FIGURA 14.6-13
PERFIL LONGITUDINAL EJE HIDRÁULICO SITUACIÓN PROYECTADA (Q=1,2 m³/s) – TRAMO ABIERTO CON ALCANTARILLAS EN LÍNEA MEJORADAS



A continuación se proporcionan las tablas de salida de las alcantarillas de proyecto modeladas:

CUADRO 14.6-12
OUTPUT HEC-RAS ALCANTARILLAS DE PROYECTO – CANAL LO ROJAS Q = 1,2 m³/s

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -950 Culv Group: ALC FICHA 6 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.07
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	1.29
E.G. US. (m)	200.39	Culv Inv El Up (m)	199.35
W.S. US. (m)	200.32	Culv Inv El Dn (m)	199.29
E.G. DS (m)	200.19	Culv Frctn Ls (m)	0.17
W.S. DS (m)	200.07	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.2	Culv Entr Loss (m)	0.03
Delta WS (m)	0.25	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	200.15	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	200.39	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	200.31	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	200.11	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.4	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.57	Min El Weir Flow (m)	200.96

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -6407 Culv Group: ALC FICHA 70 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.24
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	1.39
E.G. US. (m)	193.42	Culv Inv El Up (m)	192.5
W.S. US. (m)	193.31	Culv Inv El Dn (m)	192.44
E.G. DS (m)	193.27	Culv Frctn Ls (m)	0.11
W.S. DS (m)	193.07	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.15	Culv Entr Loss (m)	0.04
Delta WS (m)	0.24	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	193.27	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	193.42	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	193.3	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	193.17	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.95	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.56	Min El Weir Flow (m)	194.21

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -11715 Culv Group: ALC NUEVA 1 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.84
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	0.84
E.G. US. (m)	188.08	Culv Inv El Up (m)	187.31
W.S. US. (m)	188.04	Culv Inv El Dn (m)	187.31
E.G. DS (m)	188.05	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	188.02	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.02	Culv Entr Loss (m)	0.02
Delta WS (m)	0.03	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	187.86	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	188.08	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	188.02	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	188.02	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.7	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.33	Min El Weir Flow (m)	188.72

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -12117 Culv Group: ALC NUEVA 2 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	0.69
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	0.69
E.G. US. (m)	187.97	Culv Inv El Up (m)	187.07
W.S. US. (m)	187.94	Culv Inv El Dn (m)	187.06
E.G. DS (m)	187.95	Culv Frctn Ls (m)	0
W.S. DS (m)	187.93	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.02	Culv Entr Loss (m)	0.01
Delta WS (m)	0.02	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	187.61	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	187.97	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	187.93	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	187.93	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.7	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.33	Min El Weir Flow (m)	188.47

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -12200 Culv Group: Culvert #1 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.78
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	2.14
E.G. US. (m)	187.94	Culv Inv El Up (m)	187.01
W.S. US. (m)	187.92	Culv Inv El Dn (m)	187
E.G. DS (m)	187.6	Culv Frctn Ls (m)	0.03
W.S. DS (m)	187.55	Culv Exit Loss (m)	0.22
Delta EG (m)	0.34	Culv Entr Loss (m)	0.08
Delta WS (m)	0.38	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	187.89	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	187.94	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	187.7	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	187.6	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	1.07	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.6	Min El Weir Flow (m)	188.42

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -12344 Culv Group: ALC FICH 157 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.13
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	1.15
E.G. US. (m)	187.52	Culv Inv El Up (m)	186.89
W.S. US. (m)	187.47	Culv Inv El Dn (m)	186.88
E.G. DS (m)	187.47	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	187.41	Culv Exit Loss (m)	0
Delta EG (m)	0.05	Culv Entr Loss (m)	0.03
Delta WS (m)	0.06	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	187.44	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	187.52	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	187.43	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	187.41	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.65	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.33	Min El Weir Flow (m)	188.1

Plan: Plan 05 LO ROJAS CANAL RS: -13702 Culv Group: ALC FICH 181 Profile: PF 2			
Q Culv Group (m3/s)	1.2	Culv Full Len (m)	
# Barrels	1	Culv Vel US (m/s)	1.5
Q Barrel (m3/s)	1.2	Culv Vel DS (m/s)	1.58
E.G. US. (m)	186.06	Culv Inv El Up (m)	185.49
W.S. US. (m)	185.99	Culv Inv El Dn (m)	185.48
E.G. DS (m)	185.97	Culv Frctn Ls (m)	0.02
W.S. DS (m)	185.86	Culv Exit Loss (m)	0.01
Delta EG (m)	0.09	Culv Entr Loss (m)	0.06
Delta WS (m)	0.13	Q Weir (m3/s)	
E.G. IC (m)	186.04	Weir Sta Lft (m)	
E.G. OC (m)	186.06	Weir Sta Rgt (m)	
Culvert Control	Outlet	Weir Submerg	
Culv WS Inlet (m)	185.89	Weir Max Depth (m)	
Culv WS Outlet (m)	185.86	Weir Avg Depth (m)	
Culv Nml Depth (m)	0.45	Weir Flow Area (m2)	
Culv Crt Depth (m)	0.33	Min El Weir Flow (m)	186.7

Glosario de variables relevantes:

Q Culv Group (m3/s) : caudal total que circula por la alcantarilla (m^3/s).

# Barrels	: número de alcantarillas en paralelo modeladas en la sección.
Q Barrel (m3/s)	: caudal que pasante por cada alcantarilla modelada en la sección.
E.G. US. (m)	: elevación de energía de aguas arriba de la alcantarilla modelada (m).
W.S. US. (m)	: elevación superficial de aguas arriba de la alcantarilla modelada (m).
E.G. DS (m)	: elevación de energía de aguas abajo de la alcantarilla modelada (m).
W.S. DS (m)	: elevación superficial de aguas abajo de la alcantarilla modelada (m).
Delta EG (m)	: diferencial altimétrico de energía a través de alcantarilla modelada (m).
Delta WS (m)	: diferencial altimétrico superficial de agua en alcantarilla modelada (m).
E.G. IC (m)	: línea de carga de aguas arriba, basado en control de ingreso (m).
E.G. OC (m)	: línea de carga de aguas arriba, basado en control de salida (m)
Culvert Control	: control de alcantarilla modelada.
Culv WS Inlet (m)	: elev. superf. de aguas al interior de la alcantarilla en su ingreso (m).
Culv WS Outlet (m)	: elev. superf. de aguas al interior de la alcantarilla en su salida (m).
Culv Nml Depth (m)	: altura normal de escurrimiento al interior de la alcantarilla (m).
Culv Crt Depth (m)	: altura crítica de escurrimiento al interior de la alcantarilla (m).
Culv Full Len (m)	: longitud de la alcantarilla que funciona a boca llena (m).
Culv Vel US (m/s)	: vel. de escurrimiento directamente aguas arriba de la alcantarilla (m/s).
Culv Vel DS (m/s)	: vel. de escurrimiento directamente aguas abajo de la alcantarilla (m/s).
Culv Inv El Up (m)	: elevación del radier de la alcantarilla en su sección de ingreso (m).
Culv Inv El Dn (m)	: elevación del radier de la alcantarilla en su sección de salida (m).
Culv Frctn Ls (m)	: pérdida de carga hidráulica por fricción en la alcantarilla modelada (m).
Culv Exit Loss (m)	: pérdidas singulares en la salida de la alcantarilla modelada (m).
Culv Entr Loss (m)	: pérdidas de carga singulares al ingreso de la alcantarilla modelada (m).

14.6.3. Comentarios y Conclusiones de los Resultados de la Modelación del Tramo PK 0+740 al 14+100 (Proyectado)

Respecto de la modelación de la situación proyectada bajo operación a capacidad completa del canal Lo Rojas, y sus resultados, se puede establecer lo siguiente:

i. Se ha modelado la situación en escenario de capacidad del canal, con un caudal de $1.2 m^3/s$ uniforme, sin extracciones ni pérdidas. La evaluación de este escenario se fundamenta en la necesidad de apreciar la aptitud hidráulica de las secciones proyectadas simulando la situación de no-riego, en la que eventualmente podría ingresarse el caudal máximo al canal y generar o no hidroelectricidad mediante una mini central dispuesta a la cola de la aducción. Por supuesto, esta condición se considera la más exigente, desde el punto de vista de la capacidad hidráulica de la estructura.

ii. Junto con lo anterior, se modelaron las secciones de alcantarillas actuales que se contemplan susceptibles de ser utilizadas en la situación con proyecto y que se encuentran en el tramo proyectado de canal trapecial abierto.

iii. Se han determinado dos clases de revestimiento, a saber:
    a. Tubería HDPE estructurado, DN1200mm.

b. Sección trapecial con ancho basal de 2m, revestido en hormigón y muros en talud H:V=1:4 revestidos en mampostería de piedra; de acuerdo a los resultados, la altura adecuada de los muros que permite la operación segura del canal aguas abajo del entubamiento, con 1.2m^3/s, es de **H = 1.00m**.

c. Entre la bocatoma chica y el entubamiento, las sección proyectada debe tomar una altura de 1.1m, dado el peralte del eje hidráulico que general las alcantarillas actuales que se proyecta mantener.

iv. En términos de la altura de escurrimiento, el canal en situación proyectada presenta un muy buen comportamiento en toda su longitud, por lo que las secciones y pendientes escogidas se consideran aptas.

v. La tubería HDPE DN1200mm proyectada, opera con alturas adecuadas en relación a su capacidad y necesidad de aireación.

vi. En cuanto al sifón invertido proyectado en el PK 4+975, el comportamiento hidráulico se acepta como adecuado, aún cuando no se alcance la velocidad de autolavado en su interior (2.5m/s). Sin embargo, esta situación no requiere mayor atención, ya que el desarenador proyectado disminuirá el ingreso de material sedimentable al sistema; a esto se suman las razones expuestas en el numeral de resultados.

vii. Los resultados referidos al comportamiento de las alcantarillas actuales modeladas para la situación de canal proyectado operando a capacidad (1.2m^3/s), revelan que es necesario reemplazar las que se encuentran en el tramo trapecial revestido de proyecto, según se indica:

a. Cruces Fichas Nº148, Nº151, Nº157 y Nº181: las alcantarillas actuales se reemplazan por ductos de hormigón prefabricado en sección cajón de ancho basal 2m y altura de 1m.
b. Cruce Ficha Nº153: manteniendo el concepto de cruce aéreo, se reemplaza la tubería actual de 900mm por una de acero DN1200mm.

viii. Siguiendo la línea del punto anterior, la necesidad de reemplazar las alcantarillas señaladas por cajones de hormigón prefabricado,

se debe a la contracción del flujo que ellas producen, generando, a la vez, un peralte excesivo del eje hidráulico hacia aguas arriba.

ix. De este modo, con las secciones de cruce mejoradas, el flujo de diseño se mantiene operando a niveles seguros.

x. Por su parte, las alcantarillas actuales ubicadas en el tramo entubado de proyecto, pese a que peraltan el eje hidráulico hacia aguas arriba, no perjudican la operación adecuada del sistema proyectado a capacidad de diseño (es decir, $1.2m^3/s$). Sin perjuicio de lo anterior, es necesario destacar que la sección de canal abierto justo aguas abajo de la bocatoma deberá tener una altura de coronamiento superior al que se proyecta para el canal trapecial revestido, ya que la alcantarilla de la Ficha Nº6 influencia el eje hacia aguas arriba, peraltándolo. Para este caso, la sección recomendada debe tener una altura de coronamiento no menor a 1.2m.

xi. Respecto de las velocidades, éstas son adecuadas, salvo en el tramo final del canal, esto es, a partir de los últimos 300m, en que se desarrollan velocidades potencialmente erosivas para revestimientos de hormigón (usualmente, para hormigón y mampostería, el límite de velocidades no erosivas se encuentra en torno a los 2.5m/s). Sin embargo, para disminuir los eventuales efectos negativos, bastará tomar medidas de resguardo de tipo constructivo (como disponer armadura de piel en el revestimiento de hormigón) y de inspección periódica del canal.

14.6.4. Conclusiones Globales de la Modelación de la Situación con Proyecto

Conforme el análisis detallado de los resultados expuestos en los capítulos anteriores de la presente Memoria de Cálculo Hidráulico, en términos globales se establece que:

a. Los escenarios modelados definen las envolventes de diseño necesarias para asegurar el buen funcionamiento del canal bajo condiciones de operación de riego y de no-riego.

b. Las medidas de mejoramiento proyectadas para el canal son adecuadas, siendo éstas de reperfilamiento y revestimiento a través de secciones de geometría uniforme y bien definida.

c. Las pendientes adoptadas para proyecto son hidráulicamente apropiadas.

d. Con las cargas hidráulicas obtenidas bajo situación de riego se podrán diseñar las obras de saque correspondientes a cada punto de entrega predial.

e. Las mejoras propuestas asegurarán el buen funcionamiento del canal siempre y cuando no se prescinda de las medidas de control, supervisión, mantención e inspección que sean necesarias durante la operación de la infraestructura de riego.

15. OBRAS DE ARTE

15.1. Obras de Entrega para Riego

15.1.1. Generalidades

Puesto que la situación mejorada del canal Lo Rojas contempla su revestimiento tanto en sección trapecial abierta como en tubería HDPE, las obras de entrega a definir responderán a las características de cada tramo, a saber:

- Canal en Tubería HDPE Corrugada DN 1.200 mm (PK 0+759 a PK 10+300): Tubería de Saque Inferior más Válvula.

- Canal Trapecial (PK 10+300 a PK 14+327): compuerta lateral.

Los objetivos del presente punto son los siguientes:

a) Establecer y justificar los criterios y procedimientos de cálculo utilizados para el dimensionamiento de las obras de entrega a riego predial bajo situación proyectada del canal Lo Rojas.

b) Presentar los resultados obtenidos y concluir sobre ellos.

Los antecedentes utilizados en la elaboración de este capítulo fueron los siguientes:

- Fichas del catastro de obras efectuado.
- Modelación del Canal Lo Rojas en Situación con Proyecto.
- Hidráulica de Canales Abiertos – Ven Te Chow (Editorial Mc-Graw Hill, Edición 2004).

- Hidráulica de Canales – Guillermo Sotelo Ávila (UNAM, Facultad de Ingeniería, División Hidráulica / 1ª Edición, 2002).
- Manual de Hidráulica – J.M. de Azevedo, Guillermo Acosta, 1976 (Editorial HARLA, México).
- HEC-RAS 4.1 User's Manual – january 2010 (US army Corps of Engineers / Hydrologic Engineering Center).
- Hidráulica Aplicada al Diseño de Obras – Horacio Mery, U. de Chile.

15.1.2. Bases y Criterios de Diseño

- **General**

Según se ha esbozado anteriormente, se plantean dos tipos de obras de entrega a saber, dependiendo del tramo proyectado de canal:

- Tramos en canal abierto trapecial revestido → Entrega con compuerta.

- Tramo canal en tubería HDPE 1.200mm → Entrega con tubería de fondo con válvula de cierre.

Siendo que, independientemente del tipo de obra de entrega, los datos fundamentales de diseño son la carga hidráulica disponible en el canal y el caudal de entrega (correspondiente a los derechos de agua otorgados a cada regante), lo fundamental será establecer un modo de operación razonable del canal a partir del cual se pueda determinar el caudal pasante en cada punto del canal.

Este modo de operación se traduce, simplemente, en la definición de un sistema adecuado de riego por turnos, que sea realista e intermedio respecto a las situaciones extremas de operación (por ejemplo, el canal operando bajo riego simultáneo en toda el área servida, se trataría de una situación extrema de operación).

Una vez definido el sistema de riego por turnos y los caudales pasantes en todos los puntos del canal, se procede a la modelación del canal proyectado operando en consecuencia, a fin de obtener (mediante el cálculo del eje hidráulico) las cargas hidráulicas disponibles en cada punto de entrega predial.

Finalmente, con las cargas hidráulicas obtenidas por modelación y los derechos de agua de cada entrega, se procede al cálculo y dimensionamiento de las obras señaladas.

15.1.3. Definición del Escenario de Operación del Canal

Como base de cálculo para el dimensionamiento de las obras de entrega, se define el siguiente escenario de operación:

Riego en 2 Turnos:

Turno 1: Riega todo el sector de Las Chacras → Entregas sector Lo Rojas: CERRADAS.

Turno 2: Riega todo el sector de Lo Rojas → Entregas sector Las Chacras: CERRADAS.
Caudal de ingreso permanente por bocatoma: $1 m^3/s$.

En términos de las obras de entrega existentes en el canal Lo Rojas, la división entre los que se consideran los sectores de Las Chacras y Lo Rojas, la obra de la Ficha Nº108 sería la que define el límite entre ambas.

Luego, en el sentido de escurrimiento del canal, durante el **Turno 1** se abastece a las entregas prediales descritas entre las fichas Nº1 a Nº108 (inclusive), ubicadas en el sector de Las Chacras; durante el **Turno 2**, por su parte, se entrega a riego en las obras descritas entre las fichas Nº112 a Nº187, ubicadas en el sector de Lo Rojas.

A continuación se proporcionan los caudales de entrega y pasantes según turno y obra correspondiente:

CUADRO 15.1-1
CAUDALES DE OPERACIÓN CANAL LO ROJAS CON PROYECTO – TURNO 1

TRAMO DE RIEGO	No. FICHA	PK	CAUDAL DE ENTREGA (l/s)	CAUDAL EN CANAL (l/s)
ENTREGAS A RIEGO SECTOR LAS CHACRAS	-----	0	0,00	1052,0
	11	1243	5,00	1047,0
	13	1361	5,00	1042,0
	18	1906	7,50	1034,5
	24	2756	16,50	1018,0
	41	3965	16,50	1001,5
	43	4029	19,50	982,0
	44	4040	16,50	965,5
	45	4045	16,50	949,0
	46	4061	0,00	949,0
	48	4225	27,50	921,5
	49	4318	9,50	912,0
	51	4460	9,50	902,5
	54	4610	16,50	886,0
	55	4815	9,50	876,5
	57	5000	57,50	819,0
	58	5123	9,50	809,5
	60	5369	16,50	793,0
	61	5420	7,50	785,5
	62	5501	13,00	772,5
	63	5752	7,50	765,0
	64	5836	9,50	755,5
	65	5839	3,00	752,5
	76	7010	27,50	725,0
	84	7393	27,50	697,5
	108	9247	0,00	697,5
ENTREGAS A RIEGO SECTOR LO ROJAS	112	9487	0,00	697,5
	118	9826	0,00	697,5
	120	9971	0,00	697,5
	121	9996	0,00	697,5
	125	10192	0,00	697,5
	133	10551	0,00	697,5
	134	10652	0,00	697,5
	137	10964	0,00	697,5
	145	11487	0,00	697,5
	154	12285	0,00	697,5
	156	12354	0,00	697,5
	158	12384	0,00	697,5
	160	12533	0,00	697,5
	161	12590	0,00	697,5

TRAMO DE RIEGO	No. FICHA	PK	CAUDAL DE ENTREGA (l/s)	CAUDAL EN CANAL (l/s)
	162	12680	0,00	697,5
	163	12682	0,00	697,5
	164	12687	0,00	697,5
	167	12962	0,00	697,5
	169	13005	0,00	697,5
	170	13024	0,00	697,5
	171	13123	0,00	697,5
	173	13251	0,00	697,5
	175	13389	0,00	697,5
	177	13513	0,00	697,5
	179	13623	0,00	697,5
	180	13725	0,00	697,5
	182	13737	0,00	697,5
	185	14034	0,00	697,5
	187	14083	0,00	697,5

CUADRO 15.1-2
CAUDALES DE OPERACIÓN CANAL LO ROJAS CON PROYECTO – TURNO 2

TRAMO DE RIEGO	No. FICHA	PK	CAUDAL DE ENTREGA (l/s)	CAUDAL EN CANAL (l/s)
ENTREGAS A RIEGO SECTOR LAS CHACRAS	-----	0	0,00	1052,0
	11	1243	0,00	1052,0
	13	1361	0,00	1052,0
	18	1906	0,00	1052,0
	24	2756	0,00	1052,0
	41	3965	0,00	1052,0
	43	4029	0,00	1052,0
	44	4040	0,00	1052,0
	45	4045	0,00	1052,0
	46	4061	0,00	1052,0
	48	4225	0,00	1052,0
	49	4318	0,00	1052,0
	51	4460	0,00	1052,0
	54	4610	0,00	1052,0
	55	4815	0,00	1052,0
	57	5000	0,00	1052,0
	58	5123	0,00	1052,0
	60	5369	0,00	1052,0
	61	5420	0,00	1052,0
	62	5501	0,00	1052,0
	63	5752	0,00	1052,0
	64	5836	0,00	1052,0
	65	5839	0,00	1052,0
	76	7010	0,00	1052,0
	84	7393	0,00	1052,0
	108	9247	0,00	1052,0
ENTREGAS A RIEGO SECTOR LO ROJAS	112	9487	9,50	1042,5
	118	9826	16,50	1026,0
	120	9971	19,50	1006,5
	121	9996	37,00	969,5
	125	10192	3,00	966,5
	133	10551	0,00	966,5
	134	10652	16,50	950,0
	137	10964	83,50	866,5
	145	11487	83,50	783,0
	154	12285	83,50	699,5
	156	12354	33,50	666,0
	158	12384	23,00	643,0
	160	12533	49,50	593,5
	161	12590	3,00	590,5
	162	12680	12,00	578,5
	163	12682	7,50	571,0
	164	12687	42,00	529,0
	167	12962	5,00	524,0
	169	13005	16,50	507,5
	170	13024	7,50	500,0
	171	13123	12,00	488,0

TRAMO DE RIEGO	No. FICHA	PK	CAUDAL DE ENTREGA (l/s)	CAUDAL EN CANAL (l/s)
	173	13251	7,50	480,5
	175	13389	42,00	438,5
	177	13513	7,50	431,0
	179	13623	19,50	411,5
	180	13725	12,00	399,5
	182	13737	12,00	387,5
	185	14034	27,50	360,0
	187	14083	5,00	355,0

15.1.4. Cálculo de la Carga de Agua en los Puntos de Entrega

Se ejecuta modela y ejecuta de manera independiente la situación con proyecto bajo las situaciones de riego para el Turno 1 y el Turno 2 en el software HEC-RAS 4.1.

Exceptuando los valores de caudal, los demás parámetros hidráulicos de modelación se mantienen intactos, respecto a los planteados en la modelación del eje hidráulico con proyecto.

De esta manera, para el j-ésimo turno (j=1,2) se obtiene la carga hidráulica disponible $\Delta H_{i,j}$ en el i-ésimo punto de entrega que opera abierto (i queda definido por el número de ficha correspondiente), del siguiente modo:

$$\Delta H_{i,j} = Z_{i,j}^{H2O} - Z_{i,j}^{Fondo}$$

donde:

$Z_{i,j}^{H2O}$: cota del pelo de agua en el i-ésimo punto de entrega abierta durante el j-ésimo turno de operación.

$Z_{i,j}^{Fondo}$: cota de fondo en el i-ésimo punto de entrega abierta durante el j-ésimo turno de operación.

Tal como se aprecia, $\Delta H_{i,j}$ es sólo la altura geométrica de escurrimiento, la cual no incluye la altura de velocidades, toda vez que la dirección de la descarga es perpendicular a la del flujo principal.

Por otra parte, para la estimación de $\Delta H_{i,j}$ se tomará la sección inmediatamente aguas arriba de la sección de saque, para lo cual se implementará en el modelo la opción de interpolación de secciones.

15.1.5. Metodología Cálculo Entrega desde Tubería

El problema de dimensionar los saques de caudal para entregas prediales en el tramo revestido en tubería HDPE 1.200mm se enfrentará a través del concepto de tubo corto sujeto a descarga libre.

Dado que el rigor de la teoría hidráulica que soluciona el problema conduce a ecuaciones de compleja resolución, se recurre a la metodología simplificada de cálculo propuesta en una de las referencias señaladas anteriormente (Manual de Hidráulica – J.M. de Azevedo, Guillermo Acosta, 1976 (Editorial HARLA, México)).

Sean los valores de $\Delta H_{i,j}$ y de $q_{i,j}$ valores ya conocidos, en que $q_{i,j}$ corresponde al caudal de entrega durante el j-ésimo turno en el i-ésimo punto de entrega que opera abierto. La carga hidráulica necesaria para entregar el caudal requerido en dicho punto viene dado por la expresión:

$$q_{i,j} = C_d \cdot \Omega_{i,j} \cdot \sqrt{2\,g\,\Delta H_{i,j}}$$

donde:

C_d : Coeficiente de descarga
$\Omega_{i,j}$: Área del i-ésimo tubo de fondo de descarga operando con válvula abierta durante el j-ésimo turno.
g : Aceleración de gravedad ($9.8 m/s^2$)

El valor de Cd se obtiene a partir de la relación $(L/D)_{i,j}$, donde L es la longitud del tubo de fondo y D el diámetro correspondiente.

Experimentalmente, Eytelwein obtuvo valores de C_d como función de L/D, los que se resumen en la siguiente tabla:

CUADRO 15.1-3
TABULACIÓN DE C_d = f(L/D)

L/D	Cd
10	0,77
20	0,73
30	0,70
40	0,66
60	0,60

Luego, a través de iteraciones sucesivas que combinen longitudes y diámetros comerciales apropiados, se calcula $q_{i,j}$ tal que éste sea mayor o igual al derecho de agua correspondiente.

Para el control del funcionamiento en cada entrega y facilitar operaciones de reparación, montaje y/o desmontaje, se consulta la instalación de una cámara de válvulas, construida en hormigón armado, donde en su interior irá una válvula de globo, que permitirá hacer la entrega del caudal de riego de acuerdo con los derechos de agua que le corresponda.

15.1.6. Metodología Cálculo de Entrega desde Compuertas

El análisis y diseño se basará en la publicación "Estudio sobre el Comportamiento Hidráulico de Compuertas Laterales en Canales" (Departamento de Obras U. de Chile, 1971), la cual establece la metodología de cálculo que se detalla en lo sucesivo.

Sea la siguiente la ecuación general de gasto de una compuerta lateral:

$$q_{i,j} = C_{i,j}^{Q} \cdot b_{i,j} \cdot a_{i,j} \cdot \sqrt{2g \cdot h_{i,j}}$$

en que:

- $q_{i,j}$: Caudal que ingresa por la i-ésima compuerta que opera abierta durante el turno j.
- $C^{Q}_{i,j}$: Coeficiente de gasto de la i-ésima compuerta que opera abierta durante el turno j.
- $a_{i,j}$: Abertura de la i-ésima compuerta que opera abierta durante el turno j.
- $b_{i,j}$: Ancho de la i-ésima compuerta que opera abierta durante el turno j.
- g : Aceleración de gravedad ($9.81 m/s^2$).
- $h_{i,j}$: Altura de escurrimiento justo aguas debajo de la i-ésima compuerta que opera abierta durante el turno j.

Respecto al coeficiente de gasto $C^{Q}_{i,j}$, este ha sido determinado experimentalmente, comprobándose que corresponde a la función de los siguientes parámetros:

$$C_{i,j}^{Q} = f\left(Fr, \frac{h}{a}, \frac{b}{b_{Canal}}, \frac{b}{a} \right)_{i,j}$$

donde Fr es el número de Froude justo aguas abajo de la compuerta; el resto de los parámetros adimensionales corresponde a relaciones geométricas de la compuerta lateral y la altura de escurrimiento h, previamente definida.

A partir de lo anterior y variados resultados experimentales, se pudo establecer que el coeficiente de gasto se puede determinar a través de la siguiente relación:

$$C_{i,j}^{Q} = \alpha_{i,j} \cdot \beta_{i,j} \cdot C_{i,j}^{Q}(0,1,0)$$

donde:

$\alpha_{i,j}$: Coeficiente función del número de Froude justo aguas abajo de la i-ésima compuerta lateral abierta durante el turno j.

$\beta_{i,j}$:Coeficiente función de la relación b/a correspondiente a la i-ésima compuerta lateral abierta durante el turno j.

$C^{Q}_{i,j}(0,1,0)$: Coeficiente función de la relación h/a correspondiente a la i-ésima compuerta lateral abierta durante el turno j.

Los valores de $\alpha_{i,j}$, $\beta_{i,j}$ y $C^{Q}_{i,j}$ (0, 1, 0) se encuentran tabulados y se indican a continuación:

CUADRO 15.1-4

VALORES TABULADOS PARA COEFICIENTES α, β y C_Q

Fr	α
0	1,000
0,1	0,998
0,2	0,993
0,3	0,983
0,4	0,967
0,5	0,943
0,6	0,907
0,7	0,840
0,8	-
0,9	-

b / a	β
0,0	1,007
0,5	1,006
1,0	0,999
1,5	0,989
2,0	0,984
2,5	0,981
3,0	0,980
> 3,0	0,980

h / a	C_Q (0 , 1 , 0)
1,5	0,430
2,0	0,502
2,5	0,532
3,0	0,550
3,5	0,562
4,0	0,572
4,5	0,580
5,0	0,585
5,5	0,589
6,0	0,593
6,5	0,596
7,0	0,598
7,5	0,600
8,0	0,602
9,0	0,604
10,0	0,606

15.1.7. Modelación Riego con Turnos

Según se ha planteado anteriormente, se procede a la modelación del canal lo rojas según las condiciones de caudal que circula por el canal Lo Rojas dado el Turno 1 o el Turno 2. Con esto se busca obtener las alturas de escurrimiento que servirán para el dimensionamiento de las obras de entrega, según corresponda al tramo en que se encuentra la entrega y al turno durante el cual opera en estatus abierto.

Las condiciones de modelación de estos escenarios de riego no difieren en gran medida respecto a la modelación del escenario de capacidad (1,2 m^3/s), salvo por la asignación especial de caudales que llevan los perfiles que corresponden a puntos de entrega.

Consecuentemente con lo anterior, HEC-RAS 4.1 permite asignar el caudal que pasa por una sección, en que:

$$Q_{i,j} = Q_{i-1,j} - Q_{i,j}^{DA}$$

donde:

- $Q_{i,j}$: Caudal que portea el canal justo aguas abajo de la i-ésima entrega representada en el i-ésimo perfil que riega en el turno j.
- $Q_{i-1,j}$: Caudal que circula por el canal luego de la entrega i-1 que opera en el turno j-ésimo.
- $Q_{i,j}^{DA}$: Caudal que sale del canal por derechos de agua de la i-ésima entrega que opera durante el turno j.

Manteniendo el resto de los parámetros hidráulicos de las mejoras contempladas para la situación con proyecto, se procede a ejecutar el modelo. Los resultados se resumen en los siguientes cuadros, en que la altura de eje hidráulico para cada perfil se encuentra en la columna denominada "h_{H2O}".

CUADRO 15.1-5
EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PROYECTADO – SITUACIÓN DE RIEGO CON ENTREGA A SECTOR LAS CHACRAS Y LO ROJAS CERRADO (TURNO 1)

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
Salida BT / CANAL TRAPECIAL	750	N/A	N/A	1.05	199.55	200.39	0.84	N/A	200.40	0.00016	0.50	2.10	2.50	0.17
	750.01	N/A	N/A	1.05	199.56	200.38	0.82	N/A	200.40	0.00013	0.62	1.83	2.41	0.22
	835	N/A	N/A	1.05	199.47	200.38	0.91	N/A	200.39	0.00009	0.57	2.03	2.46	0.19
	839.99	N/A	N/A	1.05	199.46	200.38	0.92	N/A	200.39	0.00009	0.56	2.04	2.46	0.19
CANAL EN TUBERÍA ESTRCUTURADA HDPE DN1200mm	840	N/A	N/A	1.05	199.46	200.31	0.85	0.71	200.39	0.00060	1.23	0.85	1.09	0.43
	949.99	N/A	N/A	1.05	199.35	200.25	0.90	0.75	200.32	0.00053	1.17	0.90	1.04	0.39
	950	ALCANTARILLA EXISTENTE FICHA 6												
	1010.1	N/A	N/A	1.05	199.29	200.00	0.71	0.59	200.12	0.00100	1.51	0.70	1.17	0.57
	1238.5	11	5	1.05	199.06	199.77	0.71	0.59	199.89	0.00101	1.52	0.69	1.17	0.58
	1360.5	13	5	1.04	198.94	199.64	0.70	0.58	199.76	0.00102	1.52	0.69	1.17	0.58
	1365	N/A	N/A	1.04	198.94	199.64	0.70	0.58	199.76	0.00102	1.52	0.69	1.17	0.58
	1775	N/A	N/A	1.04	198.53	199.08	0.55	0.46	199.30	0.00227	2.06	0.51	1.19	1.00
	1906.5	18	7.5	1.03	198.00	198.55	0.55	0.46	198.77	0.00222	2.04	0.51	1.19	0.99
	1950	N/A	N/A	1.03	197.83	198.53	0.70	0.58	198.65	0.00100	1.50	0.69	1.17	0.57
	2575	N/A	N/A	1.03	197.20	197.75	0.55	0.46	197.97	0.00222	2.04	0.51	1.19	0.99
	2757.1	24	16.5	1.02	196.11	196.60	0.49	0.41	196.88	0.00315	2.31	0.44	1.17	1.20
	2825	N/A	N/A	1.02	195.70	196.46	0.76	0.63	196.56	0.00076	1.35	0.75	1.15	0.49
	2975	N/A	N/A	1.02	195.55	196.36	0.81	0.68	196.44	0.00065	1.27	0.80	1.13	0.45
	3325	N/A	N/A	1.02	195.31	196.13	0.82	0.68	196.20	0.00062	1.24	0.82	1.12	0.44
	3963.4	41	16.5	1.00	194.92	195.68	0.76	0.63	195.77	0.00074	1.33	0.75	1.16	0.49
	4025.2	43	19.5	0.98	194.88	195.63	0.75	0.63	195.72	0.00074	1.32	0.74	1.16	0.49
	4037	44	16.5	0.97	194.87	195.62	0.75	0.63	195.71	0.00072	1.30	0.74	1.16	0.48
	4042	45	16.5	0.95	194.87	195.62	0.75	0.63	195.70	0.00069	1.28	0.74	1.16	0.47
	4056	46	0	0.95	194.86	195.61	0.75	0.63	195.70	0.00069	1.28	0.74	1.16	0.47
	4222.1	48	27.5	0.92	194.76	195.48	0.72	0.60	195.57	0.00073	1.30	0.71	1.17	0.49
	4314.8	49	9.5	0.91	194.71	195.41	0.70	0.58	195.50	0.00079	1.33	0.68	1.17	0.51
	4450	N/A	N/A	0.91	194.63	195.27	0.64	0.53	195.38	0.00102	1.47	0.62	1.19	0.58
	4456.6	51	9.5	0.90	194.62	195.27	0.65	0.54	195.37	0.00099	1.45	0.62	1.19	0.57
	4606.9	54	16.5	0.89	194.47	195.12	0.65	0.54	195.22	0.00094	1.42	0.62	1.19	0.56

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	4850	N/A	N/A	0.89	194.23	194.90	0.67	0.56	194.99	0.00085	1.36	0.65	1.18	0.53
	4885.6	55	9.5	0.88	194.21	194.86	0.65	0.54	194.96	0.00089	1.38	0.63	1.19	0.54
	4955.5	N/A	N/A	0.88	194.17	194.78	0.61	0.51	194.90	0.00112	1.51	0.58	1.20	0.61
	4970.5	N/A	N/A	0.88	192.39	194.83	2.44	N/A	194.87	0.00030	0.78	1.13	Sifón	0.16
	4975.75	N/A	N/A	0.88	192.34	194.83	2.49	N/A	194.86	0.00030	0.78	1.13	Sifón	0.16
	4981	N/A	N/A	0.88	192.39	194.83	2.44	N/A	194.86	0.00030	0.78	1.13	Sifón	0.16
	4993	N/A	N/A	0.88	194.14	194.67	0.53	0.44	194.84	0.00188	1.83	0.48	1.18	0.92
	4995.6	57	57.5	0.82	194.14	194.69	0.55	0.46	194.82	0.00140	1.62	0.51	1.19	0.79
	5000	N/A	N/A	0.82	194.14	194.68	0.54	0.45	194.82	0.00145	1.64	0.50	1.19	0.80
	5119.4	58	9.5	0.81	193.96	194.51	0.55	0.46	194.64	0.00134	1.58	0.51	1.19	0.77
	5300	N/A	N/A	0.81	193.69	194.30	0.61	0.51	194.40	0.00094	1.39	0.58	1.20	0.56
	5362.9	60	16.5	0.79	193.65	194.23	0.58	0.48	194.34	0.00112	1.48	0.54	1.19	0.70
	5400	N/A	N/A	0.79	193.63	194.16	0.53	0.44	194.30	0.00145	1.62	0.49	1.18	0.81
	5413.9	61	7.5	0.79	193.61	194.14	0.53	0.44	194.27	0.00140	1.60	0.49	1.18	0.79
	5494.3	62	13	0.77	193.48	194.04	0.56	0.47	194.16	0.00123	1.52	0.51	1.19	0.74
	5700	N/A	N/A	0.77	193.17	193.84	0.67	0.56	193.92	0.00065	1.19	0.65	1.18	0.47
	5746.2	63	7.5	0.77	193.15	193.81	0.66	0.55	193.89	0.00065	1.19	0.64	1.18	0.46
	5829.9	64	9.5	0.76	193.10	193.76	0.66	0.55	193.83	0.00065	1.19	0.64	1.18	0.47
	5833.6	65	3	0.75	193.10	193.75	0.65	0.54	193.83	0.00065	1.18	0.64	1.18	0.47
	6225	N/A	N/A	0.75	192.86	193.41	0.55	0.46	193.52	0.00118	1.49	0.51	1.19	0.73
	6406.99	N/A	N/A	0.75	192.50	193.14	0.64	0.53	193.21	0.00071	1.22	0.62	1.19	0.49
	6407	ALCANTARILLA EXISTENTE FICHA 70												
	6436.01	N/A	N/A	0.75	192.44	192.93	0.49	0.41	193.08	0.00180	1.73	0.43	1.17	0.91
	6500	N/A	N/A	0.75	192.31	192.78	0.47	0.39	192.95	0.00214	1.84	0.41	1.17	1.00
	6650	N/A	N/A	0.75	191.71	192.29	0.58	0.48	192.39	0.00099	1.39	0.54	1.20	0.66
	7005.3	76	27.5	0.72	191.36	191.92	0.56	0.47	192.02	0.00099	1.38	0.53	1.19	0.66
	7384.9	84	27.5	0.70	190.97	191.54	0.57	0.47	191.63	0.00096	1.35	0.52	1.19	0.65
	7850	N/A	N/A	0.70	190.51	191.13	0.62	0.52	191.20	0.00067	1.18	0.59	1.19	0.48
	8700	N/A	N/A	0.70	189.92	190.45	0.53	0.44	190.55	0.00115	1.44	0.48	1.18	0.72
	9234.2	108	0	0.70	189.27	189.81	0.54	0.45	189.91	0.00115	1.44	0.48	1.18	0.72
	9469.8	112	0	0.70	188.99	189.53	0.54	0.45	189.63	0.00111	1.42	0.49	1.18	0.70
	9700	N/A	N/A	0.70	188.72	189.29	0.57	0.47	189.38	0.00087	1.30	0.54	1.19	0.62

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	9806.7	118	0	0.70	188.62	189.19	0.57	0.47	189.28	0.00088	1.30	0.54	1.19	0.62
	9951.6	120	0	0.70	188.49	189.06	0.57	0.47	189.15	0.00090	1.32	0.53	1.19	0.63
	9969.6	121	0	0.70	188.47	189.04	0.57	0.47	189.13	0.00091	1.32	0.53	1.19	0.63
	10172.9	125	0	0.70	188.29	188.84	0.55	0.46	188.94	0.00104	1.39	0.50	1.19	0.68
	10300	N/A	N/A	0.70	188.18	188.62	0.44	0.37	188.79	0.00215	1.81	0.39	1.16	1.00
CANAL TRAPECIAL ABIERTO / b=2m ; H:V = 1:4	10300.1	N/A	N/A	0.70	188.18	188.29	0.11	N/A	188.76	0.04284	3.05	0.23	2.06	2.88
	10350	N/A	N/A	0.70	188.13	188.54	0.41	N/A	188.58	0.00059	0.84	0.87	2.21	0.42
	10531.1	133	0	0.70	188.02	188.43	0.41	N/A	188.47	0.00058	0.84	0.87	2.21	0.42
	10631.8	134	0	0.70	187.96	188.37	0.41	N/A	188.41	0.00058	0.84	0.87	2.21	0.42
	10945.4	137	0	0.70	187.77	188.19	0.42	N/A	188.22	0.00058	0.83	0.87	2.21	0.41
	11468.6	145	0	0.70	187.46	187.90	0.44	N/A	187.93	0.00046	0.78	0.94	2.22	0.37
	11714.9	N/A	N/A	0.70	187.31	187.81	0.50	N/A	187.83	0.00031	0.69	1.06	2.25	0.31
	11715	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 148												
	11723.4	N/A	N/A	0.70	187.31	187.79	0.48	N/A	187.82	0.00035	0.72	1.02	2.24	0.33
	12110	N/A	N/A	0.70	187.08	187.70	0.62	N/A	187.72	0.00014	0.55	1.35	2.31	0.22
	12117	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 151												
	12150	N/A	N/A	0.70	187.05	187.69	0.64	N/A	187.71	0.00013	0.54	1.39	2.32	0.21
	12199.9	N/A	N/A	0.70	187.01	187.69	0.68	N/A	187.70	0.00011	0.51	1.47	2.34	0.20
	12200	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 153												
	12214.1	N/A	N/A	0.70	187.00	187.39	0.39	N/A	187.43	0.00073	0.90	0.81	2.19	0.46
	12265.2	154	0	0.70	186.96	187.35	0.39	N/A	187.39	0.00071	0.89	0.82	2.19	0.45
	12334.6	156	0	0.70	186.90	187.30	0.40	N/A	187.34	0.00067	0.87	0.83	2.20	0.44
	12344	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 157												
	12360.9	158	0	0.70	186.88	187.26	0.38	N/A	187.30	0.00078	0.91	0.79	2.19	0.47
	12513.5	160	0	0.70	186.76	187.14	0.38	N/A	187.18	0.00078	0.91	0.79	2.19	0.47
	12570.9	161	0	0.70	186.71	187.09	0.38	N/A	187.13	0.00079	0.92	0.79	2.19	0.48
	12660.5	162	0	0.70	186.64	187.02	0.38	N/A	187.06	0.00079	0.92	0.79	2.19	0.48
	12662.8	163	0	0.70	186.64	187.02	0.38	N/A	187.06	0.00079	0.92	0.79	2.19	0.48
	12672.7	164	0	0.70	186.63	187.01	0.38	N/A	187.05	0.00079	0.92	0.79	2.19	0.48
	12941.8	167	0	0.70	186.42	186.77	0.35	N/A	186.82	0.00098	0.98	0.74	2.18	0.52
	12950	N/A	N/A	0.70	186.41	186.76	0.35	N/A	186.81	0.00099	0.98	0.74	2.18	0.53
	12983.9	169	0	0.70	186.38	186.73	0.35	N/A	186.78	0.00099	0.98	0.74	2.18	0.53

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	13002.9	170	0	0.70	186.36	186.71	0.35	N/A	186.76	0.00099	0.98	0.74	2.18	0.53
	13101.8	171	0	0.70	186.26	186.61	0.35	N/A	186.66	0.00099	0.98	0.74	2.18	0.53
	13230.3	173	0	0.70	186.13	186.48	0.35	N/A	186.53	0.00101	0.99	0.73	2.18	0.53
	13367.6	175	0	0.70	185.99	186.33	0.34	N/A	186.39	0.00111	1.02	0.71	2.17	0.56
	13450	N/A	N/A	0.70	185.91	186.22	0.31	N/A	186.29	0.00149	1.11	0.65	2.16	0.63
	13492	177	0	0.70	185.85	186.16	0.31	N/A	186.22	0.00151	1.11	0.65	2.16	0.64
	13599.4	179	0	0.70	185.69	185.99	0.30	N/A	186.06	0.00161	1.14	0.63	2.15	0.66
	13625	N/A	N/A	0.70	185.65	185.95	0.30	N/A	186.02	0.00175	1.16	0.62	2.15	0.68
	13698.4	180	0	0.70	185.50	185.84	0.34	N/A	185.89	0.00116	1.03	0.70	2.17	0.57
	13702	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 181												
	13717.1	182	0	0.70	185.47	185.75	0.28	N/A	185.83	0.00201	1.21	0.59	2.14	0.73
	13825	N/A	N/A	0.70	185.25	185.48	0.23	N/A	185.59	0.00398	1.49	0.48	2.12	0.99
	13875	N/A	N/A	0.70	185.05	185.28	0.23	N/A	185.39	0.00414	1.51	0.47	2.12	1.00
	13975	N/A	N/A	0.70	184.25	184.48	0.23	N/A	184.59	0.00417	1.51	0.47	2.11	1.01
	14012.4	185	0	0.70	183.31	183.45	0.14	N/A	183.79	0.02505	2.59	0.27	2.07	2.26
	14061.5	187	0	0.70	182.09	182.22	0.13	N/A	182.56	0.02534	2.60	0.27	2.07	2.27
	14062.7	N/A	N/A	0.70	182.05	182.19	0.14	N/A	182.53	0.02534	2.60	0.27	2.07	2.27

CUADRO 15.1-6
EJE HIDRÁULICO CANAL LO ROJAS PROYECTADO – SITUACIÓN DE RIEGO CON ENTREGA A SECTOR LO ROJAS Y LAS CHACRAS CERRADO (TURNO 2)

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
Salida BT / CANAL TRAPECIAL	750	N/A	N/A	1.05	199.55	200.39	0.84	N/A	200.41	0.00016	0.50	2.11	2.50	0.17
	750.01	N/A	N/A	1.05	199.56	200.38	0.82	N/A	200.40	0.00013	0.62	1.83	2.41	0.22
	835	N/A	N/A	1.05	199.47	200.38	0.91	N/A	200.39	0.00009	0.57	2.03	2.46	0.19
	839.99	N/A	N/A	1.05	199.46	200.38	0.92	N/A	200.39	0.00009	0.56	2.04	2.46	0.19
CANAL EN TUBERÍA ESTRCUTURADA HDPE DN1200mm	840	0	0	1.05	199.46	200.31	0.85	0.71	200.39	0.00060	1.23	0.85	1.09	0.43
	949.99	N/A	N/A	1.05	199.35	200.25	0.90	0.75	200.32	0.00053	1.17	0.90	1.04	0.39
	950	ALCANTARILLA EXISTENTE FICHA 6												
	1010.1	13	0	1.05	199.29	200.01	0.72	0.60	200.12	0.00099	1.50	0.70	1.17	0.57
	1238.5	N/A	N/A	1.05	199.06	199.77	0.71	0.59	199.89	0.00101	1.51	0.70	1.17	0.57
	1360.5	N/A	N/A	1.05	198.94	199.65	0.71	0.59	199.77	0.00102	1.52	0.69	1.17	0.58
	1365	18	0	1.05	198.94	199.64	0.70	0.58	199.76	0.00102	1.52	0.69	1.17	0.58
	1775	N/A	N/A	1.05	198.53	199.09	0.56	0.47	199.30	0.00223	2.05	0.51	1.19	1.00
	1906.5	N/A	N/A	1.05	198.00	198.55	0.55	0.46	198.77	0.00245	2.12	0.50	1.19	1.05
	1950	24	0	1.05	197.83	198.54	0.71	0.59	198.66	0.00100	1.51	0.70	1.17	0.57
	2575	N/A	N/A	1.05	197.20	197.76	0.56	0.47	197.97	0.00224	2.05	0.51	1.19	1.00
	2757.1	N/A	N/A	1.05	196.11	196.65	0.54	0.45	196.88	0.00245	2.12	0.50	1.19	1.05
	2825	N/A	N/A	1.05	195.70	196.48	0.78	0.65	196.58	0.00075	1.35	0.78	1.14	0.49
	2975	41	0	1.05	195.55	196.38	0.83	0.69	196.46	0.00064	1.27	0.83	1.11	0.44
	3325	43	0	1.05	195.31	196.15	0.84	0.70	196.23	0.00061	1.24	0.85	1.09	0.43
	3963.4	44	0	1.05	194.92	195.74	0.82	0.68	195.82	0.00066	1.28	0.82	1.11	0.45
	4025.2	45	0	1.05	194.88	195.70	0.82	0.68	195.78	0.00067	1.28	0.82	1.12	0.45
	4037	46	0	1.05	194.87	195.69	0.82	0.68	195.77	0.00067	1.29	0.82	1.12	0.45
	4042	48	0	1.05	194.87	195.69	0.82	0.68	195.77	0.00067	1.29	0.82	1.12	0.45
	4056	49	0	1.05	194.86	195.68	0.82	0.68	195.76	0.00067	1.29	0.82	1.12	0.46
	4222.1	N/A	N/A	1.05	194.76	195.55	0.79	0.66	195.64	0.00073	1.33	0.79	1.14	0.48
	4314.8	51	0	1.05	194.71	195.48	0.77	0.64	195.57	0.00079	1.37	0.77	1.15	0.50
	4450	54	0	1.05	194.63	195.35	0.72	0.60	195.46	0.00096	1.48	0.71	1.17	0.56
	4456.6	N/A	N/A	1.05	194.62	195.34	0.72	0.60	195.45	0.00095	1.48	0.71	1.17	0.56

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	4606.9	55	0	1.05	194.47	195.20	0.73	0.61	195.31	0.00093	1.47	0.72	1.17	0.55
	4850	N/A	N/A	1.05	194.23	194.98	0.75	0.63	195.08	0.00084	1.41	0.75	1.16	0.52
	4885.6	N/A	N/A	1.05	194.21	194.95	0.74	0.62	195.05	0.00088	1.44	0.73	1.16	0.53
	4955.5	N/A	N/A	1.05	194.17	194.87	0.70	0.58	194.99	0.00105	1.54	0.68	1.17	0.59
	4970.5	N/A	N/A	1.05	192.39	194.91	2.52	N/A	194.96	0.00043	0.93	1.13	Sifón	0.19
	4975.75	N/A	N/A	1.05	192.34	194.91	2.57	N/A	194.95	0.00043	0.93	1.13	Sifón	0.19
	4981	57	0	1.05	192.39	194.91	2.52	N/A	194.95	0.00043	0.93	1.13	Sifón	0.19
	4993	N/A	N/A	1.05	194.14	194.79	0.65	0.54	194.94	0.00137	1.71	0.62	1.19	0.68
	4995.6	58	0	1.05	194.14	194.78	0.64	0.53	194.93	0.00136	1.70	0.62	1.19	0.68
	5000	N/A	N/A	1.05	194.14	194.78	0.64	0.53	194.93	0.00139	1.72	0.61	1.19	0.68
	5119.4	60	0	1.05	193.96	194.62	0.66	0.55	194.76	0.00127	1.66	0.63	1.18	0.65
	5300	N/A	N/A	1.05	193.69	194.41	0.72	0.60	194.52	0.00093	1.47	0.72	1.17	0.55
	5362.9	61	0	1.05	193.65	194.34	0.69	0.57	194.46	0.00109	1.56	0.67	1.18	0.60
	5400	62	0	1.05	193.63	194.29	0.66	0.55	194.43	0.00127	1.65	0.64	1.18	0.65
	5413.9	N/A	N/A	1.05	193.61	194.27	0.66	0.55	194.41	0.00125	1.64	0.64	1.18	0.64
	5494.3	63	0	1.05	193.48	194.17	0.69	0.57	194.30	0.00110	1.57	0.67	1.18	0.60
	5700	64	0	1.05	193.17	194.00	0.83	0.69	194.08	0.00066	1.28	0.82	1.12	0.45
	5746.2	65	0	1.05	193.15	193.96	0.81	0.68	194.05	0.00067	1.29	0.82	1.12	0.45
	5829.9	N/A	N/A	1.05	193.10	193.90	0.80	0.67	193.99	0.00069	1.30	0.81	1.13	0.46
	5833.6	N/A	N/A	1.05	193.10	193.90	0.80	0.67	193.99	0.00069	1.31	0.81	1.13	0.46
	6225	0	0	1.05	192.86	193.54	0.68	0.57	193.67	0.00116	1.60	0.66	1.18	0.62
	6406.99	N/A	N/A	1.05	192.50	193.26	0.76	0.63	193.36	0.00082	1.39	0.75	1.16	0.51
	6407	ALCANTARILLA EXISTENTE FICHA 70												
	6436.01	N/A	N/A	1.05	192.44	193.02	0.58	0.48	193.21	0.00189	1.93	0.55	1.20	0.91
	6500	76	0	1.05	192.31	192.87	0.56	0.47	193.08	0.00226	2.06	0.51	1.19	1.00
	6650	84	0	1.05	191.71	192.43	0.72	0.60	192.54	0.00098	1.50	0.70	1.17	0.57
	7005.3	N/A	N/A	1.05	191.36	192.07	0.71	0.59	192.19	0.00098	1.50	0.70	1.17	0.56
	7384.9	N/A	N/A	1.05	190.97	191.70	0.73	0.61	191.81	0.00093	1.47	0.72	1.17	0.55
	7850	108	0	1.05	190.51	191.32	0.81	0.68	191.40	0.00069	1.31	0.81	1.13	0.46
	8700	112	9.5	1.05	189.92	190.59	0.67	0.56	190.72	0.00115	1.60	0.66	1.18	0.62
	9234.2	N/A	N/A	1.05	189.27	189.95	0.68	0.57	190.08	0.00115	1.59	0.66	1.18	0.62
	9469.8	118	16.5	1.04	188.99	189.68	0.69	0.57	189.80	0.00110	1.56	0.67	1.18	0.60

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	9700	120	19.5	1.04	188.72	189.43	0.71	0.59	189.55	0.00095	1.48	0.71	1.17	0.56
	9806.7	121	37	1.03	188.62	189.33	0.71	0.59	189.44	0.00097	1.48	0.69	1.17	0.56
	9951.6	125	3	1.01	188.49	189.17	0.68	0.57	189.29	0.00103	1.51	0.66	1.18	0.58
	9969.6	N/A	N/A	0.97	188.47	189.16	0.69	0.57	189.27	0.00095	1.45	0.67	1.18	0.56
	10172.9	N/A	N/A	0.97	188.29	188.94	0.65	0.54	189.06	0.00111	1.54	0.63	1.19	0.61
	10300	N/A	N/A	0.97	188.18	188.71	0.53	0.44	188.91	0.00221	2.00	0.48	1.18	1.00
CANAL TRAPECIAL ABIERTO / b=2m ; H:V = 1:4	10300.1	133	0	0.97	188.18	188.32	0.14	N/A	188.88	0.03653	3.31	0.30	2.07	2.77
	10350	134	16.5	0.97	188.13	188.63	0.50	N/A	188.67	0.00060	0.96	1.06	2.25	0.43
	10531.1	137	83.5	0.97	188.02	188.51	0.49	N/A	188.56	0.00062	0.97	1.05	2.25	0.44
	10631.8	145	83.5	0.95	187.96	188.45	0.49	N/A	188.50	0.00061	0.96	1.04	2.24	0.44
	10945.4	N/A	N/A	0.87	187.77	188.24	0.47	N/A	188.29	0.00058	0.91	1.00	2.24	0.42
	11468.6	0	0	0.78	187.46	187.94	0.48	N/A	187.97	0.00044	0.80	1.02	2.24	0.37
	11714.9	N/A	N/A	0.78	187.31	187.85	0.54	N/A	187.88	0.00030	0.72	1.15	2.27	0.31
	11715	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 148												
	11723.4	0	0	0.78	187.31	187.83	0.52	N/A	187.86	0.00033	0.74	1.12	2.26	0.33
	12110	N/A	N/A	0.78	187.08	187.75	0.67	N/A	187.76	0.00014	0.57	1.46	2.34	0.22
	12117	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 151												
	12150	N/A	N/A	0.78	187.05	187.73	0.68	N/A	187.75	0.00014	0.56	1.49	2.34	0.22
	12199.9	N/A	N/A	0.78	187.01	187.73	0.72	N/A	187.74	0.00011	0.54	1.57	2.36	0.20
	12200	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 153												
	12214.1	156	33.5	0.78	187.00	187.38	0.38	N/A	187.43	0.00097	1.02	0.80	2.19	0.53
	12265.2	0	0	0.70	186.96	187.33	0.37	N/A	187.38	0.00081	0.93	0.78	2.19	0.48
	12334.6	158	23	0.67	186.90	187.28	0.38	N/A	187.32	0.00075	0.89	0.78	2.19	0.46
	12344	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 157												
	12360.9	161	3	0.64	186.88	187.24	0.36	N/A	187.28	0.00083	0.90	0.74	2.18	0.48
	12513.5	162	12	0.59	186.76	187.10	0.34	N/A	187.14	0.00084	0.88	0.70	2.17	0.48
	12570.9	163	7.5	0.59	186.71	187.05	0.34	N/A	187.09	0.00087	0.88	0.69	2.17	0.49
	12660.5	164	42	0.58	186.64	186.96	0.32	N/A	187.00	0.00098	0.91	0.66	2.16	0.52
	12662.8	167	5	0.57	186.64	186.96	0.32	N/A	187.00	0.00095	0.89	0.66	2.16	0.51
	12672.7	N/A	N/A	0.53	186.63	186.95	0.32	N/A	186.99	0.00079	0.82	0.67	2.16	0.46
	12941.8	169	16.5	0.52	186.42	186.71	0.29	N/A	186.75	0.00105	0.89	0.61	2.15	0.53
	12950	170	7.5	0.52	186.41	186.70	0.29	N/A	186.74	0.00107	0.90	0.60	2.15	0.53

TRAMO	km	FICHA Nº	$Q_{Entrega}$ (l/s)	Q_{Canal} (m^3/s)	Z_{Fondo} (m)	$Z_{Pelo\ de\ Agua}$ (m)	h_{H2O} (m)	h/D	$Z_{Beronoulli}$ (msnm)	J (m/m)	v (m/s)	Ω (m^2)	$b_{Superficial}$ (m)	Froude
	12983.9	171	12	0.51	186.38	186.66	0.28	N/A	186.70	0.00104	0.88	0.60	2.14	0.52
	13002.9	173	7.5	0.50	186.36	186.64	0.28	N/A	186.68	0.00101	0.86	0.60	2.14	0.51
	13101.8	175	42	0.49	186.26	186.54	0.28	N/A	186.58	0.00100	0.85	0.59	2.14	0.51
	13230.3	N/A	N/A	0.48	186.13	186.41	0.28	N/A	186.45	0.00103	0.86	0.58	2.14	0.52
	13367.6	177	7.5	0.44	185.99	186.25	0.26	N/A	186.29	0.00108	0.84	0.54	2.13	0.52
	13450	179	19.5	0.44	185.91	186.15	0.24	N/A	186.19	0.00151	0.93	0.48	2.12	0.61
	13492	N/A	N/A	0.43	185.85	186.08	0.23	N/A	186.12	0.00151	0.92	0.48	2.12	0.61
	13599.4	180	12	0.41	185.69	185.91	0.22	N/A	185.95	0.00164	0.93	0.45	2.11	0.63
	13625	0	0	0.41	185.65	185.86	0.21	N/A	185.91	0.00194	0.97	0.43	2.11	0.68
	13698.4	182	12	0.40	185.50	185.73	0.23	N/A	185.77	0.00138	0.87	0.47	2.11	0.58
	13702	ALCANTARILLA CAJÓN PROYECTADA PARA CRUCE FICHA 181												
	13717.1	N/A	N/A	0.39	185.47	185.67	0.20	N/A	185.71	0.00200	0.96	0.41	2.10	0.68
	13825	N/A	N/A	0.39	185.25	185.41	0.16	N/A	185.48	0.00397	1.18	0.33	2.08	0.93
	13875	185	27.5	0.39	185.05	185.21	0.16	N/A	185.28	0.00464	1.24	0.32	2.08	1.00
	13975	187	5	0.39	184.25	184.40	0.15	N/A	184.48	0.00509	1.27	0.31	2.08	1.04
	14012.4	N/A	N/A	0.36	183.31	183.40	0.09	N/A	183.62	0.02918	2.08	0.17	2.04	2.27
	14061.5	N/A	N/A	0.36	182.09	182.18	0.09	N/A	182.38	0.02523	1.98	0.18	2.04	2.12
	14062.7	N/A	N/A	0.36	182.05	182.14	0.09	N/A	182.34	0.02523	1.98	0.18	2.04	2.12

Siendo la altura de escurrimiento el dato que interesa para el dimensionamiento de las obras de entrega predial, es importante señalar que, para los efectos del presente trabajo, se tomará como valor de carga hidráulica disponible a aquél indicado por el eje hidráulico en el punto exacto de la entrega correspondiente.

Esta simplificación, tendiente a no considerar las diferencias que pudieran existir entre lo que sucede con la altura de escurrimiento justo aguas arriba, justo aguas abajo y en la misma sección en que se encuentra la entrega, se justifica en el resultado que entrega el eje hidráulico en dichas secciones: las alturas de escurrimiento son bastante estables, sin depresiones considerables del eje en la vecindad del punto de saque, cuya obra de entrega habrá de diseñarse.

Los datos de carga hidráulica, descontado el 50% del diámetro de las tuberías de saque, para diseño se presentan en los siguientes capítulos, según se trate de entregas operando en estatus abierto en el tramo entubado (Turno 1: riego en el sector de Las Chacras) o en el tramo de canal trapecial (Turno 2: riego en el sector de Lo Rojas).

15.1.8. Dimensionamiento de las Tuberías de Entrega en Tramo Entubado

Correspondientes a las entregas que operan abiertas en el Turno 1, es decir, el Correspondientes a las entregas que operan abiertas en el Turno 1, es decir, el tramo entubado que se encuentra en el sector de Las Chacras, se entrega a continuación el dimensionamiento de las tuberías de saque, según los criterios de cálculo presentados en el numeral 4.4 de este documento.

El cálculo se efectúa de modo iterativo, iterando con el diámetro teórico requerido, para luego determinar el diámetro comercial que mejor se ajuste; para estos efectos, se han utilizado las características técnicas del PVC Clase 4 según los datos del siguiente cuadro.

CUADRO 15.1-7
DN y ESPESOR TUBERÍAS PVC CLASE 4

DN (mm)	PVC CLASE 4	
	e (mm)	$D_{Interior}$ (mm)
75	1,8	71,40
90	1,8	86,4
110	2,2	105,6
125	2,5	120,0
140	2,8	134,4
160	3,2	153,6
200	4,0	192,0
250	4,9	240,2
315	6,2	302,6
355	7,0	341,0
400	7,9	384,2

Los resultados obtenidos se entregan a continuación.

CUADRO 15.1-8
CÁLCULO y DIMENSIONAMIENTO DE TUBERÍAS DE SAQUE PARA ENTREGAS SECTOR LAS CHACRAS

										VERIFICACIÓN DE DISEÑO					
No. FICHA	PK	$Q_{Entrega}$ (m^3/s)	h_{Disp} (mca)	$D_{entrega, Teórico}$ (m)	$L_{Entrega}$ (m)	L/D	Cd	$\Omega_{Entrega}$ (m^2)	$DN_{Diseño}$ (mm)	$L_{Entrega}$ (m)	L/D	Cd	$\Omega_{Entrega}$ (m^2)	$Q_{entrega, Diseño}$ (m^3/s)	ΔQ (m^3/s)
11	1238.5	0.0050	0.68	0.057	3	52.6	0.62	0.003	75	3	42.0	0.66	0.004	0.0096	0.005
13	1360.5	0.0050	0.67	0.057	3	52.4	0.62	0.003	75	3	42.0	0.66	0.004	0.0095	0.005
18	1906.5	0.0075	0.51	0.072	3	41.9	0.66	0.004	75	3	42.0	0.66	0.004	0.0084	0.001
24	2757.1	0.0165	0.44	0.100	3	30.0	0.70	0.008	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0181	0.002
41	3963.4	0.0165	0.71	0.091	3	33.0	0.69	0.006	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0230	0.007
43	4025.2	0.0195	0.70	0.100	3	30.0	0.70	0.008	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0228	0.003
44	4037.0	0.0165	0.70	0.091	3	32.9	0.69	0.007	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0229	0.006
45	4042.0	0.0165	0.70	0.091	3	32.9	0.69	0.007	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0229	0.006
46															
48	4222.1	0.0275	0.66	0.117	3	25.6	0.71	0.011	125	3	25.0	0.71	0.011	0.0291	0.002
49	4314.8	0.0095	0.66	0.074	3	40.5	0.66	0.004	90	3	34.7	0.68	0.006	0.0144	0.005
51	4456.6	0.0095	0.61	0.075	3	40.0	0.66	0.004	90	3	34.7	0.68	0.006	0.0138	0.004
54	4606.9	0.0165	0.60	0.094	3	31.8	0.69	0.007	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0212	0.005
55	4885.6	0.0095	0.60	0.075	3	39.9	0.66	0.004	90	3	34.7	0.68	0.006	0.0137	0.004
57	4995.6	0.0575	0.46	0.182	3	16.5	0.75	0.026	200	3	15.6	0.75	0.029	0.0650	0.008
58	5119.4	0.0095	0.51	0.077	3	38.7	0.67	0.005	90	3	34.7	0.68	0.006	0.0126	0.003
60	5362.9	0.0165	0.53	0.099	3	30.3	0.70	0.008	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0199	0.003
61	5413.9	0.0075	0.49	0.072	3	41.7	0.66	0.004	75	3	42.0	0.66	0.004	0.0082	0.001
62	5494.3	0.0130	0.52	0.089	3	33.7	0.68	0.006	110	3	28.4	0.70	0.009	0.0196	0.007
63	5746.2	0.0075	0.63	0.066	3	45.6	0.65	0.003	75	3	42.0	0.66	0.004	0.0092	0.002
64	5829.9	0.0095	0.62	0.075	3	40.1	0.66	0.004	90	3	34.7	0.68	0.006	0.0140	0.004
65	5833.6	0.0030	0.63	0.045	3	66.2	0.58	0.002	75	3	42.0	0.66	0.004	0.0092	0.006
76	7005.3	0.0275	0.50	0.126	3	23.7	0.72	0.013	140	3	22.3	0.72	0.014	0.0321	0.005
84	7384.9	0.0275	0.51	0.126	3	23.9	0.72	0.012	140	3	22.3	0.72	0.014	0.0324	0.005
108															

Nota: Las entregas correspondientes a las fichas 46 y 108 no se diseñan, ya que actualmente se encuentran fuera de operación (clausuradas).

Como puede apreciarse, por cálculo se necesitan 6 diámetros de tuberías para entrega predial, siendo sus diámetros nominales (DN) los siguientes: 75, 90, 110, 140, 125 y 200 mm.

Con esta selección de DN, se contemplan ciertos diferenciales de caudal, los que se aceptan como tolerables, ya que la capacidad quedará regulada tanto por las pérdidas singulares de los elementos de control (válvulas y flujómetro) como por el control de flujo que otorga la válvula de globo, ubicada directamente aguas arriba de la descarga.

15.1.9. Dimensionamiento de las Compuertas de Entrega Predial

En este apartado se verifican las compuertas existentes en el tramo que se proyecta en la sección trapecial revestida, que riega al sector de Lo Rojas.

En el siguiente cuadro se muestran todos los valores de cálculo involucrados y los resultados correspondientes a:

- Ancho de compuerta ($b_{Cálculo}$)
- Altura de apertura de compuerta (a)
- Caudal entregado por la compuerta ($Q_{Cálculo}$)

CUADRO 15.1-9
CÁLCULO y DIMENSIONAMIENTO DE COMPUERTAS DE ENTREGA PREDIAL SECTOR LO ROJAS

No. FICHA	PK	$Q_{Entrega}$ (m^3/s)	b_{Actual} (m)	$b_{Cálculo}$ (m)	a (m)	b/a	β	h (mca)	h/a	C(0,1,0)	C	$Q_{Cáculo}$ (m^3/s)	ΔQ (m^3/s)
112	9469.8	0.0095	0.60	0.10	0.10	1.01	0.999	0.69	6.97	0.318	0.287	0.010	0.0010
118	9806.7	0.0165	0.30	0.15	0.10	1.49	0.990	0.71	7.03	0.305	0.279	0.016	-0.0007
120	9951.6	0.0195	0.35	0.15	0.10	1.46	0.991	0.68	6.63	0.382	0.346	0.019	-0.0001
121	9969.6	0.0370	0.35	0.30	0.10	2.94	0.988	0.69	6.76	0.359	0.328	0.037	-0.0001
125	10172.9	0.0030	0.40	0.01	0.13	0.08	1.008	0.65	5.01	0.533	0.484	0.002	-0.0008
133													
134	10631.8	0.0165	0.35	0.10	0.10	1.03	0.998	0.49	4.90	0.537	0.514	0.016	0.0000
137	10945.4	0.0835	0.95	0.35	0.15	2.35	0.984	0.47	3.13	0.550	0.521	0.084	0.0001
145	11468.6	0.0835	0.95	0.35	0.15	2.26	0.984	0.45	2.91	0.546	0.519	0.083	0.0000
154	12265.2	0.0835	0.95	0.40	0.16	2.53	0.984	0.37	2.34	0.523	0.489	0.083	-0.0001
156	12334.6	0.0335	0.40	0.25	0.09	2.66	0.985	0.38	4.04	0.554	0.521	0.033	0.0000
158	12360.9	0.0230	0.95	0.15	0.11	1.36	0.992	0.36	3.26	0.552	0.520	0.023	-0.0001
160	12513.5	0.0495	0.95	0.35	0.11	3.33	0.992	0.34	3.23	0.552	0.520	0.049	-0.0001
161	12570.9	0.0030	0.20	0.10	0.05	2.08	0.984	0.34	7.07	0.296	0.276	0.003	0.0004
162	12660.5	0.0120	0.65	0.10	0.10	1.00	0.999	0.32	3.20	0.551	0.517	0.013	0.0009
163	12662.8	0.0075	0.45	0.10	0.06	1.67	0.988	0.32	5.34	0.517	0.481	0.007	-0.0003
164	12672.7	0.0420	0.50	0.20	0.19	1.07	0.997	0.32	1.71	0.464	0.442	0.041	-0.0005
167	12941.8	0.0050	0.45	0.10	0.05	1.92	0.985	0.29	5.58	0.502	0.462	0.006	0.0007
169	12983.9	0.0165	0.90	0.15	0.09	1.63	0.988	0.28	3.04	0.549	0.509	0.016	0.0000
170	13002.9	0.0075	0.70	0.10	0.07	1.45	0.991	0.28	4.06	0.554	0.516	0.008	0.0008
171	13101.8	0.0120	0.40	0.10	0.10	1.00	0.999	0.28	2.80	0.543	0.511	0.012	0.0000
173	13230.3	0.0075	0.45	0.10	0.07	1.45	0.991	0.28	4.06	0.554	0.515	0.008	0.0008
175	13367.6	0.0420	0.75+0.85	0.25	0.20	1.27	0.994	0.26	1.32	0.397	0.370	0.041	-0.0010
177	13492.0	0.0075	0.55	0.10	0.07	1.45	0.991	0.23	3.33	0.553	0.493	0.007	-0.0003
179	13599.4	0.0195	0.85+0.40	0.15	0.20	0.76	1.003	0.22	1.12	0.347	0.309	0.019	-0.0006
180	13698.4	0.0120	0.95	0.10	0.13	0.79	1.002	0.23	1.81	0.477	0.437	0.012	-0.0002
182	13717.1	0.0120	0.95	0.50	0.08	6.05	0.311	0.2	2.42	0.528	0.141	0.012	-0.0005
185	14012.4	0.0275	0.95	NO APLICA METODOLOGÍA DE CÁLCULO									
187	14061.5	0.0050	0.40										

Nota: La entrega correspondiente a la ficha 133 no se diseña, ya que actualmente se encuentra fuera de operación (clausurada).

Según puede observarse, dadas las condiciones de escurrimiento en el sector del canal en estudio, las alturas de río obtenidas en conjunto con los caudales de entrega correspondientes, permiten obtener por cálculo compuertas de dimensiones discretas, cuyos anchos varían entre los 0,10 m a 0,50 m, con aperturas entre 0,05 m y 0,20 m.

Vale la pena destacar el caso de las entregas correspondientes a las fichas 185 y 187: ellas, al estar ubicadas en el tramo final del canal (el cual presenta pendiente fuerte), quedan influenciadas hidráulicamente por un régimen supercrítico, situación que no permite aplicar la metodología especificada en el numeral anterior.

Respecto a lo señalado en el párrafo anterior, se revisaron diversas fuentes bibliográficas en busca de metodologías de cálculo de compuertas laterales bajo régimen supercrítico, sin encontrarse referencias confiables.

De acuerdo con lo señalado, se ha estimado conveniente recomendar la mantención de las compuertas existentes para la situación proyectada, sin perjuicio del necesario ajuste de la cota basal del revestimiento que haya que hacer.

En el Cuadro 2.1-10 se muestra una comparación de anchos de compuertas entre lo existente y lo calculado.

CUADRO 15.1-10
COMPARATIVA ENTRE ANCHOS DE COMPUERTAS ACTUALES VS. ANCHOS CALCULADOS

No. FICHA	PK	$Q_{Entrega}$ (m^3/s)	b_{Actual} (m)	$b_{Cálculo}$ (m)
112	9469,8	0,0095	0,60	0,10
118	9806,7	0,0165	0,30	0,15
120	9951,6	0,0195	0,35	0,15
121	9969,6	0,0370	0,35	0,30
125	10172,9	0,0030	0,40	0,01
133				
134	10631,8	0,0165	0,35	0,10
137	10945,4	0,0835	0,95	0,35
145	11468,6	0,0835	0,95	0,35
154	12265,2	0,0835	0,95	0,40
156	12334,6	0,0335	0,40	0,25
158	12360,9	0,0230	0,95	0,15
160	12513,5	0,0495	0,95	0,35
161	12570,9	0,0030	0,20	0,10
162	12660,5	0,0120	0,65	0,10
163	12662,8	0,0075	0,45	0,10

No. FICHA	PK	$Q_{Entrega}$ (m^3/s)	b_{Actual} (m)	$b_{Cálculo}$ (m)
164	12672,7	0,0420	0,50	0,20
167	12941,8	0,0050	0,45	0,10
169	12983,9	0,0165	0,90	0,15
170	13002,9	0,0075	0,70	0,10
171	13101,8	0,0120	0,40	0,10
173	13230,3	0,0075	0,45	0,10
175	13367,6	0,0420	0,75+0,85	0,25
177	13492,0	0,0075	0,55	0,10
179	13599,4	0,0195	0,85+0,40	0,15
180	13698,4	0,0120	0,95	0,10
182	13717,1	0,0120	0,95	0,50

Con los resultados expuestos, se evidencia que las compuertas actuales poseen un sobredimensionamiento de ancho basal respecto al valor de cálculo. Sin embargo, dado que los caudales se pueden manejar con el grado de apertura de la hoja, se ha optado por mantener las compuertas existentes, cuya materialidad y funcionamiento actuales, de acuerdo con el diagnóstico efectuado, se encuentran en buenas condiciones.

15.2. Obras de Cruce de Quebradas

15.2.1. Generalidades

Con el fin de evitar que se ponga en riesgo la integridad del canal en su situación proyectada, se procede al análisis de las quebradas importantes cuyos ejes interceptan al eje proyectado del canal Lo Rojas. Las obras asociadas a estas quebradas se consideran como obras especiales.

Considerando el caudal asociado a un período de retorno de 25 años, los objetivos fundamentales de este análisis son:

i. Para obras de cruce existentes: determinar la aptitud hidráulica de las obras de cruce de quebrada actuales frente a la situación proyectada del canal. En el caso que una obra en particular tenga la capacidad requerida, sólo se propondrán las mejoras que se estimen pertinentes; por el contrario, si la capacidad de drenaje es insuficiente, se procederá al dimensionamiento de una nueva obra.

ii. Para cruces que no poseen obras de drenaje de cuenca: dimensionar la obra de drenaje que corresponda.

En el siguiente Cuadro se resumen las quebradas que, al interceptar el eje de proyecto, se consideran obras especiales:

CUADRO 15.1-11
CRUCES DE QUEBRADA ASOCIADAS A OBRAS ESPECIALES DE PROTECCIÓN

FICHA Nº	$Q_{Afluente}^{T=25\ años}$ m^3/s	ENFOQUE DE ESTUDIO
24	3,39	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
56	13,40	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
77	1,81	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
79	2,03	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
95	1,01	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
100	0,54	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
131	0,88	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
136	1,85	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada
151	15,00	Evaluación capacidad de descarga de obra actual
153	28,67	Evaluación capacidad de descarga de obra actual
170	0,50	Diseño sistema de drenaje de quebrada asociada

15.2.2. Evaluación Capacidad Obra en Quebradas Mayores

De acuerdo con lo indicado en el cuadro anterior, las obras de cruce existentes a evaluar su capacidad corresponden a las siguientes:

- Obra existente Ficha 151: Cruce de quebrada sobre canal Lo Rojas, este último confinado en tubería Fe liso Ø 900 mm de 12 m de largo y protecciones mediante gaviones. El caudal de verificación corresponde a:

$$Q^{T=25}_{Verif,\ 151} = 15\ m^3/s$$

- Obra existente Ficha 153: Cruce de quebrada bajo canal, éste último confinado en tubería metálica aérea Ø 900 mm de 12 m, protegida mediante gaviones. El caudal de verificación corresponde a:

$$Q^{T=25}_{Verif,\ 153} = 28{,}67\ m^3/s$$

A continuación se efectúa el análisis separado de los cruces recién mencionados:

a) Verificación Cruce Quebrada Ficha 151 (km 12,118)

El drenaje de esta quebrada se efectúa por sobre el canal, el cual se encuentra entubado. El cauce posee protección lateral con gaviones sólo en el borde derecho; la siguiente imagen muestra la situación actual del cruce en cuestión:

FIGURA 15.1-1
CRUCE DE QUEBRADA FICHA Nº151 – ESTADO ACTUAL



A partir del levantamiento topográfico de detalle efectuado en terreno para esta consultoría, se ha obtenido tanto la sección del cauce bajo el ducto elevado, como la pendiente media de dicho cauce. Cabe destacar que la situación proyectada contempla mantener el modo de cruce actual.

- ✓ Estimación de la sección del cruce Ficha Nº151, sobre el canal Lo Rojas: para el análisis, la sección se ha ajustado a lo siguiente:

  - o Sección: trapecial
  - o Ancho basal: 5,5 m
  - o Talud lateral más desfavorable: H : V = 1 : 0,3
  - o Altura disponible para paso del caudal: 0,8 m
  - o Rugosidad de Manning del cauce: 0,035 (terreno natural despejado)

- ✓ Estimación de la pendiente media del cauce: se estima en 0,044.

Para la evaluación de la capacidad del cauce, se utilizará un análisis seccional con los datos indicados, obteniendo tanto la altura crítica como la normal de la sección que cruza el canal Lo Rojas bajo condición de caudal con período de retorno T=25 años (es decir, para este caso 15 m^3/s). Ésta poseerá la capacidad necesaria si se cumple que:

$$\max(h_n, h_c)_{Q(T=25)} \geq 0{,}8m$$

Los resultados del análisis son los siguientes:

h_n ($Q_{T=25años}$) = 0,57 m
v_n ($Q_{T=25años}$) = 3,51 m/s (velocidad erosiva)

h_c ($Q_{T=25años}$) = 0,77 m
v_c ($Q_{T=25años}$) = 2,40 m/s

➔ Régimen hidráulico: supercrítico.

Conclusiones sobre el comportamiento y capacidad de la sección estudiada:

i. Pese a que la sección de cruce tiene la capacidad para descargar el caudal de verificación ($Q_{T=25años}$ = 15 m^3/s), dicha capacidad se encuentra muy ajustada.

ii. Por lo anterior, se recomienda peraltar las protecciones laterales (gaviones) en, a lo menos, 0,2 m.

iii. La velocidad de escurrimiento pudiera llegar a ser erosivo, por lo que se recomienda estabilizar la base que cruza por encima del canal.

b) Verificación Cruce Quebrada Ficha 153 (km 12,206)

El drenaje de esta quebrada se efectúa actualmente como cruce bajo tubería elevada del canal Lo Rojas. La siguiente figura ilustra la situación actual del cruce en análisis:

FIGURA 15.1-2
CRUCE DE QUEBRADA FICHA Nº153 – ESTADO ACTUAL



Análogamente al caso anterior, se ha obtenido a partir de la topografía de detalle tanto la sección del cauce bajo el ducto elevado, como la pendiente ponderada de dicho cauce. Cabe destacar que la situación proyectada contempla mantener el cruce actual, sin modificar el modo de cruce actual.

- ✓ Estimación de la sección bajo el cruce elevado del canal Lo Rojas: para el análisis, la sección se ha ajustado a lo siguiente:
  - o Sección: trapecial
  - o Ancho basal: 6 m
  - o Talud lateral más desfavorable: H : V = 1 : 1,7
  - o Altura disponible para paso del caudal: 2,8 m
  - o Rugosidad de Manning del cauce: 0,035 (terreno natural despejado)

- ✓ Estimación de la pendiente media del cauce: se estima en 0,038.

Para la evaluación de la capacidad del cauce, se utilizará un análisis seccional con los datos indicados, obteniendo tanto la altura crítica como la normal de la sección que cruza el canal Lo Rojas bajo condición de

caudal con período de retorno T=25 años (es decir, para este caso 28,67m^3/s). Ésta poseerá la capacidad necesaria si se cumple que:

$$\max(h_n, h_c)_{Q(T=25)} \geq 2.8m$$

Los resultados del análisis son los siguientes:

h_n ($Q_{T=25años}$) = 0,94 m
v_n ($Q_{T=25años}$) = 4,62 m/s (velocidad erosiva)

h_c ($Q_{T=25años}$) = 1,27 m
v_c ($Q_{T=25años}$) = 3,35 m/s

➔ Régimen hidráulico: supercrítico.

Conclusiones sobre el comportamiento y capacidad de la sección estudiada:

i. La sección de cruce tiene la capacidad para descargar el caudal de verificación ($Q_{T=25años}$ = 28,67m^3/s).

La velocidad de escurrimiento pudiera llegar a ser erosivo, por lo que se recomienda proteger con enrocados de fondo y laterales.

15.2.3. Procedimiento para el Predimensionamiento de Obras de Cruce Nuevas bajo Situación Proyectada

En función de lo señalado en el Cuadro 15.1-11, considérense los siguientes cruces de quebrada (CQ) a diseñar:

- ✓ CQ Ficha 24 → Situación actual: descarga sin control a canal.

FIGURA 15.1-3
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°24 – ESTADO ACTUAL



- ✓ CQ Ficha 56 → Situación actual: descarga sin control a canal.
- ✓

FIGURA 15.1-4
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°56 – ESTADO ACTUAL



✓ CQ Ficha 77 → Situación actual: descarga sin control a canal.

FIGURA 15.1-5
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°77 – ESTADO ACTUAL



✓ CQ Ficha 79 → Situación actual: descarga sin control a canal + compuerta de madera de devolución a río Aconcagua.

FIGURA 15.1-6
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°79 – ESTADO ACTUAL



✓ CQ Ficha 95 → Situación actual: descarga sin control a canal + compuerta metálica de devolución a río Aconcagua.

FIGURA 15.1-7
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°95 – ESTADO ACTUAL



✓ CQ Ficha 100 → Situación actual: descarga sin control a canal.

FIGURA 15.1-8
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°100 – ESTADO ACTUAL



✓ CQ Ficha 131 → Situación actual: descarga sin control a canal.

FIGURA 15.1-9
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°131 – ESTADO ACTUAL



✓ CQ Ficha 136 → Situación actual: descarga sin control a canal.

FIGURA 15.1-10
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°136 – ESTADO ACTUAL



- ✓ CQ Ficha 170 → Situación actual: descarga sin control a canal.

FIGURA 15.1-11
CRUCE DE QUEBRADA FICHA N°170 – ESTADO ACTUAL



En base a la topografía de detalle de cada una de las situaciones ilustradas, se trazó el perfil longitudinal de la quebrada correspondiente con la ubicación del canal proyectado, de modo de determinar el tipo de solución más adecuada para el drenaje de cada cruce.

Es importante establecer que cada solución se definió no sólo a partir de la geometría de una determinada situación, sino que también considerando la condición de aguas abajo del cruce, en términos de la presencia de cultivos y edificaciones. En estos casos se evalúa disponer las aguas de retorno a cauces naturales en puntos adecuados aguas abajo del punto de cruce.

Como resultado del análisis anterior, la situación de los CQ existentes señalados, versus su situación proyectada, se resume en el siguiente cuadro:

CUADRO 15.1-12
CRUCES DE QUEBRADA SITUACIÓN ACTUAL VS. SOLUCIÓN DE PROYECTO

FICHA Nº	FORMA ACTUAL DE CRUCE	TRAMO DE CANAL PROYECTADO	SOLUCIÓN PROYECTADA	$Q_{Diseño}$ m^3/s
24	Descarga directa a canal	Entubado HDP Corrugado DN1200mm	Cruce por alcantarilla enterrada	3.39
56	Descarga directa a canal		Cruce sobre canal sifoneado (solución en evaluación)	13.40
77	Descarga directa a canal		Cruce por alcantarilla enterrada	1.81
79	Descarga directa a canal		Cruce por sobre canal con canoa	2.03
95	Descarga directa a canal		Cruce por alcantarilla enterrada	1.01
100	Descarga directa a canal		Cruce por sobre canal con canoa	0.54
131	Descarga directa a canal	Canal abierto	Descarga controlada a canal + compuerta de devolución a cauce natural	0.88
136	Descarga directa a canal		Descarga controlada a canal + compuerta de devolución a cauce natural	1.85
170	Descarga directa a canal		Descarga controlada a canal	0.50

Luego, se definen tres métodos de diseño, según la solución proyectada:

a. Cruce de quebrada con alcantarilla enterrada o sobre canal mediante canoa → CQ 24, 77, 79, 95 y 100.
b. Cruce de quebrada sobre canal en sifón → CQ 56.
c. Cruce de quebrada con descarga a canal y compuerta de devolución a cauce natural → CQ 131, 136 y 170.

Cabe Señalar que los caudales de diseño corresponden a Q (T=25 años).

En lo sucesivo se muestra, de forma separada, la metodología atingente a las soluciones indicadas y los resultados obtenidos.

15.2.4. Predimensionamiento Cruces de Quebrada mediante Alcantarilla Enterrada o Canoa – CQ 24, 77, 79, 95 y 100

El método de predimensionamiento es el siguiente:

i. Se verifica que para el drenaje de la cuenca intervenida, la descarga se puede efectuar en el cauce natural inmediato, sin perjudicar instalaciones o cultivos existentes.

ii. Una vez realizado lo anterior, se establece el tipo de descarga según la geometría longitudinal de la quebrada y la posición del canal en corte transversal:

   a. Descarga en alcantarilla enterrada: según la magnitud del caudal, se determina la sección más conveniente de la alcantarilla, pudiendo ser ésta circular (tubería) o rectangular (cajón).

   b. Descarga mediante canoa por sobre canal: según la magnitud del caudal, se determinan las dimensiones de la canoa (sección rectangular, ancho basal y altura).

iii. Ya sea se trate de canoa o alcantarilla, se considera como material de construcción hormigón armado → n = 0,016 (valor conservador).

iv. Según la geometría de cada situación, la pendiente de diseño (i_d) del cruce correspondiente se obtiene trazando aquella que resulte más conveniente, de modo que el peralte hidráulico no sea demasiado alto (pendiente muy baja) o que se desarrollen velocidades de escurrimiento muy elevadas (pendiente muy pronunciada).

v. El peralte hidráulico para el diseño se obtiene de la siguiente expresión:

$$h_{Diseño} = \max\left(h_n\ ,\ h_c\right)$$

En que, siendo h_n la altura normal y h_c la altura crítica, las expresiones clásicas que permiten obtenerlas son las siguientes:

$$\frac{Q_{Diseño} \cdot n}{\sqrt{i_d}} = \frac{\Omega_n^{5/3}}{\psi_n^{2/3}} \Rightarrow h_n$$

$$\frac{v}{\sqrt{g\,D_H}} = 1 \Rightarrow h_c$$

vi. La altura total de la sección vendrá dada por:

a. Caso sección circular: $D_{Interior} \leq 1.42 h_{Diseño}$

b. Caso sección rectangular:

$$H = h_{Diseño} + revancha$$

$$revancha = max\ (0.15\ h_{Diseño}\ ,\ 0.2m)$$

vii. En ningún caso, el diámetro de secciones circulares con diámetro interior inferior a 800mm; con esto se busca facilitar las operaciones de limpieza, mantención y/o monitoreo de las obras de drenaje.

viii. Para el caso de canoas, no se usarán alturas de sección inferiores a 0.9m (medida de seguridad para evitar eventuales caídas de menores). Tampoco se usarán anchos basales inferiores a 0.8m.

ix. Tanto al ingreso como a la salida de las obras, se proyectarán obras de estabilización lateral y de fondo con pedraplén consolidado, con una longitud en planta mínima de 5m. Esto se provee para:

a. Estabilizar el flujo al ingreso de la obra.
b. Impedir socavación al pie tanto del ingreso como del fin de la obra.

x. El dimensionamiento de los demás elementos, tales como zapatas, muros alas, muros de ingreso y salida, etc., fue realizado de acuerdo a la experiencia anterior en proyectos similares y el Manual de Carreteras, Vol. IV.

En el siguiente cuadro, se muestran los resultados de diseño para las obras especiales de cruce de quebrada CQ 24, 77, 79, 95 y 100.

CUADRO 15.1-13
PREDIMENSIONAMIENTO OBRAS ESPECIALES CQ 24, 77, 79, 95 y 100

					Dimensiones						
FICHA Nº	$Q_{Diseño}$ (m^3/s)	$i_{Diseño}$ (m/m)	Solución	Sección	ϕ (m)	b (m)	H (m)	L (m)	h_n (m)	h_c (m)	$h_{Diseño}$ (m)
24	3.39	0.0217	Alcantarilla	Cajón	N/A	1.2	1.2	11.3	0.66	0.93	0.93
77	1.81	0.0100	Alcantarilla	Circular	1.2	N/A	N/A	7.7	0.65	0.73	0.73
79	2.03	0.0220	Canoa	Rectangular	N/A	1	1.1	12.9	0.38	0.75	0.75
95	1.01	0.0050	Alcantarilla	Circular	1.0	N/A	N/A	7.9	0.63	0.58	0.63
100	0.54	0.0190	Canoa	Rectangular	N/A	0.8	0.9	7.7	0.26	0.44	0.44

15.2.5. Predimensionamiento Cruce de Quebrada Los Culenes sobre Canal Entubado Proyectado en Sifón Invertido

Se estudia de manera particular el cruce de la quebrada Los Culenes con el canal Lo Rojas (PK 5+000, aproximadamente), dados los siguientes motivos, que impusieron, a su vez, la necesidad de pasar el tubo a modo de sifón enterrado:

i. La muy baja pendiente que presenta la quebrada Los Culenes y la relación de cotas entre la quebrada y el canal (actual y proyectado) en el entorno del cruce.

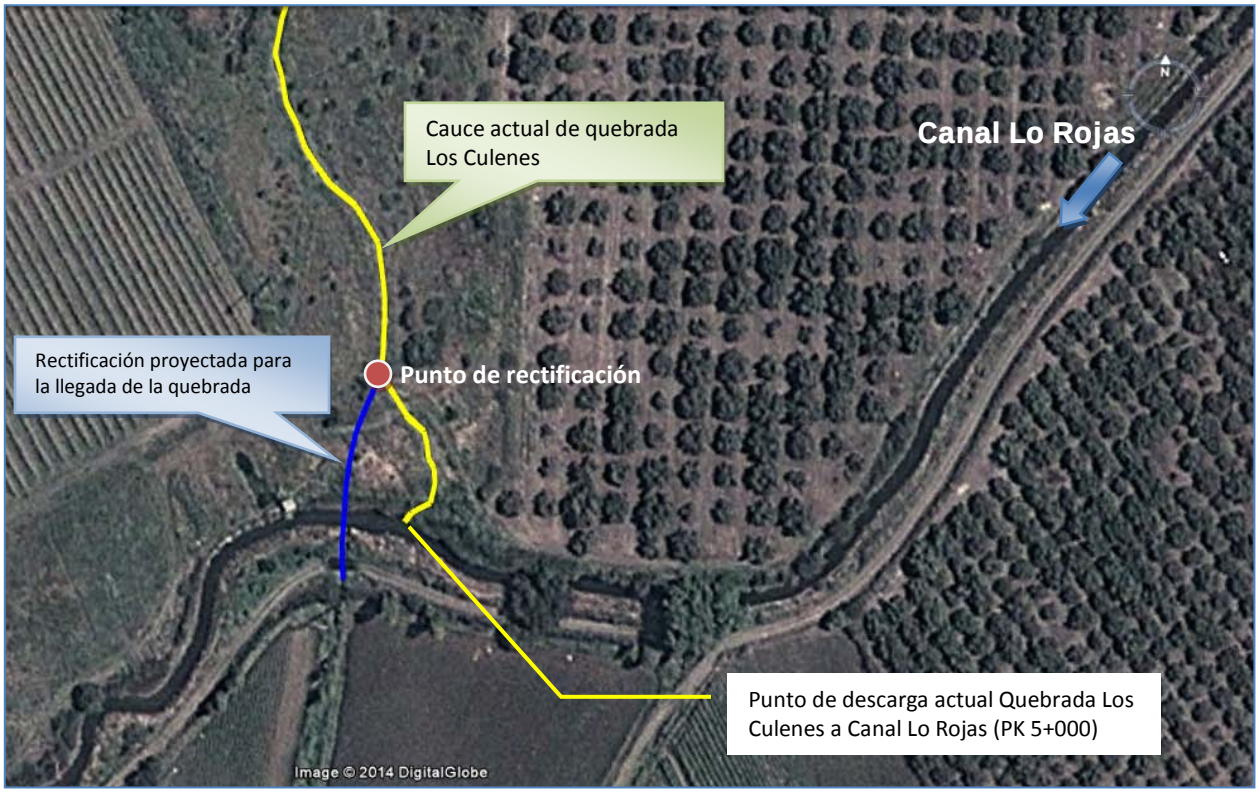
ii. La magnitud del caudal de diseño, es decir Q (T=25), equivalente a $13.4 m^3/s$.

iii. La condición proyectada del canal Lo Rojas en el punto de cruce: acueducto confinado en tubería HDPE corrugado DN1200mm.

Las condicionantes señaladas no solamente imponen la necesidad de *sifonear* el canal entubado, sino que además la proyección de una sección cuya capacidad sea suficiente para conducir, desde aguas arriba del cruce y hacia aguas debajo de éste, el caudal de diseño indicado en el punto (ii) reciente.

Bajo este concepto, se trazó la rasante más adecuada, dándole direccionalidad y pendiente tales que los $13.4 m^3/s$ puedan ser encauzados y contenidos por la sección a diseñar.

FIGURA 15.1-12
FOTOGRAMA GOOGLE EARTH CRUCE DE QUEBRADA LOS CULENES – CANAL LO ROJAS (FICHA N°56)



Con esta rectificación el kilometraje proyectado del cruce de quebrada corresponde, aproximadamente, al PK 4+976. Con esto, el cruce se estaría desplazando 25m hacia agus abajo, respecto de la situación actual.

La sección de rectificación se proyecta y evalúa hidráulicamente con las siguientes características:

- Tipo de sección : trapecial
- Ancho basal : 6.3m
- Talud : H:V = 5:2
- Pendiente : i = 0.015
- Rugosidad : $n_{Manning}$ = 0.035 (terreno natural excavado)

Con un análisis seccional sencillo, se obtienen los siguientes resultados:

CUADRO 15.1-14
RESULTADOS ANÁLISIS SECCIONAL – RECTIFICACIÓN CRUCE DE QUEBRADA LOS CULENES

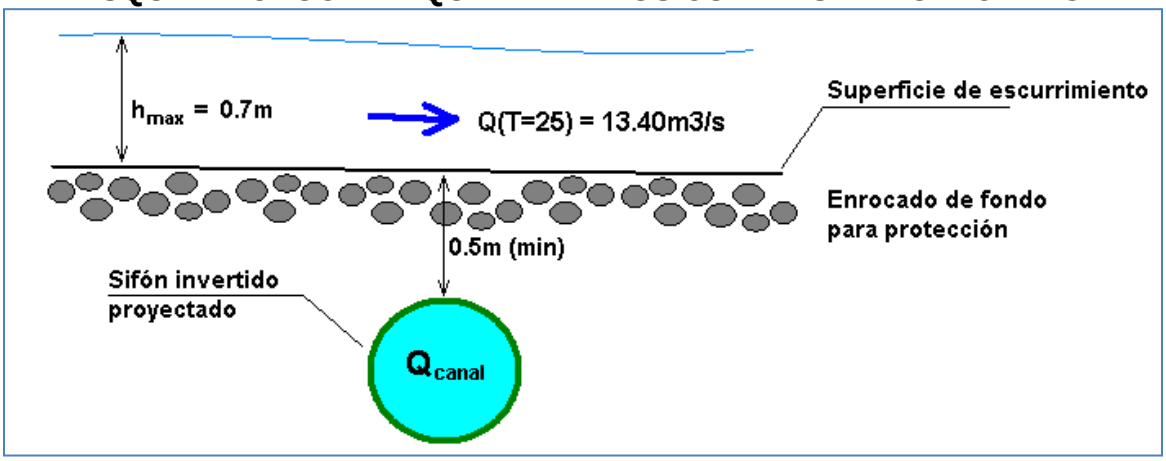
PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
h_n	0.70	m	Altura normal
v	2.38	m/s	Velocidad normal de escurrimiento
Fr	1.00	adim	Número de Froude
Escurrimiento	Crítico	N/A	Por tanto, $h_n = h_c = 0.7$m

Con lo anterior, la sección trapecial debe tener una altura de coronamiento H = 0.8m. La canalización del caudal afluente desde la quebrada Los Culenes, al pasar sobre el sifón invertido proyectado, debe contar con los siguientes elementos de protección:

- Protección de fondo: enrocado de fondo consolidado con $D_{50} \geq 0.2$m o bien enrocado sin consolidar de diámetro medio $D_{50} \geq 0.3$m
- Ancho basal mínimo de la sección: 6.5m
- Pendiente mínima: 1.5%
- Protección lateral: gaviones de 0.8m de altura mínima
- Profundidad mínima de la clave de la tubería *sifoneada* respecto a la superficie: 0.5m

Finalmente, la idea de pasar la sección de rectificación sobre el canal *sifoneado* responde a lo esquematizado en la siguiente figura:

FIGURA 15.1-13
ESQUEMA CRUCE DE QUEBRADA LOS CULENES - PROYECTADO



15.2.6. Predimensionamiento Cruces de Quebrada mediante Descarga a Canal CQ 131, 136 y 170

Se proyecta para las quebradas correspondientes a los cruces descritos en las fichas Nº131, Nº136 y Nº170 el drenaje de las cuencas intervenidas a través de la descarga directa al canal Lo Rojas.

Las características de las soluciones se resumen a continuación:

- ➔ CQ131: vaciado a canal simple, mediante sección rectangular + fondo desripiador + compuerta lateral para descarga de fondo.
- ➔ CQ136: vaciado a canal mediante sección rectangular + fondo desripiador.
- ➔ CQ170: vaciado a canal mediante sección rectangular + fondo desripiador.

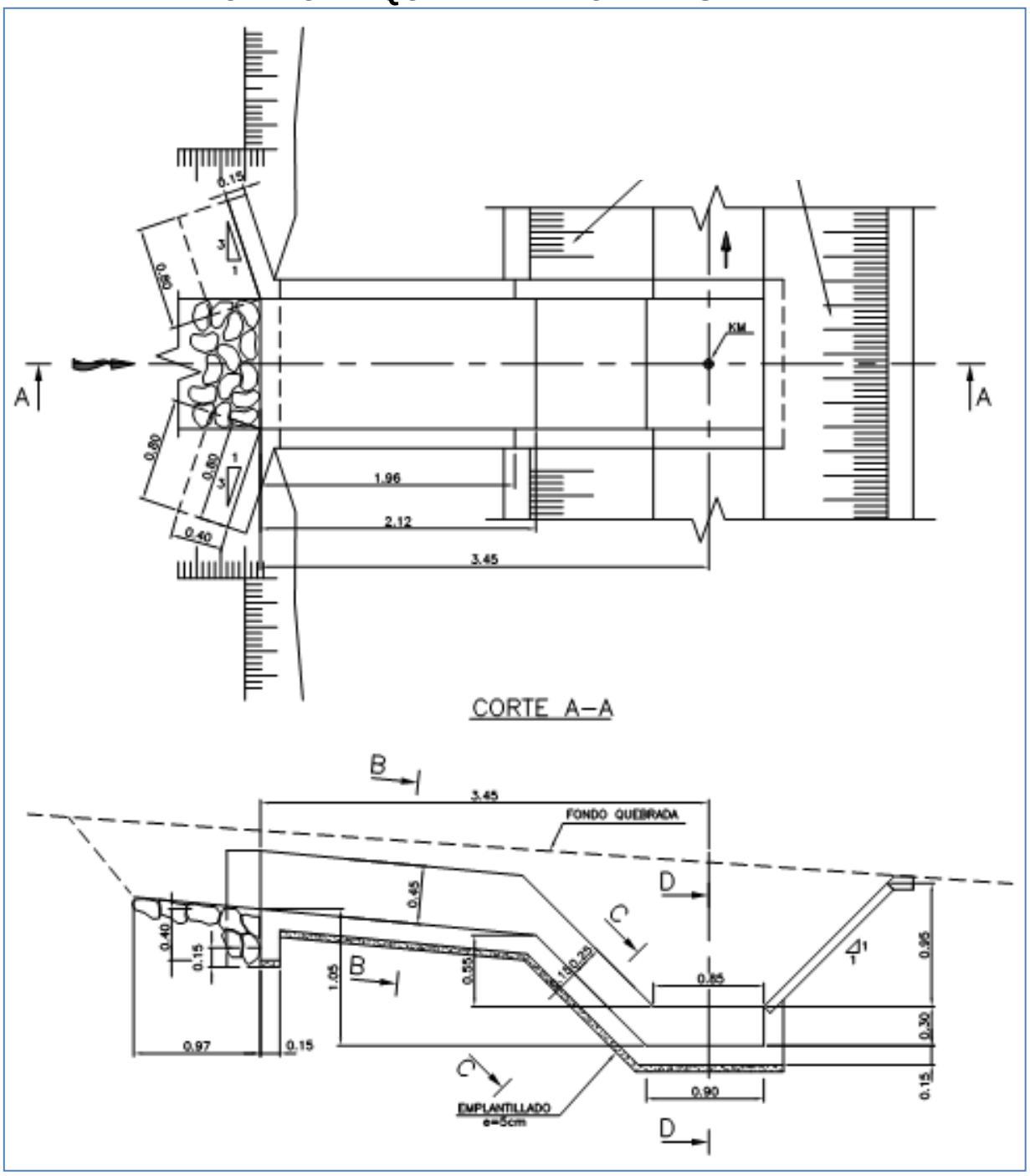
Tal como se aprecia, el caudal drenado en el CQ131 es devuelto a la continuación de la quebrada de forma inmediata.

Por su parte, el caudal drenado del CQ136 se proyecta devolver al cauce natural al que evacúa la quebrada del CQ153, ya que este cauce posee una gran capacidad y no es posible retornarlo antes de dicho punto. Para estos efectos, se plantea la ubicación de una compuerta de alivio algunos metros aguas arriba de la tubería aérea del CQ153.

Si bien algo similar a lo anterior ocurre con el drenaje del CQ170, la devolución del caudal captado se efectuará en el punto en que el canal Lo Rojas descarga a la quebrada que a su vez vierte al canal El Mauco.

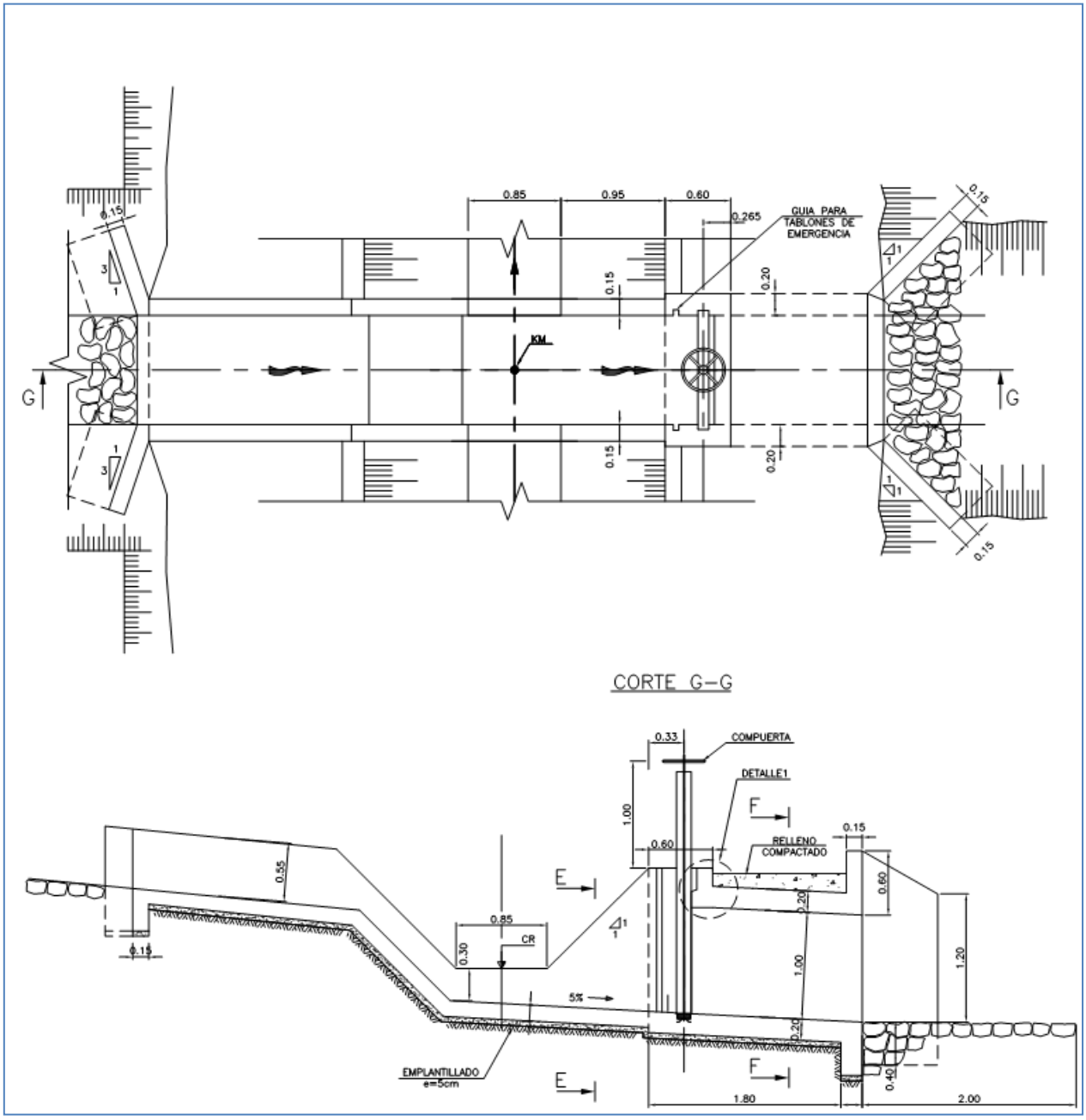
Las siguientes figuras muestran el concepto de las soluciones aplicadas al drenaje de las quebradas señaladas.

FIGURA 15.1-14
VACIADO DE QUEBRADA A CANAL SIMPLE



Nota: dimensiones no pertenecen a proyecto.

FIGURA 15.1-15
VACIADO DE QUEBRADA A CANAL CON COMPUERTA LATERIAL DE DESCARGA



Nota: dimensiones no pertenecen a proyecto.

El procedimiento de cálculo para el dimensionamiento es mediante análisis seccional bajo condición de altura crítica en sección rectangular con Q (T=25), en que la altura de escurrimiento en donde ocurre la caída se considera equivalente a 1.5hc.

De esta manera, considerando la revancha, la altura de diseño $H_{Diseño}$, se calcula según:

Para el ancho basal b, se toma un valor arbitrario conveniente, esto es, sin sobredimensionarlo ni tampoco elegir uno tan pequeño que peralte demasiado la altura crítica.

Con el criterio de diseño señalado, se obtienen los siguientes resultados:

CUADRO 15.1-15
PREDIMENSIONAMIENTO DESCARGAS A CANAL – CQ 131, 136 y 170

FICHA Nº	$Q_{Diseño}$ m^3/s	b (m)	hc (m)	1.5hc (m)	Revancha (m)	$H_{Diseño}$ (m)
131	0.88	1.0	0.43	0.64	0.2	0.9
136	1.85	1.5	0.54	0.81	0.2	1.0
170	0.50	1.0	0.29	0.44	0.2	0.9

Para todos los efectos, se considerará una profundidad de fondo desripiador de 0.5m, medidos desde la cota de radier del canal proyectado, con un ancho equivalente al de la descarga a canal.

PREDIMENSIONAMIENTO COMPUERTAS LATERALES DE ALIVIO

a. **Compuerta de descarga obra CQ131:** se calcula la apertura de la compuerta tomando como base el ancho basal establecido de la sección para evacuar el caudal de diseño correspondiente, es decir, Q_{CQ131} (T=25) = 0.88m^3/s.

   La expresión que rige para estimar la apertura de una compuerta lateral de modo de evacuar un caudal Q es:

   en que:

   Q : Caudal a evacuar por la compuerta lateral.
   C : Coeficiente de gasto de lacompuerta.

a : Abertura de la compuerta.
b : Ancho de la compuerta.
g : Aceleración de gravedad (9.81m/s^2).
h : Altura de escurrimiento justo aguas abajo de la compuerta.

Respecto al coeficiente de gasto C, este ha sido determinado experimentalmente, comprobándose que corresponde a la función de los siguientes parámetros:

$$C = f\left(Fr, \frac{h}{a}, \frac{b}{b_{Canal}}, \frac{b}{a}\right)$$

donde Fr es el número de Froude justo aguas abajo de la compuerta; el resto de los parámetros adimensionales corresponde a relaciones geométricas de la compuerta lateral y la altura de escurrimiento h, previamente definida.

A partir de lo anterior y variados resultados experimentales, se pudo establecer que el coeficiente de gasto se puede determinar a través de la siguiente relación:

$$C = \alpha \cdot \beta \cdot C(0,1,0)$$

donde:

α : Coeficiente función del número de Froude justo aguas abajo de la compuerta lateral.
β : Coeficiente función de la relación b/a de la compuerta lateral.
C (0,1,0) : Coeficiente función de la relación h/a correspondiente.

Los valores de α, β y C (0, 1, 0) se encuentran tabulados y se indican a continuación:

CUADRO 15.1-16
VALORES TABULADOS PARA COEFICIENTES α, β y CQ (0,1,0)

Fr	α
0	1.000
0.1	0.998
0.2	0.993
0.3	0.983
0.4	0.967
0.5	0.943
0.6	0.907
0.7	0.840
0.8	-
0.9	-

b/a	β
0.0	1.007
0.5	1.006
1.0	0.999
1.5	0.989
2.0	0.984
2.5	0.981
3.0	0.980
> 3.0	0.980

h/a	C_Q (0 , 1 , 0)
1.5	0.430
2.0	0.502
2.5	0.532
3.0	0.550
3.5	0.562
4.0	0.572
4.5	0.580
5.0	0.585
5.5	0.589
6.0	0.593
6.5	0.596
7.0	0.598
7.5	0.600
8.0	0.602
9.0	0.604
10.0	0.606

Luego, suponiendo una carga hidráulica equivalente a la que se obtiene para el canal operando a capacidad (es decir, con 1.2m^3/s, una altura de 0.57m) más la altura del foso (0.5m), con un ancho basal de compuerta de 1m, se obtiene que:

CUADRO 15.1-17
ESTIMACIÓN APERTURA DE COMPUERTA DE ALIVIO CQ131

No. FICHA	$Q_{T=25}$ (m^3/s)	Froude	α	b (m)	a (m)	b/a	β	h (mca)	h/a	C(0,1,0)	C
131	0.8800	0.44	0.960	1.00	0.37	2.68	0.986	1.07	2.87	0.545	0.515

Es decir, con una compuerta de 1m (ancho equivalente al foso y a su vez de la descarga) y con el canal operando según se ha descrito, la apertura de la hoja que permite descargar el caudal Q (T=25) afluente del CQ131 es de, en valores redondos, 0.40m.

Como es de suponer, la operación de esta compuerta quedará sujeta a cada situación en particular, siendo los resultados presentados sólo una referencia.

b. Compuerta de descarga caudal de CQ136: se calcula la apertura de la (o las) compuerta(s) tomando como base el ancho

mínimo necesario para evacuar el caudal Q_{CQ136} (T=25) = 1.85m^3/s.

Es importante recordar que esta compuerta se ubica unos metros aguas arriba del cruce aéreo del CQ153, ya que no es posible evacuar las aguas del CQ136 en ningún punto de descarga aguas arriba del cruce mediante tubería elevada.

El foso desripiador en la zona de la compuerta será también de 0.5m, siendo, esta vez, el ancho de la estructura de descarga una incógnita por determinar.

Para los cálculos, se sigue un proceso de cálculo análogo al usado en el caso de la compuerta para el CQ131.

Considerando el canal operando a capacidad y kilometraje de evaluación en torno al PK12+200, la carga hidráulica correspondiente es de 0.91m; si a esto le se adiciona la altura del foso desripiador (0.5m), la carga hidráulica total en la compuerta es de 0.91m+0.5m = 1.41m; el Froude asociado se estima, según eje hidráulico, en 0.22.

De esta manera, los resultados son los siguientes:

CUADRO 15.1-18
ESTIMACIÓN APERTURA DE COMPUERTA DE ALIVIO CQ136

No. FICHA	PK	$Q_{T=25}$ (m^3/s)	Froude	α	b (m)	a (m)	b/a	β	h (mca)	h/a	C(0,1,0)	C
--	12200	1.85	0.22	0.991	1.00	0.73	1.37	0.992	1.41	1.93	0.491	0.482

Es decir, para una compuerta de 1m de ancho, operando con una carga hidráulica total de 1.41m, la apertura que permite descargar el caudal Q (T=25) proveniente del CQ136, es de 73cm.

Análogamente a lo comentado en el caso de la compuerta de alivio anterior, la operación de esta compuerta quedará sujeta a cada situación en particular, siendo los resultados presentados sólo una referencia.

15.3. Obras de Arte que deben ser Modificadas

En base a la información levantada en terreno, referida a las obras existentes de cruce y entubamiento del canal Lo Rojas, en conjunto con

los resultados atingentes a ellas, obtenidas de la evaluación hidráulica de la situación actual (modelada en HEC-RAS para la presente consultoría), se evalúan sus características y se determina la situación de cada una de ellas para la situación proyectada.

En términos generales, los criterios utilizados para lo anteriormente señalado, son los siguientes:

- Tipo de obra existente:

  - Cruces de camino: peatonales y vehiculares; no se hace distinción entre cruces de camino intra o extra prediales.

  - Cruces elevados de tubería.

  - Entubamientos de canal asociado a alguno de los cruces señalados.

- Grado de influencia y/o interferencia hidráulica de la obra existente respecto a la situación proyectada.

- Estado general actual de la obra de cruce.

- Necesidad de eliminar, reemplazar o mejorar una determinada obra de cruce actual, versus la posibilidad de mantenerla para la situación proyectada.

Las decisiones señaladas y las variables o criterios que determinan su adopción, son:

  - **Eliminación de una obra:** cuando por su ubicación, geometría o función no es compatible con la situación proyectada del canal.

  - **Reemplazo:** cuando la obra es necesaria por la función que desempeña, pero que debe ser reemplazada por otra que cumpla su función de forma que no interfiera o influencie de manera negativa al proyecto.

  - **Mejora:** cuando, siendo necesaria en su función y ubicación, puede mantenerse, aun cuando se recomiendan algunas medidas adicionales tendientes a mejorar su estado o disminuir su grado de interferencia con el proyecto.

- **Mantención:** se mantiene la obra cuando, dadas sus características, buen estado, función y ubicación, la obra es necesaria y no requiere mejoras adicionales.

- **Objetivos de las Mejoras:** sugeridas para las obras existentes que se contempla mantener en la situación proyectada, las que pueden obedecer a:

  - Mejorar el estado general de la obra de cruce.

  - Disminuir la interferencia hidráulica de la obra de cruce, si es que su mantención sin mejoras perjudica el desempeño hidráulico de la situación proyectada del canal.

Los resultados del análisis cualitativo de las obras de cruce existentes se resumen en el siguiente Cuadro:

CUADRO 15.1-19
SITUACIÓN DE OBRAS DE CRUCE EXISTENTES BAJO CONDICIÓN DE PROYECTO PARA CANAL LO ROJAS

FICHA Nº	KILOMETRAJE PROYECTADO	TIPO DE OBRA DE CRUCE	CARACTERÍSTICA PRINCIPAL / ESTADO ACTUAL	¿SE MANTIENE?	MOTIVO	MEJORA SUGERIDA
3	464.5	ALCANTARILLA CAJÓN (HORMIGÓN)	Sección Cajón 2.5 x 1.3 , L = 112m / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
6	979.6	ENTUBAMIENTO CANAL (CORRUGADO)	ϕ1.4m , L = 60m / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
10	1236.4	PASARELA PEATONAL INTERIOR PREDIO	Madera / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
12	1348.5	PUENTE VEHICULAR/MURO HORM.	Rollizos / Estado deficiente	SI	No interfiere con el proyecto	Ampliar separación entre muros
20	2397.6	PUENTE VEHICULAR/MUROS HORM. Y MAMP.	Hormigón / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
22	2623.3	PASARELA PEATONAL	Madera con estructura metálica / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
39	3453.6	CRUCE TUBERÍA SOBRE CANAL Y PASARELA PEATONAL	Madera con soporte metálico / Precario	SI	No interfiere con el proyecto	Estructura peligrosa como paso peatonal; se sugiere mejorar
47	4034.2	PUENTE VEHIC. CON REVESTIMIENTO HORMIGÓN	Plataforma de Tablones / Estado aceptable	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
52	4474.1	PUENTE VEHICULAR y ALCANTARILLA	Cajón hormigón 2.5 x 1.25 , L = 3.5m / Estado aceptable	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
53	4590.0	PUENTE VEHICULAR y ALCANTARILLA	Cajón hormigón 2.3 x 0.9 , L = 4.5m / Estado aceptable	NO	La altura libre de la sección es insuficiente	Se retira y reemplaza con plataforma nueva sobre relleno de cobertura del entubamiento
70	6413.9	CANAL ENTUBADO (TUBERÍA CORRUGADA)	ϕ1.5m , L = 31m / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Construir transición de entrada y salida con tubería proyectada
87	7663.5	ALCANTARILLA (Fe liso) CANAL POR CRUCE DE QUEBRADA	ϕ1.0m , L = 12m / Estado deficiente	NO	Sección insuficiente para caudal de diseño	Se retira y reemplaza por tubería de proyecto; protección con gaviones por mejorar
94	8193.0	ALC. (Acero) CANAL POR CRUCE DE QUEBRADA / FILTRACIONES	ϕ1.0m , L = 2m / Estado deficiente	NO	Sección insuficiente para caudal de diseño	Se retira y reemplaza por tubería de proyecto; protección con gaviones por mejorar
96	8355.6	CRUCE DE CANAL CON CANOA	Sección hormigón 2.2 x 1.2 / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
122	9986.7	PAS. PEAT./CRUCE TUB SOBRE CANAL(PVC 5'')/OBRA AFORO / MURO HORM.	Tablones sobre rieles / Precario	SI	No interfiere con el proyecto	Se recomienda mejorar estructura renovando materiales
124	10166.6	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	Tablones sobre vigas metálicas, Sección 4.0 x 1.0 / Estado aceptable	NO	Peralte insuficiente	Se debe peraltar la plataforma de modo que no interfiera con la tubería proyectada
126	10184.1	CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA / CRUCE QUEBRADA	Tubería metálica ϕ1.0m / Estado aceptable	NO	Diámetro insuficiente para caudal de diseño	Se retira y reemplaza por tubería de proyecto; protección con gaviones por mejorar
136	10828.6	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	Plataforma y muros de hormigón 2.5 x 1.1 , L = 4.5m / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
139	11140.3	PASARELA PEAT. (PTE. METÁLICO)	Piso de madera y estructura	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras

FICHA Nº	KILOMETRAJE PROYECTADO	TIPO DE OBRA DE CRUCE	CARACTERÍSTICA PRINCIPAL / ESTADO ACTUAL	¿SE MANTIENE?	MOTIVO	MEJORA SUGERIDA
			metálica / Buen estado			
143	11374.6	PUENTE VEHIC. REVEST. HORM. / CRUCE TUBERÍA (Fe 12'') SOBRE CANAL	Plataforma y muros de hormigón 2.2 x 1.0 , L = 4.9m / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Realizar transición de entrada y salida
144	11407.0	PASARELA PEATONAL	Piso de madera y estructura metálica / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
148	11718.1	CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA (Fe) / CRUCE QUEBRADA	Tubería metálica ϕ0.9m / Estado aceptable	NO	Diámetro insuficiente para caudal de diseño	Se reemplaza por cajón 2.0 x 1.0 en igual ubicación y longitud
150	11799.5	PUENTE VEHIC. C/MUROS DE HORMIGÓN	Plataforma de hormigón sección 1.5 x 1.1m	NO	Estrechamiento excesivo de la sección libre	Mantener losa, pero ampliar la separación basal entre muros a 2m (mínimo)
151	12122.1	ALCANTARILLA(Fe) POR CRUCE DE QUEBRADA	Tubería metálica ϕ0.9m / Estado aceptable	NO	Diámetro insuficiente para caudal de diseño	Se reemplaza por cajón 2.0 x 1.0 en igual ubicación y longitud
153	1211.2	CANAL EN TUBERÍA (metálica) ELEVADA POR CRUCE SOBRE QUEBRADA / TUB. SOBRE CANAL	Tubería metálica ϕ0.9m / Estado aceptable	NO	Se rediseña cruce de quebrada como obra especial	Obra nueva proyectada
155	12333.5	PASARELA PEATONAL	Plataforma de madera y vigas de eucaliptus / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
157	12361.7	CANAL EN ALCANTARILLA METÁLICA POR CRUCE CAMINO PÚBLICO	Tubería metálica ϕ0.9m / Buen estado	NO	Diámetro insuficiente para caudal de diseño	Se reemplaza por cajón 2.0 x 1.0 en igual ubicación y longitud
159	12364.0	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE MAMPOSTERÍA	Plataforma de rollizos y vigas de eucaliptus / Buen estado	SI	No interfiere con el proyecto	Sin necesidad de mejoras
165	12675.9	PUENTE VEHICULAR	Plataforma de rollizos sobre rieles/ Estado aceptable	NO	Sección libre de altura insuficiente	Elevar la plataforma según cota de coronamiento de proyecto
168	12979.2	PASARELA PEATONAL CON MUROS DE HORMIGÓN	Plataforma de Tablones / Estado aceptable	NO	Sección libre de altura insuficiente	Elevar la plataforma según cota de coronamiento de proyecto
176	13410.9	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	Plataforma y muros de hormigón / Buen estado	NO	Contracción de ancho basal excesiva para el caudal de diseño	Aumentar el espacio entre muros laterales a 2m
178	13586.9	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	Plataforma y muros de hormigón / Buen estado	NO	Contracción excesiva de la sección libre para caudal de diseño	Dar perfil de proyecto y peraltar plataforma según cota de coronamiento de la sección
181	13705.2	CANAL EN ALCANTARILA (Fe liso) CIRCULAR POR CRUCE DE CAMINO	Tubería metálica ϕ1.0m / Buen estado	NO	Contracción excesiva de la sección libre para caudal de diseño	Se reemplaza por cajón 2.0 x 1.0 en igual ubicación y longitud
183	13989.6	PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN	Plataforma y muros de hormigón sección 1.9 x 0.65 / Buen estado	SI	Pese a contracción, dada la pendiente y el caudal de diseño, la sección es suficiente	Construir transición
184	14001.1	SECCIÓN REVESTIDA / PUENTE EN DESUSO	Plataforma y muros de hormigón / Estado deficiente	NO	Plataforma poco segura	Mejorar plataforma de hormigón

15.4. Desarenador al Inicio Tramo Entubado (sector bocatoma chica)

A continuación se realiza un prediseño de la unidad desarenadora que se ubicará antes de la entrada a la tubería estructurada.

Las condiciones generales sol las siguientes:

Caudal de Ingreso: se define como aquél que ingresa a la unidad desarenadora; se usará 1,2 m^3/s.

Cantidad de Cámaras de Sedimentación y Caudal de Diseño: a fin de darle una mayor flexibilidad de operación a la unidad ante la presencia de caudales menores, se hace recomendable diseñar el desarenador con más de una cámara, sobre todo cuando el caudal de ingreso es considerable. La cantidad N de cámaras y el caudal de diseño se relacionan mediante la expresión:

$$Q_{Diseño} = \frac{Q_{Ingreso}}{N}$$

Por condiciones de seguridad y de limpieza, se usará un desarenador de doble cámara.

FIGURA 15.1-16
DESARENADOR DE DOBLE CÁMARA TIPO



Diámetro de la Partícula y Densidad: Se considera al desarenador como una estructura de protección para el buen funcionamiento del canal Lo Rojas como canal de riego. Según la información de la estratigrafía de

la calicata C-1, la más cercana a la zona de ingreso al canal, se describe como suelo con presencia de arena. Por lo anterior se utiliza un es el tamaño de partícula de D_P= 0,2 mm, lo cual corresponde a arena fina.

Para la arena fina húmeda se tomará la densidad indicada en Keller[2]:

ρ_{Arena} = 2.000kg/m^3

Es importante destacar que, si bien es cierto que el agua contiene material arcilloso en suspensión de diámetro 2 ó 3 órdenes de magnitud más pequeños, el desarenador a diseñar no cumplirá la función de eliminar arcillas, ya que la magnitud del caudal y la extremadamente baja velocidad de sedimentación de dichas partículas traerían consigo una unidad de dimensiones considerables, lo que no se justifica dados los propósitos y características del proyecto.

Características Físicas del Agua: para el diseño, se considera que el agua posee una temperatura mínima de 10º C, con lo cual sus propiedades son las siguientes:

ρ_{Agua} = 1.000 kg/m^3 (densidad del agua a 10ºC)
μ_{Agua} = 1,306E-03 kg/m-s (viscosidad dinámica del agua a 10ºC)
v_{Agua} = 1,306E-06 m^2/s (viscosidad cinemática del agua a 10ºC)

Velocidad Terminal de Sedimentación: se define como la velocidad de caída constante que alcanza una partícula cuando la resistencia al avance por fricción del fluido equilibra a la aceleración gravitatoria, todo esto bajo condiciones de fluido estático.

Dicha velocidad (v_{TS}) se puede calcular realizando un balance de fuerzas sobre la partícula, considerando las condiciones de régimen de flujo que las gobierna (laminar, transición y turbulento), las que a su vez dependen de las características físicas del material particulado en suspensión.

En los términos de un fluido estático, el régimen con que se comporta una partícula se determina a partir de su número de Reynolds (R*), el cual se expresa de la siguiente manera:

[2] Keller, S.: Triebwasserweg und spezifische Probleme von Hochdruckanlagen. In: Kleinwasserkraftwerke, Projektierung und Entwurf. Published by Prof. Dr. S. Radler, University for Soil Culture, Institute for Water Management, Vienna, 1981

$$R^* = \frac{v_{TS} \cdot D_P}{\nu}$$

donde D_P es el diámetro de la partícula y ν es la viscosidad cinemática del fluido.

De este modo, se definen las relaciones entre el diámetro de las partículas y el régimen de flujo a través del Nº de Reynolds con las leyes que aplican para el cálculo de v_{TS}. A continuación se resumen dichas relaciones y leyes para régimen laminar y turbulento:

Si R* < 1 → Régimen Laminar → Aplica Ley de Stokes:

$$v_{TS} = \frac{g}{18\mu}(\rho_S - \rho_{H2O}) \cdot D_P^2$$

Si 1 <R* < 2000→ Régimen de Transición → Ley de Allen:

$$v_{TS} = 0.22 \cdot \left(\frac{\rho_S - \rho_{H2O}}{\rho_{H2O}} \cdot g \right)^{2/3} \left(\frac{D_P}{\left[\mu / \rho_{H2O}\right]^{1/3}} \right)$$

Si R* > 2000 → Régimen Turbulento → Aplica Ley de Newton:

$$v_{TS} = \sqrt{3.33\, g \left(\frac{\rho_S - \rho_{H2O}}{\rho_{H2O}} \right) \cdot D_P}$$

Es importante recordar que en el sedimentador las condiciones de flujo no serán estáticas, sino que, por el contrario, las líneas de trayectoria se verán afectadas por pequeñas turbulencias generadas por las diversas singularidades geométricas o hidráulicas del sistema. Es por este motivo que la velocidad efectiva de sedimentación no será idéntica al v_{TS} calculado; no obstante, para los efectos del presente prediseño, se asumirá que v_{TS} se ajusta de forma suficiente a la velocidad de sedimentación efectiva.

Velocidad de Arrastre: corresponde a la velocidad horizontal del flujo a lo largo del desarenador, y se calcula, de acuerdo a Camp, según se indica a continuación:

$$v_d = a \cdot \sqrt{D_P}$$

donde “a” es un factor que se determina según lo siguiente:

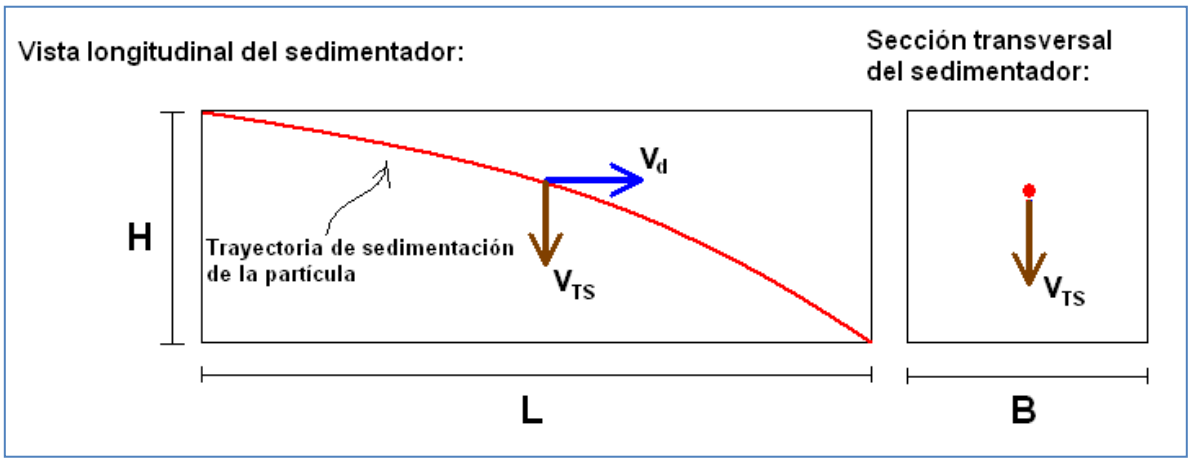
CUADRO 15.1-20
RELACIÓN D_P VS. a

RANGO D_P	a
D_P > 1mm	36
0.1mm < D_P < 1mm	44
D_P < 0.1mm	51

Tiempo de Retención y Predimensionamiento: se define como el tiempo medio que transcurre entre el instante en que ingresa una molécula de fluido a la unidad hasta que sale de ella.

Para comprender de mejor manera, se presenta el siguiente esquema de un desarenador, en que figuran las dimensiones efectivas H, L y B:

FIGURA 15.1-17
ESQUEMA TRAYECTORIA DE PARTÍCULA SDIMENTABLE AL INTERIOR DE UN DESARENADOR



Luego, se cumple lo siguiente:

$$t_R = \frac{H}{v_{TS}} = \frac{L}{v_d}$$

A partir de iteraciones sucesivas de H adecuados, es posible encontrar L. El valor de B se encuentra aplicando la expresión:

$$B = \frac{Q_{Diseño} \cdot t_R}{H \cdot L}$$

Es importante señalar que tanto H como L son valores mínimos teóricos, toda vez que es muy probable que v_{TS} no se alcance justo al ingreso al

desarenador. Es por esto que corresponderá usar factores de seguridad a dichas dimensiones del modo que sigue:

FS_L = 1,25
FS_H = 1,33

Así, en el siguiente cuadro se incluyen los resultados del análisis y predimensionamiento del desarenador:

CUADRO 15.1-21
RESULTADOS HIDRÁULICOS PARA DIMENSIONAMIENTO DESARENADOR

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
$Q_{Ingreso}$	1.2	m^3/s	Caudal de ingreso
N	2	adim	Cantidad de cámaras de tratamiento
$Q_{Diseño}$	0.6	m^3/s	Caudal de diseño por cámara
D_P	2.00E-04	m	Diámetro mínimo de la partícula
T°	10	°C	Temperatura mínima del agua para diseño
v	1.31E-06	m^2/s	Viscosidad cinemática agua a 10°C
μ	1.31E-03	kgm/m-s	Viscosidad dinámica del agua a 10°C
ρ_{H2O}	1000	kgm/m^3	Densidad del agua
ρ_{Arena}	2000	kgm/m^3	Densidad arcilla
g	9.81	m/s^2	Constante aceleración de gravedad
$v_{TS\text{-}Stokes}$	0.017	m/s	Velocidad de sedimentación para flujo laminar
$v_{TS\text{-}Allen}$	0.018	m/s	Velocidad de sedimentación para flujo de transición
$v_{TS\text{-}Newton}$	0.0809	m/s	Velocidad de sedimentación para flujo turbulento
R^*_{Stokes}	2.56E+00	adim	Nº de Reynolds para flujo laminar
R^*_{Allen}	2.82E+00	adim	Nº de Reynolds para flujo de transición
R^*_{Newton}	1.24E+01	adim	Nº de Reynolds para flujo turbulento
a_{Camp}	44	adim	Factor de cálculo en fórmula de Camp
v_d	0.197	m/s	Velocidad de arrastre (fórmula de Camp)
$FS_{ARRASTRE}$	1.0	adim	Factor de seguridad que aplica a la velocidad de arrastre
$v_{d,Diseño}$	0.197	m/s	Velocidad de arraste para diseño
H	1.5	m	Altura mínima efectiva del desarenador
L	16	m	Longitud mínima efectiva del desarenador
t_R	81	s	Tiempo de retención
B	2.03		Ancho basal de cada unidad

Tal como se observa, predomina el régimen de transición, ya que así lo

confirma el número de Reynolds.

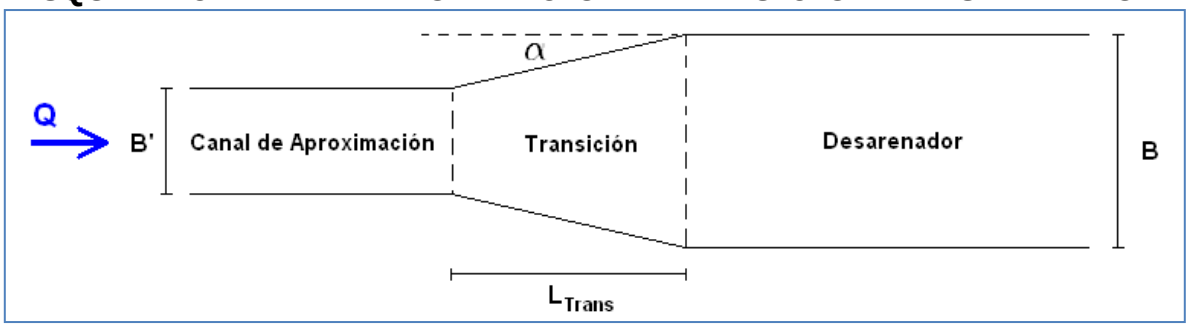
Dado que las dimensiones L, H y B son teóricas, al aplicar los factores de seguridad se obtiene que:

$L_{Diseño}$ = 20 m
$H_{Diseño}$ = 2 m
$B_{Diseño}$ = 2 m (dimensión basal por cámara; en total, el desarenador tiene un ancho basal de 4m).

Canal de Aproximación con Transición: corresponde a aquél en que se estabiliza el flujo antes de ingresar al desarenador. Su ancho y longitud se pueden determinar mediante las expresiones siguientes:

$$L_{Trans} = \frac{B - B'}{2\tan\alpha} ; L_{Trans} \approx \frac{L}{3}$$

FIGURA 15.1-18
ESQUEMA CANAL DE APROXIMACIÓN – TRANSICIÓN – DESARENADOR



Los resultados de dimensionamiento se muestran en la siguiente tabla:

CUADRO 15.1-22
DIMENSIONES TRANSICIÓN DE INGRESO A DESARENADOR

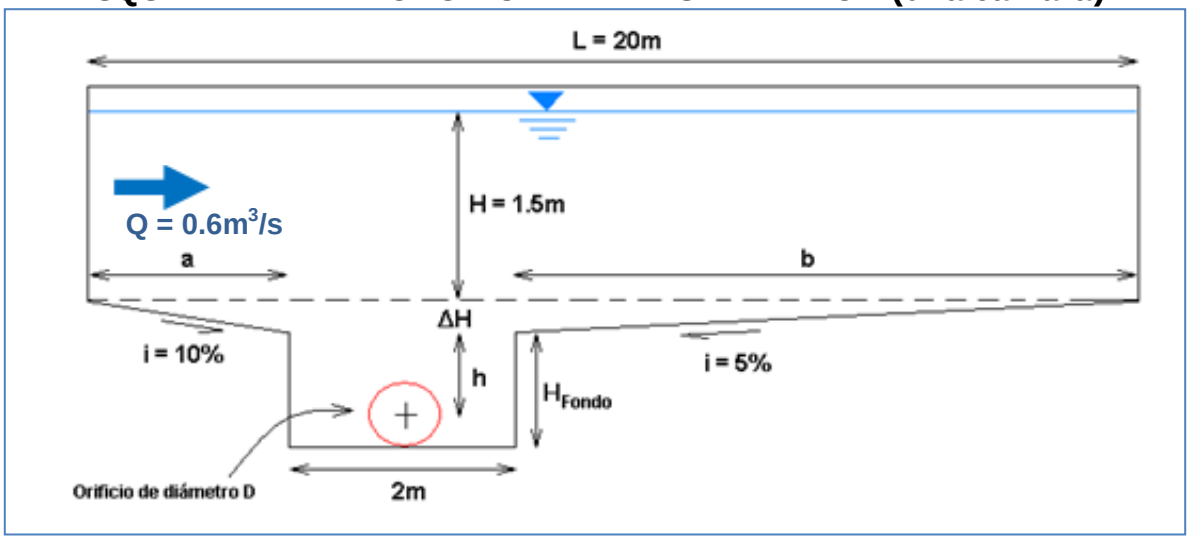
PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
B	4	m
B'	2	m
α	8	º
L_{Tran}	7	m
L/3	7	m

Volumen Adicional: corresponde al que se dispone en el fondo del desarenador para la acumulación de los sedimentos removidos.

Para el diseño, se enfrentará el problema como un asunto de carga hidráulica tal que permita evacuar el caudal de ingreso para limpiar el volumen adicional. De este modo, siendo el caudal total de diseño de 1,2 m^3/s, al haber dos cámaras desarenadoras, el caudal a evacuar por cámara será de 0,6 m^3/s.

Para los cálculos, téngase el siguiente esquema, el cual representa a una de las dos cámaras vista en perfil longitudinal:

FIGURA 15.1-19
ESQUEMA PERFIL LONGITUDINAL DESARENADOR (una cámara)



En primer lugar, se obtendrá el diámetro requerido para evacuar un caudal de 0,6 m^3/s a partir de la carga hidráulica necesaria.

El problema de dimensionar el diámetro de las descarga para cada cámara, se enfrentará a través del concepto de tubo corto sujeto a descarga libre, tal como se explicara en el numeral 2.1.1.5.

Considerando los siguientes valores de entrada:

$Q_{Diseño}$ = 0.6m^3/s
H_{Fondo} = 1.7m
h =1.7 – DN/2
Δh = 0.6m
H = 1.5m
Material = HDPE PN2.5

Los resultados son los siguientes:

CUADRO 15.1-23
CÁLCULO TUBERÍAS DE DESAGÜE FONDO DE DESARENADOR

$Q_{Entrega}$ (m^3/s)	h_{Disp} (mca)	$D_{entrega, Teórico}$ (m)	$L_{Entrega}$ (m)	L/D	Cd	$\Omega_{Entrega}$ (m^2)
0.6000	3.60	0.371	15	40.5	0.66	0.108

	VERIFICACIÓN DE DISEÑO					
$DN_{Diseño}$ (mm)	$L_{Entrega}$ (m)	L/D	Cd	$\Omega_{Entrega}$ (m^2)	$Q_{Descarga}$ (m^3/s)	ΔQ (m^3/s)
400	15	39.4	0.67	0.114	0.6354	0.035

Con esto, se establece que el diámetro comercial que mejor satisface el requerimiento por cálculo es HDPE DN 400 mm Clase 2.5. Con este diámetro se observa una sobrecapacidad de descarga del orden de los 35 l/s; sin embargo, dicha sobrecapacidad quedará equlibrada con las pérdidas singulares de carga que traigan consigo piezas especiales y válvulas de cierre.

Por otra parte, al resolver por geometría las dimensiones a y b, se obtiene lo siguiente:

a = 6 m
b = 12 m

En términos de volumen, por cámara se dispone de 1,7 x 2 x 2,5 = 8,5 m^3 adicionales, es decir, 17 m^3 de volumen total adicional disponible para la acumulación de material sedimentado en la unidad.

15.5. Obras de Aforo de Caudales y Sistema Remoto de Medición

Fundamentalmente, se dimensionarán dos secciones de aforo, a saber:

i. Sección de aforo directamente aguas abajo de la bocatoma principal de Lo Rojas en Los Litres (también denominada *bocatoma grande*).
ii. Sección de aforo directamente aguas abajo de la bocatoma secundaria de Lo Rojas en Pucalán (también llamada *bocatoma chica*).

Para cada una de las cuales se plantean los siguientes objetivos:

a) Establecer los criterios utilizados para el dimensionamiento y diseño de las secciones de aforo del canal Lo Rojas en su situación con proyecto.
b) Establecer el sistema remoto proyectado que permitirá registrar en tiempo real y controlar de manera continua y sistemática los caudales que ingresan al canal.
c) Presentar los resultados obtenidos de los cálculos; concluir y/o comentar sobre éstos.

Las referencias bibliográficas utilizadas en los diseños corresponden a:

- Hidráulica, Francisco Javier Domínguez (Editorial Universitaria, 6ª edición, 1991).
- Design of Small Canal Structures (USBR, 1978).

15.5.1. General

Si bien existe una gran variedad de alternativas geométricas para una sección de aforo, la opción a elegir una en particular queda generalmente acotada tanto por las condiciones de escurrimiento del cauce que se desea aforar y por la capacidad de éste, como por el respaldo teórico y experimental que de un tipo de sección se tenga disponible.

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, es posible establecer que los requerimientos principales para el buen diseño de una sección de aforo son:

a. Que, dada una geometría adecuada, permita una lectura certera y sencilla de los caudales entrantes.

b. No peralte en demasía el eje hidráulico, de modo de no exigir o sobrepasar la capacidad del cauce hacia aguas arriba; con esto se garantiza una operación segura del mismo.

c. Que trabaje de la manera menos influenciada posible desde aguas abajo; esto permite una lectura adecuada del caudal real pasante.

A continuación se realiza la selección y diseño de las secciones de aforo aguas abajo de las bocatomas en Los Litres y en Pucalán.

15.5.2. Dimensionamiento Obra de Sección Primaria de Aforo – Lo Rojas en Los Litres

Denominada *"primaria"* por el hecho de estar ubicada directamente aguas abajo de la bocatoma principal (Lo Rojas en Los Litres), esta sección de aforo busca permitir la medición de los caudales entrantes por dicha bocatoma, con un nivel adecuado de precisión.

Para este caso, se consulta la construcción de canaleta de aforo tipo Parshall, siguiendo las directrices de diseño del texto *"Design of Small Canal Structures"* en su capítulo *B.Parshall Flumes*. Este texto presenta diseños estandarizados en función de:

- ✓ El rango de caudales que se desea medir.
- ✓ El grado de ahogamiento.

En este caso, el caudal máximo es de 1.2m^3/s, lo que equivale a 42cfs (*cubic foot per second*). Al inspeccionar la siguiente tabla, se aprecia que la canaleta que sirve para este caso es la que presenta un ancho de garganta W de 3' (es decir, W = 0.91m).

FIGURA 15.1-20
TABLA DE DIMENSIONAMIENTO DE CANALETAS PARSHALL
(Design of Small Canal Structures / USBR, 1978)

W		A		2/3 A		B		C		D		E		F		G		M		N		P		R		FREE-FLOW CAPACITY	
																										MINIMUM	MAXIMUM
FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	FT.	IN.	CFS	CFS
0	6	2	7/16	1	4 5/16	2	0	1	3 1/2	1	3 5/8	2	0	1	0	2	0	1	0	0	4 1/2	2	11 1/2	1	4	.05	3.9
	9	2	10 5/8	1	11 1/8	2	10	1	3	1	10 5/8	2	6	1	0	1	6	1	0		4 1/2	3	6 1/2	1	4	.09	8.9
1	0	4	6	3	0	4	4 7/8	2	0	2	9 1/4	3	0	2	0	3	0	1	3		9	4	10 3/4	1	8	.11	16.1
1	6	4	9	3	2	4	7 7/8	2	6	3	4 3/8	3	0	2	0	3	0	1	3		9	5	6	1	8	.15	24.6
2	0	5	0	3	4	4	10 7/8	3	0	3	11 1/2	3	0	2	0	3	0	1	3		9	6	1	1	8	.42	33.1
3	0	5	6	3	8	5	4 3/4	4	0	5	1 7/8	3	0	2	0	3	0	1	3		9	7	3 1/2	1	8	.61	50.4
4	0	6	0	4	0	5	10 5/8	5	0	6	4 1/4	3	0	2	0	3	0	1	6		9	8	10 3/4	2	0	1.3	67.9
5	0	6	6	4	4	6	4 1/2	6	0	7	6 3/8	3	0	2	0	3	0	1	6		9	10	1 1/4	2	0	1.6	85.6
6	0	7	0	4	8	6	10 3/8	7	0	8	9	3	0	2	0	3	0	1	6		9	11	3 1/2	2	0	2.6	103.5
7	0	7	6	5	0	7	4 1/4	8	0	9	11 3/8	3	0	2	0	3	0	1	6		9	12	6	2	0	3.0	121.4
8	0	8	0	5	4	7	10 1/8	9	0	11	1 3/4	3	0	2	0	3	0	1	6		9	13	8 1/4	2	0	3.5	139.5

Figure 5-7. Standard Parshall flume dimensions. 103-D-1225

Las dimensiones recién indicadas se encuentran referenciadas en la Figura 15.1-22, extraída de la misma referencia bibliográfica.

Es muy importante señalar que, para los estándares de la USBR, una canaleta Parshall se considera libre cuando opera con un nivel de influencia de aguas abajo de hasta un 70%, siendo ésta la relación Hb/Ha (ver Figura 15.1-21). Para este nivel de influencia, el texto entrega las curvas de descarga Q vs. Ha, valores que se pueden usar de forma directa.

FIGURA 15.1-21
RELACIÓN DE ALTURAS DE FLUJO Hb vs. Ha EN CANALETAS PARSHALL USBR

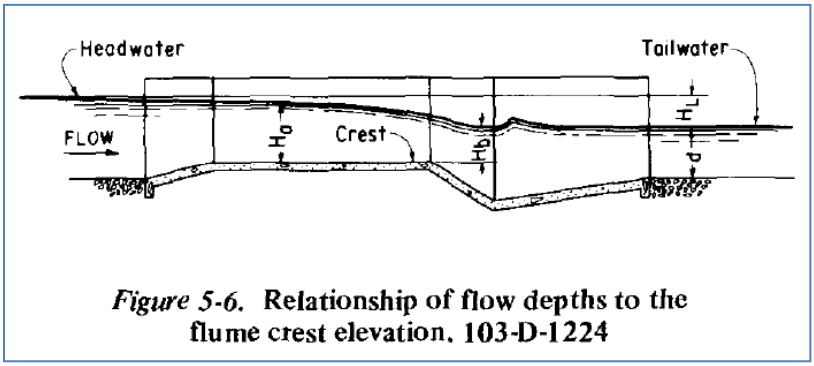
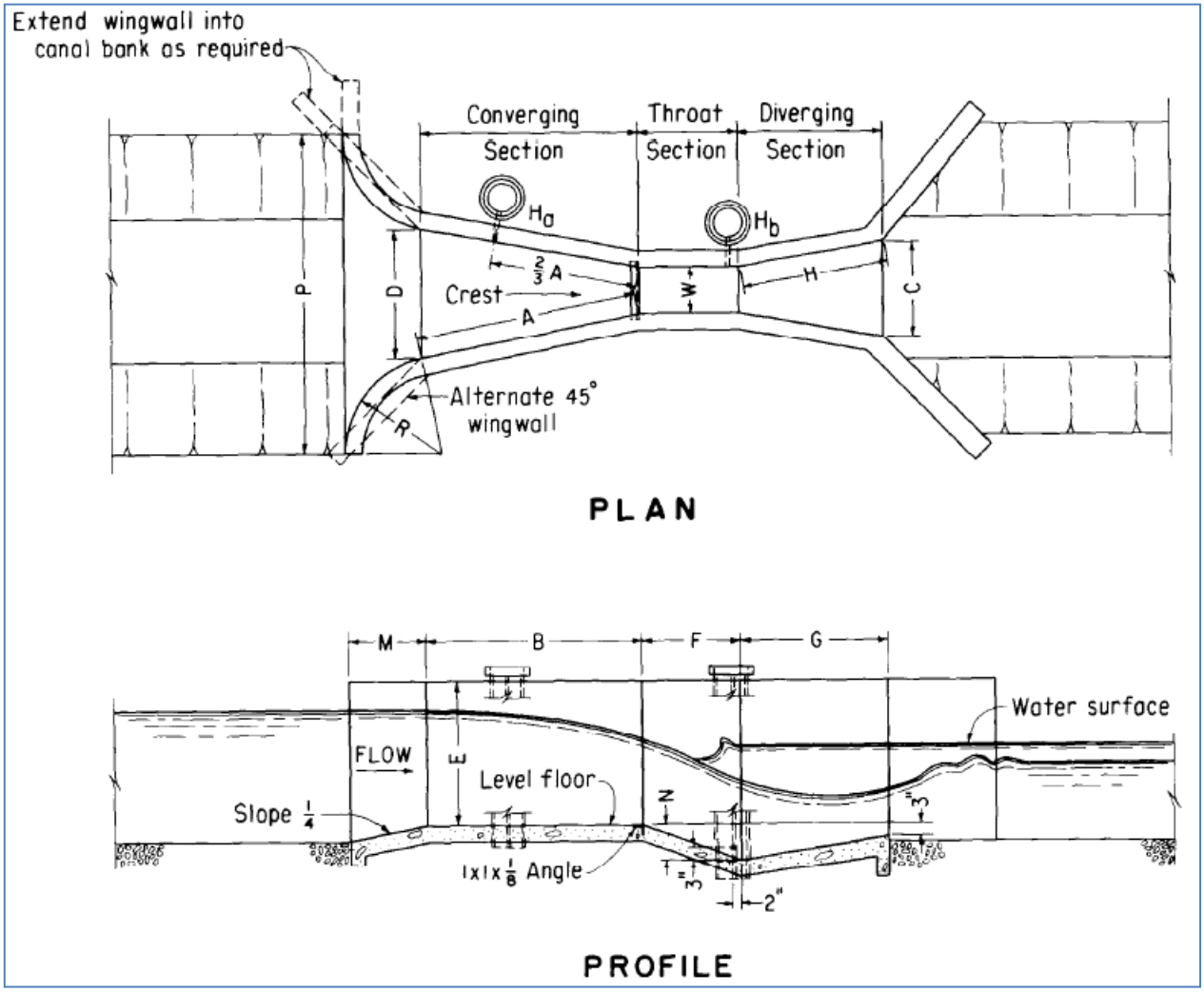


Figure 5-6. **Relationship of flow depths to the flume crest elevation. 103-D-1224**

Sin embargo, para influencias de 71% hasta un máximo recomendable de 90%, la canaleta sigue cumpliendo el objetivo de aforar, pero se hace necesario aplicar correcciones a las curvas de descargas presentadas en el texto citado.

FIGURA 15.1-22
PARÁMETROS DE DIMENSIONAMIENTO CANALETA PARSHALL TIPO USBR



Para el dimensionamiento de la canaleta Parshall tipo USBR, se considerará como dato base la altura de escurrimiento en torno al PK 0+050, altura que para la situación proyectada es de 0.96m. El procedimiento para el cálculo del grado de sumergencia es el siguiente:

i. Obtención de Ha: se determina entrando a la Tabla 5-3 de la referencia citada, con Q = 1.2m^3/s (42cfs) y W=3'.

CUADRO 15.1-24

W = 3'		W = 0.91m	
Ha (ft)	Q (cfs)	Ha (m)	Q (m^3/s)
2.24	42.38	0.68	1.2

Es importante señalar que dicha tabla relaciona Ha y Q para situaciones en que la canaleta opera de manera libre, es decir, con sumergencia menor o igual al 70%.

ii. Luego, se determina Hb y se verifica si la sumergencia es menor o igual a 70%.

CUADRO 15.1-25

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIÓN
$H_{aguas\ abajo}$	0.66	m	Altura de escurrimiento PK 0+050 eje hidráulico con proyecto
ΔZ_{Cresta}	3	in	Extraído de Figura 3.2-2
	0.0762	m	
H_b	0.58	m	Equivale a $H_{aguas\ abajo}$ - ΔZ_{Cresta}
H_b / H_a	0.86	adim	Porcentaje de influencia desde aguas abajo

Luego, la canaleta no opera de manera libre, por lo que se debe considerar un cierto grado de ahogamiento por aguas abajo.

iii. Como la canaleta opera ahogada del orden del 90%, se asumirá que este grado de influencia sirve para corregir la curva de descarga de la Tabla 5-3 del texto guía. Para los efectos de la corrección, se utiliza el ábaco mostrado en la Figura 15.1-23.

FIGURA 15.1-23
ÁBACO PARA CORRECCIÓN CURVA DE DESCARGA POR SUMERGENCIA

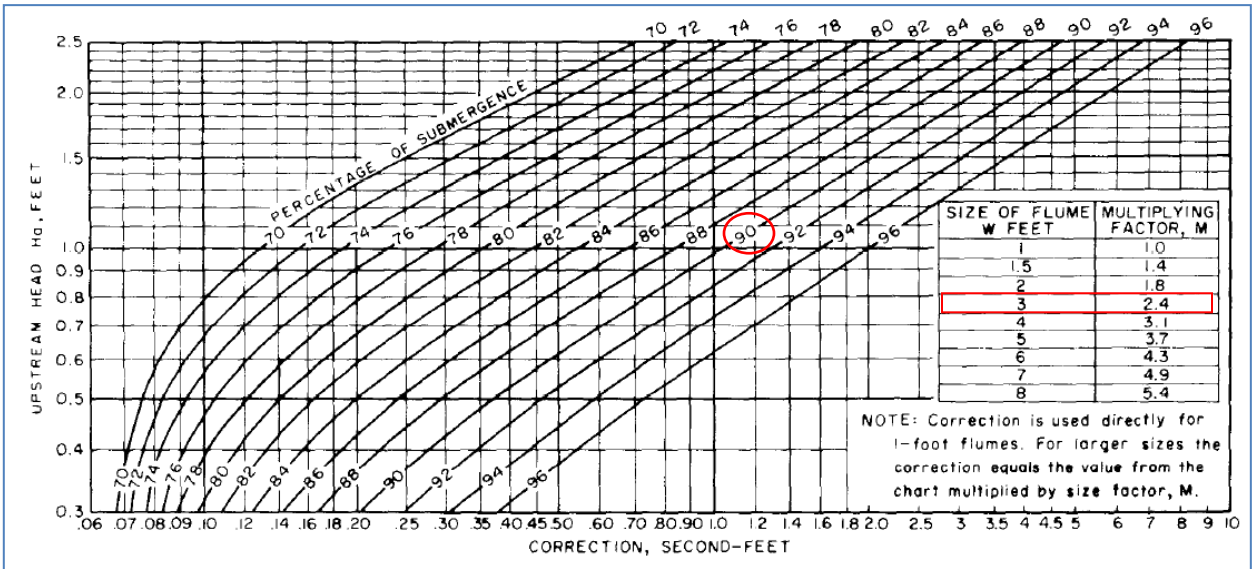


Figure 5-11. Diagram for determining correction to be substracted from free-flow discharge to obtain rate of submerged-flow discharge through Parshall flumes, 1 through 8 feet wide. 103-D-1229

El procedimiento de corrección se detalla en la sección *5-7. Design Example with Submerged-flow Discharge* del texto referencia, por lo que no se entrará en mayores detalles.

Luego de aplicar las correcciones, se obtiene la siguiente curva de descarga resumida:

CUADRO 15.1-26

Ha (m)	Q (m^3/s)
0.390	0.402
0.454	0.500
0.512	0.599
0.567	0.701
0.616	0.798
0.664	0.900
0.710	1.001
0.753	1.100

IMPORTANTE: luego de aplicada la corrección, se ha determinado que, para una sumergencia del 90%, la canaleta Parshall USBR es capaz de aforar un caudal de hasta 1.12m^3/s, inferior al caudal de capacidad. Sin embargo, se aceptará esta canaleta, ya que:

- ✓ El caudal de operación por derechos de agua del canal Lo Rojas es de 1.0m^3/s.
- ✓ El caudal máximo que es capaz de aforar está muy cercano a la capacidad de diseño, por lo que se pueden usar extrapolaciones.
- ✓ La siguiente canaleta mayor en tamaño (W=4') es más grande y, por ende, más cara, presentando una capacidad ociosa que no se justifica.

Finalmente, las dimensiones que aplican a la canaleta Parshall USBR W=3' se presentan en la siguiente tabla:

CUADRO 15.1-27

DIMENSIONES (m) CANALETA AFORADORA PARSHALL USBR W = 3' = 0.91m												
W	A	2/3A	B	C	D	E	F	G	M	N	P	R
0.91	1.68	1.12	1.64	1.22	1.57	0.91	0.61	0.91	0.38	0.23	2.22	0.51

15.5.3. Dimensionamiento Obra de Sección Secundaria de Aforo – Lo Rojas en Pucalán

Denominada *"secundaria"* por el hecho de estar ubicada directamente aguas abajo de la *bocatoma chica* (Lo Rojas en Pucalán), esta sección de aforo busca permitir la medición de los caudales entrantes por dicha bocatoma, con un nivel adecuado de precisión.

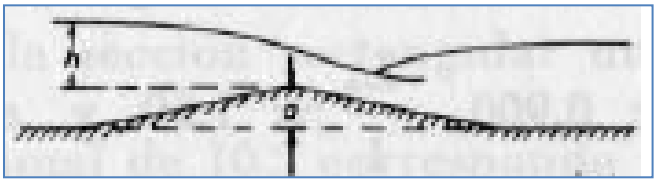
A diferencia del caso anterior, la capacidad del canal en la zona de bocatoma es bastante ajustada, por lo que se deberá buscar una alternativa que implique el menor peralte del eje hidráulico hacia aguas arriba, de modo de minimizar la necesidad de peralte de secciones del canal.

Es por lo anterior que, a juicio de este consultor, la sección que mejor se ajusta a los requerimientos y restricciones de este caso, corresponde al vertedero de barrera triangular, cuyo comportamiento hidráulico se encuentra bien descrito en la literatura especializada[3].

Cabe destacar que, para los efectos del diseño, se usará una sección de aforo rectangular, por lo que se deberá implementar una transición tanto de entrada como de salida.

En la siguiente figura se muestra un esquema de la vista en elevación de una barrera triangular:

FIGURA 15.1-24
CARGA "h" SOBRE BARRERA TRIANGULAR DE ALTURA "a"



Para estos efectos, el cálculo se reduce a obtener la carga sobre la barrera para el gasto de diseño (esto es, Q = 1.2m^3/s), utilizando la expresión general de vertedero:

$$Q_E = m \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2\,g\,h}$$

En que m es el coeficiente de gasto de la barrera analizada como vertedero.

[3] Hidráulica, Francisco Javier Domínguez, Editorial Universitaria, Sexta Edición, 1999.

Considerando que el diseño de estas secciones usualmente contempla un estrechamiento de la base, para la determinación del coeficiente de descarga m entra en juego el siguiente gráfico:

FIGURA 15.1-25
ÁBACO PARA LA OBTENCIÓN DEL COEFICIENTE DE GASTO "m"

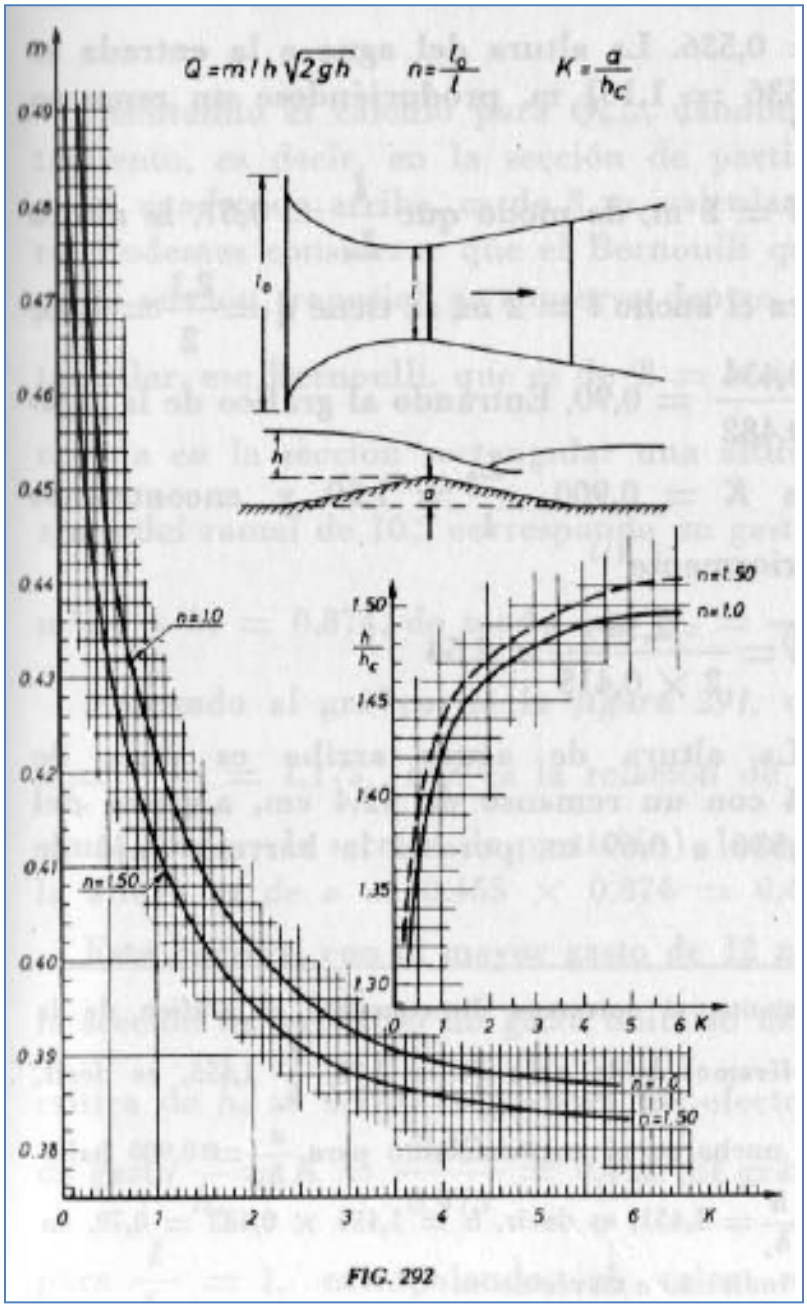


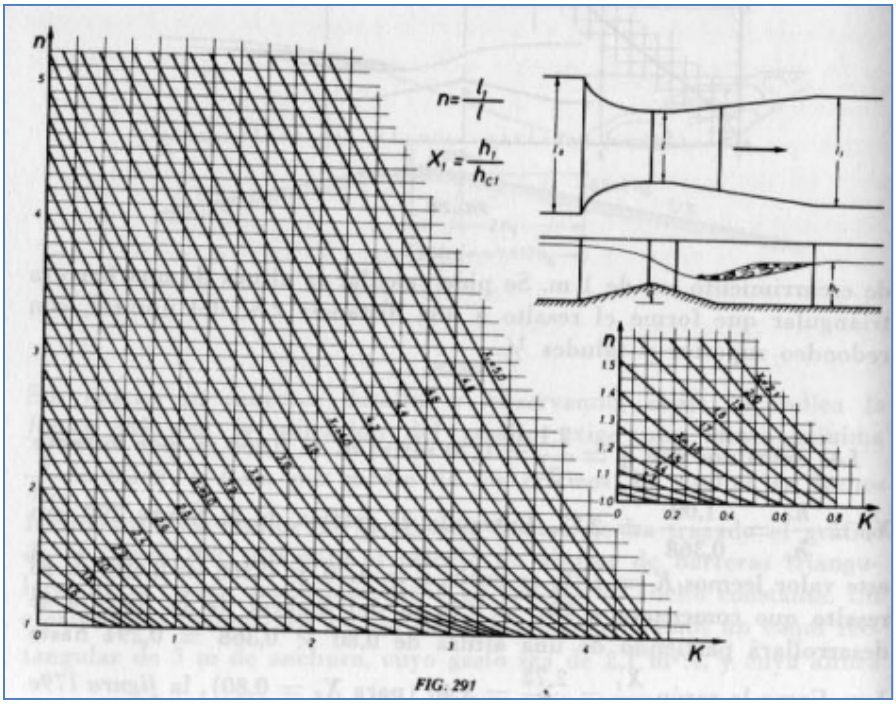
FIG. 292

Los parámetros involucrados se definen a continuación:

l_o : ancho basal de la sección rectangular antes del estrechamiento.
l : ancho basal de la sección rectangular de aforo en el estrechamiento.
n : proporción entre l_o y l.
h_c : altura crítica en la sección rectangular sin estrechamiento.
h : altura de carga sobre la cresta de la barrera triangular.
a : altura de la barrera triangular.
K : factor de diseño.

La obtención de K no es posible a través del uso directo del ábaco presentado en la Figura 15.1-25. Para ello, se recurre a otra gráfica, presentada a continuación:

FIGURA 15.1-26
ÁBACO PARA CÁCULO DEL FACTOR K



para el cual se tiene que:

l_1 : ancho basal sección aguas debajo de la barrera.
l : ancho basal en el estrechamiento.
n : relación entre l_1 y l; se adopta, en este caso, $l_1 = l_o = 2m$
h_{c1} : altura crítica en la sección rectangular de ancho basal l_1.
h_1 : altura de escurrimiento en la sección de ancho basal l_1.
X_1 : relación entre h_1 y h_{c1}.

Conocido el valor de K, es posible determinar la altura "a" de la barrera triangular, la cual se calcula a través de la expresión:

$$a = K \cdot h_{c1}$$

Es importante notar que la altura h_1 se adoptará igual a la del eje hidráulico al inicio del eje hidráulico del Tramo 2 con proyecto, esto es, 0.98m. Si bien h_1 es la altura de escurrimiento en la sección trapecial de proyecto, se asumirá como supuesto simplificador que, en la transición, no existen pérdidas y que la altura de escurrimiento se mantiene.

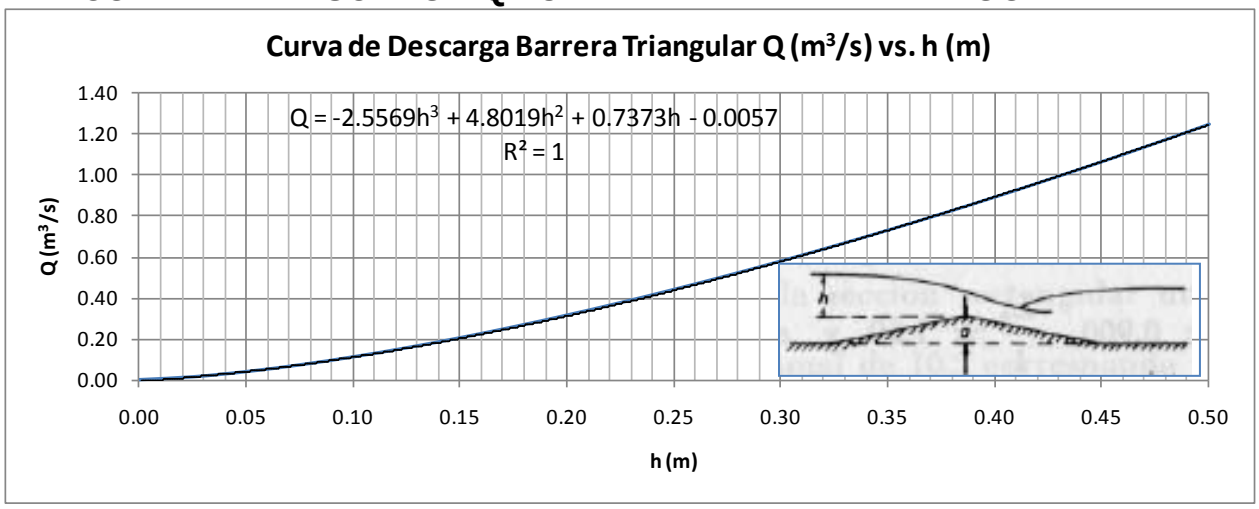
Con todo lo anterior, los resultados de cálculo y diseño se muestran en el siguiente cuadro:

CUADRO 15.1-28
CÁLCULO Y DISEÑO DE BARRERA TRIANGULAR DE ALTURA "a"

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
$Q_{Diseño}$	1.20	m^3/s	Caudal de diseño
$l_o = l_1$	2.00	m	Ancho basal regular (fuera del estrechamiento)
h_1	0.98	m	Altura de escurrimiento aguas debajo de la barrera (según eje hidráulico)
h_{c1}	0.33	m	Altura crítica para ancho basal igual a l_o
l	1.33	m	Ancho basal en el estrechamiento
n	1.50	adim	Relación l_o/l
X_1	2.95	adim	Relación h_1/h_{c1}
K	1.58	adim	Factor de cálculo obtenido de Gráfico mostrado en Figura 3-4
a	0.53	m	Altura de la barrera triangular ($a = K \cdot h_{c1}$)
m	0.398	adim	Coeficiente de descarga barrera triangular obtenido de gráfico mostrado en Figura 3-3)

Luego, la curva de descarga (gráfica y numérica) resultante de la barrera triangular es la que se indica a continuación:

FIGURA 15.1-27
CURVA DE DESCARGA Q vs. h DE BARRERA TRIANGULAR



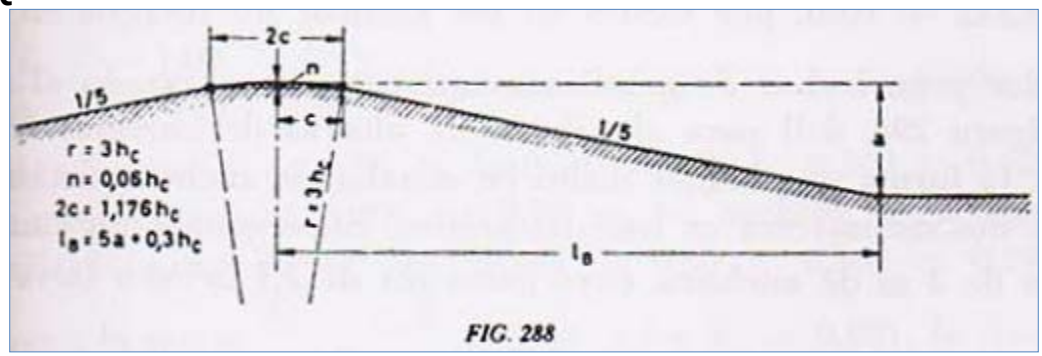
CUADRO 15.1-29
CURVA DE DESCARGA Q vs. h DE BARRERA TRIANGULAR y ALTURA DE ESCURRIMIENTO TOTAL DE AGUAS ARRIBA H_{Total}

h (m)	Q (m^3/s)	H_{Total} (m)
0.00	0.00	0.53
0.03	0.01	0.55
0.05	0.04	0.58
0.08	0.07	0.60
0.10	0.11	0.63
0.13	0.16	0.65
0.15	0.20	0.68
0.18	0.26	0.70
0.20	0.32	0.73
0.23	0.38	0.75
0.25	0.44	0.78
0.28	0.51	0.80
0.30	0.58	0.83
0.33	0.65	0.85
0.35	0.73	0.88
0.38	0.81	0.90
0.40	0.89	0.93
0.43	0.98	0.95
0.45	1.06	0.98
0.48	1.15	1.00
0.50	1.25	1.03

En consecuencia, dado que la sección trapecial proyectada tiene una altura de 1m, hacia aguas arriba será necesario peraltar el coronamiento del trapecio a 1.2m (incluye revancha); con esto, se otorga una seguridad apropiada de operación para el caudal de capacidad (es decir, Q = 1.2m^3/s).

En cuanto a la geometría del perfil longitudinal de la barrera (cuyos taludes de aguas arriba y aguas abajo quedan fijados en H:V=5:1), téngase la siguiente figura:

FIGURA 15.1-28
ESQUEMA BARRERA TRIANGULAR – GEOMETRÍA LONGITUDINAL



El valor de cada uno de los parámetros geométricos mostrados en la Figura 15.1-28 se indica a continuación:

CUADRO 15.1-30
DISEÑO GEOMÉTRICO BARRERA TRIANGULAR

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
r	1.00	m
n	0.02	m
2c	0.4	m
l_B	2.73	m

La longitud del resalto se estima a partir de la altura conjugada de torrente, la que se relaciona con el parámetro X_o; este valor se puede calcular con la expresión de alturas conjugadas implícitas:

Puesto que X_1 = 2.95, entonces X_o = 0.21; con este valor resulta ser que X_1/X_o = 13.8; entrando al gráfico de la *Fig. 179e* del texto "Hidráulica" (F.J. Domínguez), se obtiene N=0; esto quiere decir que el

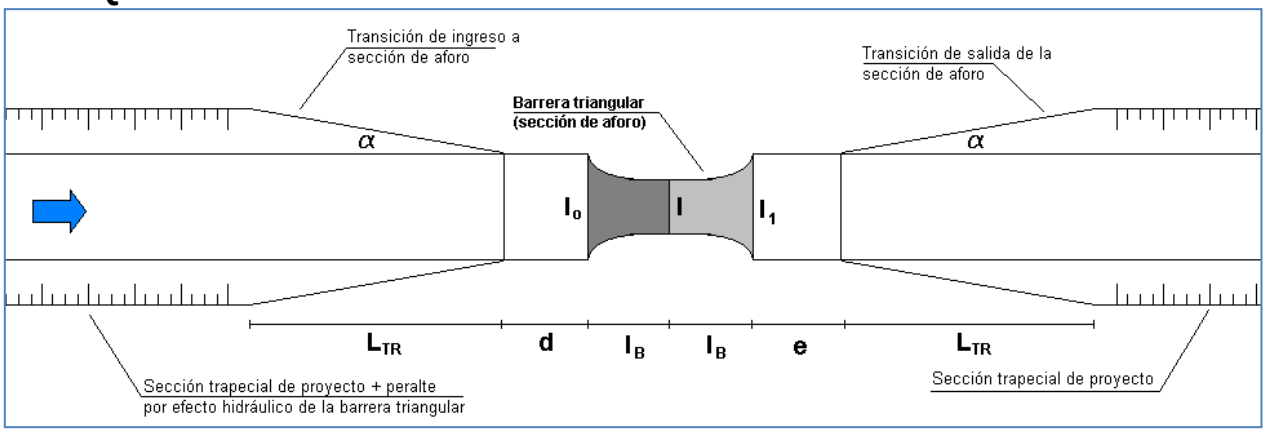
resalto queda totalmente fuera de la pendiente aguas abajo de la barrera; consiguientemente, entrando a la Fig. 178 de la misma referencia bibliográfica, para $i_{barrera}$ = 0.2 (puesto que en la barrera triangular H:V=5:1) y X_o = 0.21 resulta ser que L=14.
Finalmente, al conocer la relación:

—

en que l_R es la longitud del resalto y h_c es la altura crítica de la sección, se obtiene que la longitud del resalto es de l_R = 4.62m, desarrollándose totalmente fuera de la barrera.

Para el dimensionamiento de las transiciones (de entrada y salida de la sección de aforo), téngase en consideración la Figura 15.1-29; con el fin de minimizar las pérdidas singulares por cambio de sección, pueden aplicarse las siguientes relaciones recomendadas:

FIGURA 15.1-29
ESQUEMA BARRERA TRIANGULAR – GEOMETRÍA EN PLANTA



En consecuencia, se obtiene que:

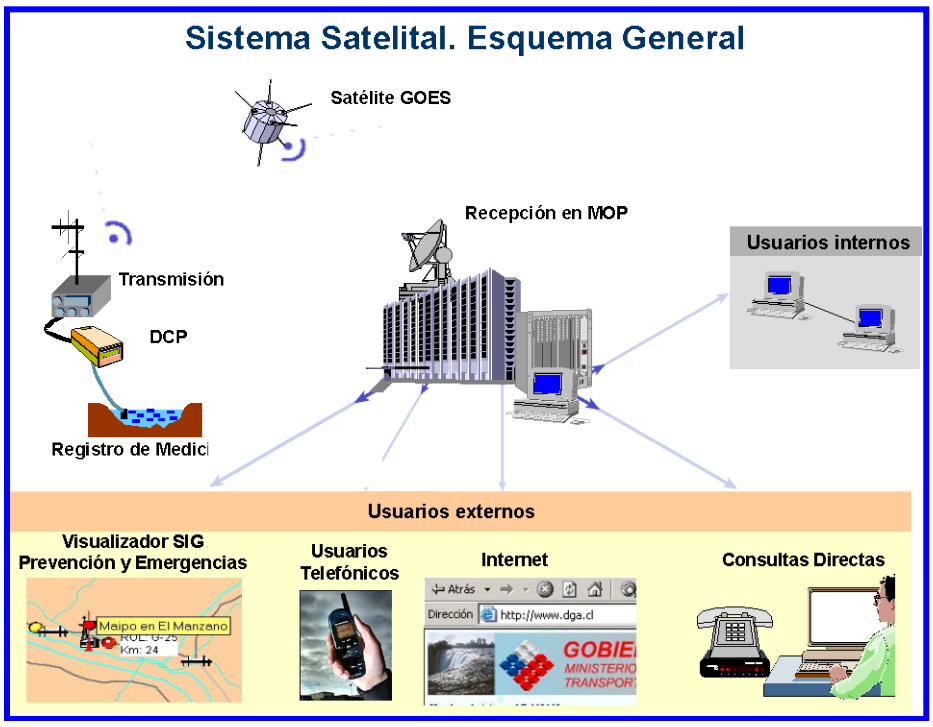
Dados estos resultados, se usará como valor de diseño L_{TR} = 7m, por lo que α = 2.45º.

La longitud “d” se fijará en 2m, la que se considera suficiente para que el flujo se adapte a la sección rectangular antes de ingresar a la barrera; por su parte, la longitud “e” quedará fijada en 5m, para asegurar el correcto desarrollo del resalto hidráulico.

15.5.4. Sistema Remoto para la Medición de Caudales, Registro y Transmisión de Datos en Tiempo Real

La Dirección General de Aguas del MOP ha ido implementado un proceso de automatización de redes de monitoreo de estaciones fluviométricas, que permite entregar información en tiempo real a través de comunicación satelital de estaciones receptoras en las principales cuencas hidrográficas del país, entre la I y XII región. Un esquema del sistema satelital se muestra en la siguiente figura.

FIGURA 2.1-30
SISTEMA SATELITAL. ESQUEMA GENERAL



El sistema consiste básicamente en lo siguiente:

- Plataforma Satelital Hidrológica (DCP), que incluye: Data Logger, Radio Transmisor, Antena Helicoidal, Panel Solar y Baterías Recargables.

- Sensor Transductor de Presión; instrumento que mide la altura de agua en el cauce.
- Caseta Data Logger.

La información que lee el sensor transductor de presión (altura de agua en la sección de aforo), es transformada a caudal a través de la curva de descarga de la sección correspondiente. Este dato se transmite a un satélite (satélite GOES, que es gratuito), el cual a su vez transmite el dato a las oficinas centrales de la DGA del MOP en Santiago. Así, se conoce el caudal en tiempo real que está escurriendo a través de la estación fluviométrica correspondiente. Incluso, a través de la página web *www.dga.cl* se tiene acceso a esa información (Servicios Satelitales en Tiempo Real) de más de 300 estaciones a lo largo del país.

La instalación de una estación de esas características, involucra también el emplazamiento de una serie de obras de apoyo, específicamente y de acuerdo con las recomendaciones dadas en el Departamento de Hidrología de la DGA, éstas son:

- Cámara Limnigráfica o Húmeda y obras anexas.
- Plataforma satelital, que para el caso del Canal Lo Rojas, se reemplaza por transmisión de datos vía GPRS a un computador que se tendría que ubicar en las oficinas de la Asociación.
- Caseta.
- Cierre perimetral de seguridad.

A continuación se describen las características de cada una de las obras antes indicadas:

- La cámara limnigráfica o húmeda a emplazar tiene como objetivo proporcionar un medio estable y seguro que permita la instalación del instrumento que mide las alturas de escurrimiento en la sección del canal donde está ubicada la obra de aforo proyectada (sensor transductor de presión). La cámara está comunicada al canal a través de tubos de acero.

- Una sonda manométrica (también conocida como transductor de presión) para la medición del nivel de aguas superficiales. Las características estándar recomendables para este instrumento son las siguientes:

CUADRO 15.1-31

CARACTERÍSTICAS RECOMENDADAS SONDA MANOMÉTRICA	
Tipo	Capacitiva
Material	Acero
Precisión	±0.05%
Rango de medición Útil	0 - 4m
Longitud mínima de cable	10m
Dispositivo de absorción de humedad	SÍ
Cartucho reutilizable	SÍ
Resistencia a la sobrepresión	SÍ

- ✓ Un registrador de datos (datalogger) con módem GSM/GPRS. Las características estándar recomendables para este dispositivo son las siguientes:

CUADRO 15.1-32

CARACTERÍSTICAS RECOMENDADAS REGISTRADOR DE DATOS (DATALOGGER)	
Display	SÍ
Selector + botonera	SÍ
Interfaz de comunicación 1	USB
Interfaz de comunicación 2	RS-232 (Full DB-9)
Módem	GSM (GPRS)
Entradas	SDI-12
	RS-485
	RS-232 (Full DB-9)
Fuente de alimentación	SÍ
Antena	SÍ
Antena + cable	SÍ
Batería	Recargable, libre de mantención
Software de sistema	Instalado

- ✓ Panel solar de potencia adecuada para la recarga continua de baterías.

- ✓ Caseta para el almacenamiento seguro de los instrumentos y/o equipos que forman parte del sistema.

- ✓ Cierre perimetral de seguridad con malla ACMAFOR de acero galvanizado (ribera izquierda), altura total aproximada 2,30 m (incluye brazo y cierre con alambre de púas).

Fundamentalmente, se propone la instalación de dos estaciones de medición con transmisión instantánea de datos, a saber:

- Estación de Medición 1 - Lo Rojas en Los Litres: se instalará en la sección de aforo proyectada aguas abajo de la bocatoma principal, que capta las aguas del estero Los Litres.

- Estación de Medición 2 – Lo Rojas en Pucalán: se instalará en la sección de aforo proyectada aguas abajo de la bocatoma secundaria, que capta las aguas de la lagunilla de confluencia que forman el canal Lo Rojas y la desembocadura del estero Pucalán.

Con estas dos estaciones se persiguen los siguientes objetivos:

i. Obtener una serie de tiempo fidedigna de los caudales que son captados tanto por la bocatoma principal como por la secundaria.

ii. Controlar los caudales que ingresan por cada bocatoma al canal Lo Rojas, mediante la operación oportuna de las compuertas correspondientes.

iii. Conocer la interacción entre las dos bocatomas y la influencia que tiene en ella la lagunilla de confluencias.

- **Fases de Implementación del Sistema**

La implementación del sistema requerido para estación de medición consta de tres fases:

1) Construcción de las instalaciones que albergarán los instrumentos y/o equipos (obras civiles).
2) Montaje de los instrumentos y/o equipos.
3) Puesta en marcha; incluye labores de configuración, programación y chequeo de los instrumentos y/o equipos.

En el Anexo 20 se incluyen las cotizaciones de los equipos de transmisión de datos y de transductor de presión que formarán parte del sistema.

Es importante destacar que el sistema funciona con 2 chips GPRS (chip de transmisión de datos), los cuales se deben contratar con una compañía de teléfono móvil. Uno de los chips va en el modem, el cual se ubica en el datalogger, y el otro va en el computador donde serán recepcionados los datos.

16. CUBICACIONES DE LAS OBRAS CIVILES DE MEJORAMIENTO

Los antecedentes utilizados para el cálculo de las cubicaciones de las obras fueron los siguientes:

- Diseño hidráulico – geométrico de las obras
- Levantamientos topográficos específicos
- Programa Civil 3D

A continuación se incluyen las cubicaciones de todas las obras de mejoramiento que han sido proyectadas.

Las cubicaciones se han efectuado según los siguientes planos:

- G–C–PPL-1_16 a 16_16: Planta y Perfil Longitudinal Canal Lo Rojas con Proyecto.

- G–C–PT-1_8 a 8_8: Perfiles Transversales Canal Lo Rojas con Proyecto.

- G–C–TB-1_1: Tablas de Volumen Acumulado Corte y Relleno con Proyecto.

- CC–EC–VD–1_1: Vistas y detalles Elemento Tipo Conducción Cerrada y de Entrega a Riego Correspondiente Proyectados.

- OE-CQ-VD-1_4 a 4_4: Vistas y Detalles Cruces de quebrada proyectados.

- OE-CQ-PL-1_1: Perfiles Longitudinales Cruces de Quebrada.

- OE-VC-VD-1_2 a 2_2: Vistas y detalles Obras Proyectadas Vaciado de Quebrada a Canal.

- OE-VC-PL-1_1: Perfiles Longitudinales Obras Proyectadas Vaciado de Quebrada a Canal.

- OE-AF-VD-1_1: Vistas y Detalles Obras de Aforo Proyectadas Canal Lo Rojas.

- OE-DS-VD-1_1: Vistas y Detalles Desarenador Proyectado Lo Rojas.

16.1. Revestimientos

16.1.1. Reperfilado km 0 a km 0,47

Este tramo ha sido reperfilado de modo de homogenizar su pendiente, tal como fuera señalado y explicado anteriormente. En el Cuadro 16.1-1 se incluye la cubicación efectuada.

CUADRO 16.1-1
CUBICACIÓN TRAMO REPERFILADO (km 0 a km 0,47)

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
TRAMO KM 0,0 A 0,40: REPERFILADO	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	47
	RELLENO COMPACTADO	m3	110

Ref. planos: G–C–PPL-1_16 / G–C–PT-1_8 / G–C–TB-1_1

16.1.2. Entubación Canal Km 0,840 a Km 10,3

En el Cuadro 16.1-2 se incluye la cubicación de las obras que involucran la obra de entubación entre el km 0,840 al km 10,3.

CUADRO 16.1-2
CUBICACIÓN ENTUBACIÓN Km 0,75 A Km 10,3

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
TRAMO KM 0,84 A 10,3: ENTUBADO	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	13076
	RELLENO COMPACTADO	m3	44096
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m3	2061
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm	m	9301
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=75mm L=3m	unid.	6
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=90mm L=3m	unid.	5
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=110mm L=3m	unid.	8
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=125mm L=3m	unid.	1
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=140mm L=3m	unid.	2
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=200mm L=3m	unid.	1
	CÁMARA DE INSPECCIÓN EN BASE A TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm*	unid.	47
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 3"	unid.	6
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 4"	unid.	13
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 5"	unid.	3
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 8"	unid.	1
	CÁMARA DE VÁLVULA	unid.	23
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	1
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	30
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	1
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1

Ref. planos: serie G–C–PPL-1_16@16_16 / G–C–PT-2_8@8_8 / G–C–TB-1_1

16.1.3. Revestimiento Canal Km 10,3 a Km 14,05

En el Cuadro 16.1-3 se incluye la cubicación de las obras que involucran la obra de revestimiento entre el km 10,30 al km 14,05.

CUADRO 16.1-3
CUBICACIÓN ENTUBACIÓN Km 10,30 A Km 14,05

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
TRAMO KM 10,3 A 14,05: REVESTIDO	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	2.425
	RELLENO COMPACTADO	m3	1.929
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	900
	REVEST. ALB. DE PIEDRA. e = 20 cm	m2	7.731
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	12.960
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	375

Ref. planos: serie G–C–PPL-1_16@16_16 / G–C–PT-2_8@8_8 / G–C–TB-1_1

16.1.4. Obras de Arte

16.1.4.1. Cruce de Quebradas

En los siguientes cuadros se incluyen las cubicaciones de las obras de cruce de quebradas.

CUADRO 16.1-4
CRUCE QUEBRADA EN KM 2,76

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 24	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	78
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	12
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	6
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	20
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	292
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	5
	CAJON DE HORMIGÓN 1,2X1,2X2,0	Unid.	5
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	15

Ref. plano: OE-CQ-VD-1_4

CUADRO 16.1-5
CRUCE QUEBRADA EN KM 4,97

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA 56	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	573
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	190
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	22
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	8
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	379
	GAVION	m3	11
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1

Ref. plano: OE-CQ-VD-4_4

CUADRO 16.1-6
CRUCE QUEBRADA EN KM 7,05

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 77	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	144
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	20
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	15
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	16
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	747
	REJILLA 1,0x1,0	Unid.	5
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1
	TUBO DE HORMIGÓN D=1,2X2,5	m	3
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m3	14

Ref. plano: OE-CQ-VD-1_4

CUADRO 16.1-7
CRUCE QUEBRADA EN KM 7,13

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 79	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	16
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	10
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	14
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	15
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	715
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0

Ref. plano: OE-CQ-VD-2_4

CUADRO 16.1-8
CRUCE QUEBRADA EN KM 8,23

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 95	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	122
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	16
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	45
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	116
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0
	TUBO DE HORMIGÓN D=1,0X2,5	Unid.	3
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	10

Ref. plano: OE-CQ-VD-2_4

CUADRO 16.1-9
CRUCE QUEBRADA EN KM 8,68

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 100	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	21
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	3
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	8
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	19
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	395
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0

Ref. plano: OE-CQ-VD-3_4

16.1.4.2. Cambio de Obras de Arte Existentes

De acuerdo con lo indicado en capítulo anterior, producto de las obras de revestimiento proyectadas, hay obras de arte que hoy existen en el canal pero que deben ser cambiadas para un correcto funcionamiento del canal. En los siguientes cuadros se incluyen las cubicaciones de cada una de dichas obras.

CUADRO 16.1-10
PUENTE VEHICULAR Y ALCANTARILLA EN KM 4,59

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 53	DEMOLICIÓN	m3	10
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	274
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1

UADRO 16.1-11
ALCANTARILLA EN KM 7,66

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 87	DEMOLICIÓN	m3	16
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	12
	GAVION	m3	18

CUADRO 16.1-12
ALCANTARILLA EN KM 8,19

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 94	DEMOLICIÓN	m3	20
	GAVION	m3	20

CUADRO 16.1-13
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 10,17

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 124	DEMOLICIÓN	m3	1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	2
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	105
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1

CUADRO 16.1-14
CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA EN KM 10,18

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 126	DEMOLICIÓN	m3	20
	GAVION	m3	6

CUADRO 16.1-15
CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA EN KM 11,71

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 148	DEMOLICIÓN	m3	25
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	4
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	17

CUADRO 3.1.1-16
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 11,79

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 150	DEMOLICIÓN	m3	6
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	9
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	1
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	432
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	18
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1

CUADRO 16.1-17
ALCANTARILLA EN KM 12,12

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 151	GAVION	m3	8
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	11
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	2
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	9

CUADRO 16.1-18
CANAL EN TUBERÍA EN KM 12,21

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QDA. FICHA 153	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	32
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	32

CUADRO 16.1-19
CANAL EN ALCANTARILLA EN KM 12,36

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 157	DEMOLICIÓN	m3	1
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	6
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	24

CUADRO 16.1-20
PUENTE VEHICULAR EN KM 12,67

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 165	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	3
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	135
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1

CUADRO 16.1-21
PASARELA PEATONAL CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 12,97

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 168	DEMOLICIÓN	m3	1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	1
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	60
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,04

CUADRO 16.1-22
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 13,41

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 176	DEMOLICIÓN	m3	25
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	9
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	1
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	458
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	19
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0

CUADRO 16.1-23
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 13,58

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 178	DEMOLICIÓN	m3	3
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	4
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	223
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1

CUADRO 16.1-24
CANAL EN ALCANTARILLA EN KM 13,70

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 181	DEMOLICIÓN	m3	1
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	3
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	12

CUADRO 3.1.1-25
SECCIÓN REVESTIDA EN KM 14,00

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
FICHA 184	DEMOLICIÓN	m3	2
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	3
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	135

16.1.4.3. Descargas de Quebradas Dentro del Canal

En los siguientes cuadros se incluyen las cubicaciones de las obras de descarga desde quebrada al canal.

CUADRO 16.1-26
DESCARGA QUEBRADA EN KM 10,39

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 131	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	118
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	3
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	10
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	480
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	10

Ref. plano: OE-VC-VD-1_2

CUADRO 16.1-27
DESCARGA QUEBRADA EN KM 10,82

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 136	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	18
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	4
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	14
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	705
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	2
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	4

Ref. plano: OE-VC-VD-1_2

CUADRO 16.1-28
DESCARGA QUEBRADA EN KM 13,05

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
QUEBRADA FICHA 170	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	22
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	2
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	237
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	5

Ref. plano: OE-VC-VD-2_2

16.1.4.4. Desarenador al Inicio Tramo Entubado Proyectado (sector bocatoma chica)

La cubicación del desarenador se incluye en el Cuadro 16.1-29 siguiente.

CUADRO 16.1-29
DESARENADOR AL INICIO TRAMO ENTUBADO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
DESARENADOR	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	152
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	74
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	52
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	5
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	2593
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	75
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	9
	CODOS HDPE 90º DN400	uni.	4
	TUBO HDPE DN400	m	11
	VALVULA COMPUERTA DN400	uni.	2
	COMPUERTA	uni.	4
	FIERRO REJAS/BARANDA	Kg	641

Ref. plano: OE-DS-VD-1_1

16.1.4.5. Obras de Aforos

A continuación se presenta la cubicación de obras de aforo, que se ubicarán a continuación de las bocatomas grande y chica.

CUADRO 16.1-30
OBRA DE AFORO BOCATOMA GRANDE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
OBRA AFORO BOCATOMA GRANDE	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	229
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,2
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	0,3

Ref. plano: OE-AF-VD-1_1

CUADRO 16.1-31
OBRA DE AFORO BOCATOMA CHICA

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD
OBRA AFORO BOCATOMA CHICA	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	17
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	860
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	2,7

Ref. plano: OE-AF-VD-1_1

16.1.4.6. Obras de Medición de Caudales Remoto

Esta obra de aforo con transmisión remota se ubicará a continuación de las bocatomas grande y chica. En los siguientes cuadros se incluyen las cubicaciones.

CUADRO 16.1-32
OBRA DE MEDICIÓN DE CAUDALES
BOCATOMA GRANDE

1.- Equipo Estación Satelital con Transmisor

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Datalogger	Un	1.0
2	Antena	Un	1.0
3	Batería 12 Volts	Un	1.0
4	Software Estación de Medición	Un	1.0
5	Software Computacional	Un	1.0
6	Sensor de nivel	Un	1.0
7	Panel Solar	Un	1.0
8	Instalación y puesta en marcha	Un	1.0

2.- Estructura de Hormigón Cámara Limnigráfica Tipo CS 6

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Excavación	m^3	15.0
2	Hormigón H25	m^3	3.2
4	Acero calidad A44 - 28H	kg	224.0
5	Moldaje recto madera	m^2	24.0

3.- Caseta Dataloger

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Perfil L 40x40x5	kg	29.0
2	Perfil L 25x25x4	kg	9.0
3	Perfil L 50x50x6	kg	10.0
4	Pletina 25x4	kg	2.0
5	Acero A36 ϕ 12	kg	2.0
6	Plancha e=10	kg	10.0
7	Plancha e=8	kg	40.0
8	Plancha e=3	kg	16.0
9	Plancha e=2,5 mm	kg	77.0
10	Pernos ϕ 16x250	un	4.0
11	Pernos ϕ 8x30	un	11.0
12	Bisagras	un	4.0

4.- Regla Limnimétrica Adosada en Sección de Aforo

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Regla Limnimetrica Acrilico de 1 m (1)	Un	1.0
2	Porta Regla (perfil de acero) de 1 m (1)	Un	1.0
3	Perfil Costanera (125x75x15) de 1,5 m	Un	1.0

5.- Cierre Perimetral

Item	Designación	Unidad	Cantidad
	Cerco Perimetral con Malla Acmafor 16 m (1)	Gl	1.0

CUADRO 16.1-33
OBRA DE MEDICIÓN DE CAUDALES
BOCATOMA CHICA

1.- Equipo Estación Satelital con Transmisor

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Datalogger	Un	1.0
2	Antena	Un	1.0
3	Batería 12 Volts	Un	1.0
4	Software Estación de Medición	Un	1.0
5	Software Computacional	Un	1.0
6	Sensor de nivel	Un	1.0
7	Panel Solar	Un	1.0
8	Instalación y puesta en marcha	Un	1.0

2.- Estructura de Hormigón Cámara Limnigráfica Tipo CS 6

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Excavación	m^3	15.0
2	Hormigón H25	m^3	3.2
4	Acero calidad A44 - 28H	kg	224.0
5	Moldaje recto madera	m^2	24.0

3.- Caseta Dataloger

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Perfil L 40x40x5	kg	29.0
2	Perfil L 25x25x4	kg	9.0
3	Perfil L 50x50x6	kg	10.0
4	Pletina 25x4	kg	2.0
5	Acero A36 ϕ 12	kg	2.0
6	Plancha e=10	kg	10.0
7	Plancha e=8	kg	40.0
8	Plancha e=3	kg	16.0
9	Plancha e=2,5 mm	kg	77.0
10	Pernos ϕ 16x250	un	4.0
11	Pernos ϕ 8x30	un	11.0
12	Bisagras	un	4.0

4.- Regla Limnimétrica Adosada en Sección de Aforo

Item	Designación	Unidad	Cantidad
1	Regla Limnimetrica Acrilico de 1 m (1)	Un	1.0
2	Porta Regla (perfil de acero) de 1 m (1)	Un	1.0
3	Perfil Costanera (125x75x15) de 1,5 m	Un	1.0

5.- Cierre Perimetral

Item	Designación	Unidad	Cantidad
	Cerco Perimetral con Malla Acmafor 16 m (1)	Gl	1.0

16.2. Estudio de Expropiaciones y/o Servidumbres de Paso

Tal como se puede apreciar en los planos de proyecto de las obras de mejoramiento, a lo largo del trazado del canal no es necesario expropiar o bien solicitar servidumbre de paso, ya que todas las obras se enmarcan dentro de la faja del canal, cuyos dueños son justamente los beneficiarios del mejoramiento proyectado.

16.3. Verificación y Solución de Interferencias

Para los efectos de las obras proyectadas para el plan de mejoramiento del canal Lo Rojas, se entenderá por interferencia como toda aquella obra existente que preste algún tipo de servicio y que se encuentre dentro de la faja a intervenir.

En términos generales, los servicios prestados por la infraestructura catastrada y que se consideran como interferencias, son los siguientes:

i. Cruces de camino sobre canal (públicos o privados): aquéllos destinados al paso de vehículos livianos, semi pesados o pesados, dependiendo de las características estructurales de cada caso en particular.

ii. Cruces peatonales sobre canal (intra o interprediales): aquéllos que sirven al tránsito de personas sobre el canal, independiente del estado estructural actual.

iii. Cruces de quebrada: aquellas obras existentes que drenan, ya sea sobre o bajo el canal, las escorrentías superficiales de las cuencas interceptadas.

iv. Tuberías elevadas: aquéllas conectadas a sistemas de impulsión de riego intrapredial.

En lo referido a las interferencias señaladas en los puntos (i), (ii) y (iii), tanto la identificación por kilometraje (en eje proyectado) y ficha de

catastro, como la correspondiente descripción, se encuentran establecidos en capítulo 15.3.

En cuanto a las interferencias consistentes en tuberías elevadas, su identificación y descripción se entregan en el cuadro siguiente:

CUADRO 16.3-1
INTERFERENCIAS CANAL LO ROJAS CORRESPONDIENTES A TUBERÍAS ELEVADAS

FICHA Nº	DESCRIPCIÓN DE INTERFERENCIA POR CRUCE DE TUBERÍA ELEVADA	KM
2	CRUCE TUBERÍA SOBRE CANAL Fe	118.0
8	CRUCE TUBERÍA SOBRE CANAL PVC	1174.9
9	CRUCE TUBERÍA SOBRE CANAL PVC	1203.2
19	CRUCE TUBERÍA SOBRE CANAL ACERO	2203.9
21	CRUCE TUB. SOBRE CANAL Fe/PVC	2619.3
39	CRUCE TUBERÍA SOBRE CANAL (Y PASARELA PEATONAL)	3453.6
75	CRUCE DE TUBERÍA SOBRE CANAL	6913.1
119	CRUCE TUBERÍA (Fe) SOBRE CANAL	9835.0
122	PAS. PEAT./CRUCE TUB SOBRE CANAL (PVC 5'')/OBRA AFORO / MURO HORM.	9986.7
132	CRUCE 3 TUBERÍAS (Fe) SOBRE CANAL	10497.5
141	REVESTIMIENTO DE HORMIGÓN / CRUCE TUBERÍA (PVC) SOBRE CANAL	11274.3
143	PUENTE VEHIC. REVEST. HORM. / CRUCE TUBERÍA (Fe 12'') SOBRE CANAL	11374.6
146	CRUCE TUBERÍA (Fe / PVC) SOBRE CANAL	11535.3
186	CRUCE DE TUBERÍA SOBRE CANAL	14047.9

En términos generales, las obras de mejoramiento proyectadas para el canal Lo Rojas no deberán significar la suspensión de ninguno de los servicios existentes durante la construcción, y en ningún caso las faenas constructivas le significarán a la infraestructura existente el deterioro de sus cualidades estructurales y de acceso que les den la seguridad, operatividad y funcionalidad adecuadas.

Ante la necesidad de interrupción de uno o más de los servicios interferidos por alguna de las faenas constuctivas, se deberán estudiar todas las alternativas tendientes a:

a. Desplazar/modificar el servicio de manera temporal, a fin de mantenerlo en operación; con esto se busca que las obras puedan ejecurse de manera continua y sin mayores inconvenientes ni peligros para la infraestructura intervenida.

La intervención (desplazamiento y/o modificación) de las obras existentes deberá significar el menor tiempo posible de suspensión de los servicios correspondientes y en ningún caso la redcucción del estándar con el cual fue diseñado originalmente.

Al finalizar las obras de mejoramiento que interfieran con un determinado servicio, la infraestructura existente deberá ser ubicada en su posición original, velando por la integridad estrcutural y funcional para las cuales fue diseñada.

En caso de haber sufrido alguna clase de daño durante la faena de reubicación, el servicio deberá ser reparado o rediseñado con estándares de materialidad, seguridad y operación adecuados.

b. Generar sistemas constructivos tales que las mejoras no modifiquen o dañen las obras existentes.

c. En caso que (a) o (b) no sean posibles, el tiempo de interrupción de los servicios afectados deberá ser el mínimo posible, siempre y cuando dicha interrupción no ponga en peligro la seguridad de las personas ni afecte las operaciones productivas del sector.

d. Minimizar el impacto ambiental durante las obras, sobre todo en lo referido a la generación de ruidos, suspensión de material particulado, disposición de desechos y escombros, etcétera.

Todo lo anterior se hace extensivo a las siguientes faenas constructivas:

- ✓ Instalación, permanencia y retiro de faenas.
- ✓ Canchas de acopio de materiales y escombros.
- ✓ Tránsito de maquinaria de construcción liviana y pesada.
- ✓ Transporte de materiales de construcción y de escombros.
- ✓ Obras de construcción propiamente tal: excavaciones, colocación/retiro de moldajes, enfierraduras, hormigonado, mampostería, etcétera.
- ✓ Cualquier otra faena constuctiva requerida por proyecto.

Para la toma de cualquier curso de acción durante las obras, deberán siempre considerarse las condiciones y factores actuales del entorno, tales como flujo y frecuencia usual de personas y vehículos, permisos (públicos y/o privados), estacionalidad, funcionamiento y modo de operación de impulsiones, condiciones climáticas, disponibilidad de espacio, existencia de cultivos aledaños, redes de tendido eléctrico, etcétera.

16.3.1. Análisis de Interferencia para Cruces de Camino

16.3.1.1. Cruces de Caminos Intraprediales

Podrán ser intervenidos según lo explicitado en los puntos (a), (b), (c) y (d) del numeral anterior. Deberá contarse con el permiso del propietario de la obra a intervenir y los usuarios afectados deberán ser notificados sobre la solución a implementar, todo en cuanto a sus características, riesgos, etcétera.

En el caso que algún cruce de camino intrapedial esté sirviendo de plataforma para otra clase de servicio (por ejemplo, como estructura de soporte de una o más impulsiones), deberá estudiarse de manera especial la solución a aplicar.

16.3.1.2. Cruces de Caminos Públicos

Las faenas constructivas deberán planificarse de tal manera que no se suspenda el tránsito total de vehículos en momento alguno.

A los sumo, y sólo de der esctrictamente necesario, podrá intervenirse momentáneamente el tránsito de manera parcial y en horarios de baja afluencia vehicular, siempre teniendo en consideración lo estipulado en el punto (c) y (d) del numeral anterior.

Deberán gestionarse todos los permisos ante las autoridades competentes que correspondan, según la solución a adoptar.

16.3.2. Análisis de Interferencia para Cruces Peatonales

Podrán ser intervenidos los cruces peatonales según lo plantean las posibilidades establecidas en los puntos (a), (b), (c) y (d) del numeral anterior. Según sea procedente, deberá contarse con el permiso del propietario de la obra a intervenir y los usuarios afectados deberán ser notificados sobre la solución a implementar, todo en cuanto a sus características, riesgos, etcétera.

En el caso que algún cruce de peatonal esté sirviendo de plataforma para otra clase de servicio (por ejemplo, como estructura de soporte de una o más impulsiones), deberá estudiarse de manera especial la solución a aplicar.

16.3.3. Análisis de Interferencia para Cruces de Quebrada

16.3.3.1. Quebradas que actualmente Descargan a Canal

Durante las obras de mejoramiento, las quebradas que originalmente descargan al canal podrán seguir haciéndolo, siempre teniendo en consideración lo estipulado en el punto (c) y (d) del numeral 16.3.

En ningún caso, a menos que la condición de proyecto así lo permita, podrán evacuarse, mientras duren las obras, los caudales afluentes hacia los sectores que se encuentran bajo cota de canal.

Adicionalmente, el cauce actual de la quebrada, tanto de aguas arriba como aguas abajo del punto de cruce con el canal Lo Rojas, bajo ninguna circunstancia quedará obstruido por la disposición de materiales de construcción y/o escombros.

Para la toma de cualquier curso de acción, deberán considerarse en todo momento las condiciones climáticas reinantes.

16.3.3.2. Quebradas que actualmente no Descargan a Canal

No podrán dirigirse al canal las aguas afluentes de las quebradas que actualmente no descargan al canal Lo Rojas, a menos que sea estrictamente necesario y por tiempos de muy corta duración.

Todas las obras y faenas deberán planificarse de modo que el cauce actual de la quebrada no sea obstruido por la disposición de materiales de construcción y/o escombros.

Análogamente al caso anterior, para la toma de cualquier curso de acción, deberán considerarse en todo momento las condiciones climáticas reinantes, siempre teniendo en consideración lo estipulado en el punto (c) y (d) del numeral 16.3.

16.3.4. Análisis de Interferencia para Cruces de Tuberías Elevadas

Asociadas a impulsiones de riego intrapredial, estas tuberías no deberán ser intervenidas, a menos que sea estrictamente necesario, según lo plantean las posibilidades establecidas en los puntos (a), (b), (c) y (d) del numeral 16.3.

La intervención, en caso de ser necesaria, deberá contar con el permiso del propietario, asegurando la mínima duración de la suspensión en su funcionamiento.

Una vez resuelta o finaizada la interferencia, la impulsión deberá ser repuesta y reubicada en su lugar original, libre de cualquier deterioro.

16.3.5. Análisis de Otras Interferencias

Ante cualquier otro tipo de interferencia no catastrada que pudiera encontrarse dentro de la faja del canal, deberá tenerse especial cuidadado de no interrumpir los servicios o funciones asociadas, tales como:

- Postaciones de tendido eléctrico.
- Redes de riego intrapredial.
- Cañerías enterradas.
- Casas de máquinas.
- Otras.

Deberán planificarse todos los aspectos constructivos en las distintas fases del proyecto y frentes de obra, de modo de no afectar ningún servicio de los recién señalados.

Ante la necesidad imperiosa de interrumpir o afectar uno o más de los servicios mencionados (o cualquier otro), deberá contarse con los permisos correspondientes, además de un plan informado que dé cuenta de plazos y procedimientos, tendientes a la reposición de dichos servicios a la brevedad posible y de manera adecuada.

17. MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA

17.1. Generalidades

De acuerdo con lo solicitado en los términos de referencia del estudio, y a lo expresado por la directiva del canal Lo Rojas, se procede a elaborar un diseño a nivel de perfil de una minicentral hidroeléctrica, la cual se ubicaría en un sector final del canal, y que procedería a generar en aquellos meses donde el canal no se usa para el riego, es decir, durante los meses de invierno.

De acuerdo con lo señalado por la directiva del canal, habría 6 meses, entre Abril y Septiembre, en que se podrían utilizar las aguas del canal para generación hidroeléctrica. Se supondrán 2 valores de caudales disponibles para generación:

Q1= 800 l/s
Q2= 1.000 l/s

17.2. Antecedentes

Para efectos de desarrollar un prediseño y evaluar el costo de construcción de la central, se ha llevado a cabo un levantamiento topográfico de la zona donde se emplazarían sus principales obras civiles.

Adicionalmente, se envió una carta a Chilquinta, donde se consultó respecto al procedimiento técnico y legal a seguir para la venta de la energía que sería generada por la minicentral. En términos generales, de las respuestas recibidas se pudo rescatar lo siguiente:

a) Si la potencia de la central es menor o igual a 9 MW, las condiciones técnicas a que se debe someter son las que establece la ley a través del decreto N° 244 y la norma técnica de conexión y operación de PMGD (pequeños medios de generación distribuidos) en instalaciones de media tensión. El procedimiento legal y técnico está contenido en dicho decreto, el cual regula los Pequeños Medios de Generación Distribuida (PMGD), y los alcances técnicos están contenidos en la Norma Técnica de conexión y operación de PMGD en instalaciones de Media Tensión.

b) Para que el proyecto sea conceptualizado y tramitado de acuerdo con lo que establece la ley, Chulquinta recomienda tomar contacto con la empresa Tecnored; ellos ofrecen el servicio de la ingeniería conceptual y de detalle que requieren este tipo de proyectos.

Una vez hecho el contacto con Tecnored, dicha empresa ofreció asesoría para la revisión de la factibilidad de conectar el proyecto a la red de distribución. Las principales conclusiones obtenidas del análisis efectuado por dicha empresa fueron las siguientes:

- La conexión BT (baja tensión) corresponde a la más económica (US$ 26.220), siguiéndola la MT1 (media tensión 1, US$ 26.470); la de BT se encarece por el hecho de que debe considerar un transformador adicional.

- Al ser las alternativas BT y MT1 comparables en precio, se recomienda realizar la conexión al punto MT1, que otorga una mejor identificación y seguridad al alimentador de conexión del proyecto.
- La potencia generada por la central no es significativa como para considerar el refuerzo de los alimentadores MT.
- Se debe construir 326 m de nuevo circuito de MT.

Dicha empresa señala sin embargo, que la información obtenida es de carácter preliminar y no asegura la conexión cierta del proyecto a las redes existentes, pero sí indica en una primera instancia la factibilidad del uso de los alimentadores presentes en la zona de emplazamiento del proyecto.

Finalmente, indican que el proyecto deberá ser presentado de manera formal a la empresa eléctrica, y solo entonces ésta podrá validar la información antes descrita.

FIGURA 17.2-1
PUNTOS MT Y BT FACTIBLES DE CONEXIÓN



El paso siguiente, una vez verificada la factibilidad de conexión, es solicitar la conexión a la empresa distribuidora (Chilquinta, en este caso) para lo cual, y de acuerdo con la norma de conexión de PMGD, ***es necesario elaborar un estudio que permita verificar que la entrada de este nuevo proyecto no afecte la operación del sistema que funciona actualmente.***

En el Anexo 7 se incluyen todas las comunicaciones efectuadas con Chilquinta y Tecnored.

17.3. Alcances Generales del Prediseño

Los alcances del estudio incluyen el predimensionamiento y cubicación, a nivel de perfil, de las obras civiles necesarias para concretar la construcción de una minicentral. Además, se procede a valorizar las obras diseñadas.

En la Figura 17.3-1 se ilustra esquemáticamente una planta general del proyecto de la minicentral hidroeléctrica, y a continuación se incluyen algunas fotografías del sector específico de interés.

FIGURA 17.3-1
PLANTA GENERAL ESQUEMÁTICA
MINICENTRAL CANAL LO ROJAS

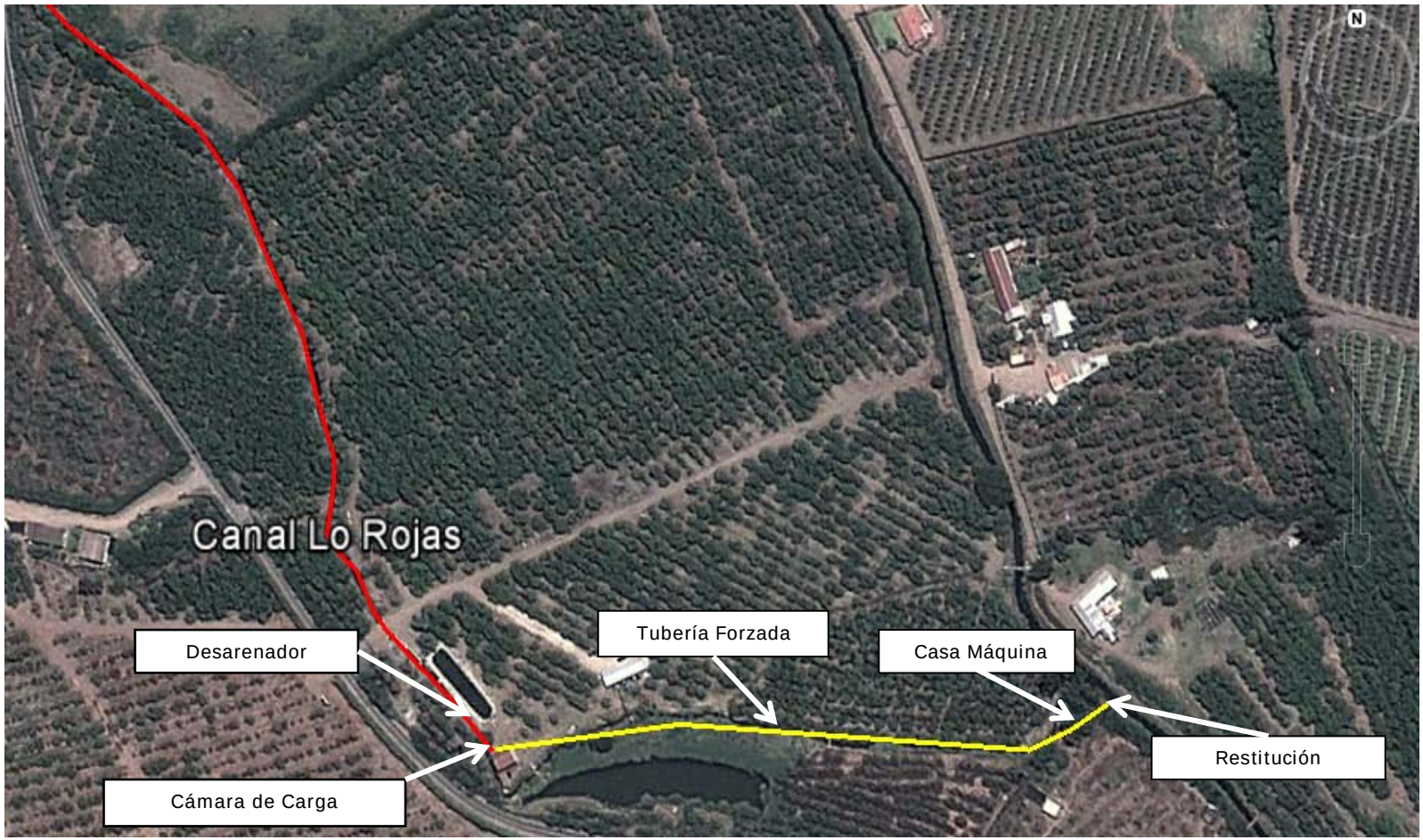


FIGURA 17.3-2
SECTOR DONDE SE EMPLAZARÍA EL DESARENADOR Y LA CÁMARA DE CARGA





FIGURA 17.3-3
SECTOR INICIO CAÍDA DE TUBERÍA FORZADA



FIGURA 17.3-4
ZONA DE EMPLAZAMIENTO DE CASA DE MÁQUINAS Y ENTREGA A CANAL MAUCO



FIGURA 17.3-4
CANAL MAUCO EN SECTOR DE LLEGADA DE LAS AGUAS DE LA TUBERÍA FORZADA, JUSTO DESPUÉS DE LA GENERACIÓN HIDROELÉCTRICA



17.4. Caudales, Desnivel y Potencia

El prediseño a nivel conceptual de las obras de la central se hará para un caudal de 1 m3/s, mientras que el cálculo de la potencia máxima se analiza para 2 caudales:

Q1: 800 l/s
Q2: 1.000 l/s

El desnivel bruto máximo aprovechable asciende a los 11 m.

Para el cálculo de la potencia generable, se ha utilizado la siguiente fórmula:

Potencia (kw)= 9,81 x Q x Hr x µt x µg

Q= caudal disponible para generar (m^3/s)
Ht= Altura bruta disponible para generación (m)
Pf= Pérdidas Friccionales (m)
Ps= Pérdidas Singulares (m)

Hr= Altura efectiva disponible para generación (altura bruta menos las pérdidas de carga) (m)
µt= rendimiento de la turbina hidráulica.
µg= rendimiento del generador eléctrico.

CUADRO 17.4-1
POTENCIA GENERADA

Variable	Unidad	Caso 1	Caso 2
Q	m³/s	0,8	1
Ht	m	11	11
Pf	m	0,655	0,990
Ps	m	0,464	0,464
Hr	m	9,881	9,546
µτ		0,84	0,84
µg		0,97	0,97
Potencia	**kw**	**63**	**76**

Nota: el cálculo de las pérdidas se puede consultar en el punto 17.6.2 siguiente.

17.5. Modelo Operacional

Esta central operaría con los derechos de agua del canal Lo Rojas captados del estero Los Litres, que corresponden a 1 m3/s de derechos de aguas superficiales consuntivos y permanentes.

La operación de la minicentral se realizaría durante los meses de invierno (Abril – Septiembre, 6 meses), y durante aquellos meses donde exista la posibilidad de generar con un caudal menor.

17.6. Prediseño de las Obras

17.6.1. Obras Civiles

Las obras civiles propias para generación en una minicentral incluyen:

- Desarenador
  - o Canal de aproximación
  - o Transición
  - o Desarenador
- Cámara de Carga
  - o Vertedero de seguridad
  - o Rejas
- Tubería Forzada
- Casa de Máquinas
  - o Hidroelectrogenerador
  - o Turbina
  - o Puente Grúa

17.6.2. Desarenador

Para los fines de una evaluación preliminar de los costos asociados una unidad desarenadora que se ubicará previo a la entrada a la tubería forzada, se realiza a continuación el prediseño de dicha unidad, bajo las siguientes consideraciones generales:

Caudal de Ingreso: se define como aquél que ingresa a la unidad desarenadora; se usará 1 m3/s.

Cantidad de Cámaras de Sedimentación y Caudal de Diseño: a fin de darle una mayor flexibilidad de operación a la unidad ante la presencia de caudales menores, se hace recomendable diseñar el desarenador con más de una cámara, sobre todo cuando el caudal de ingreso es considerable. La cantidad N de cámaras y el caudal de diseño se relacionan mediante la expresión:

$$Q_{Diseño} = \frac{Q_{Ingreso}}{N}$$

Por condiciones de seguridad y de limpieza, se usará un desarenador de doble cámara.

FIGURA 17.6-1
EJEMPLO DESARENADOR DE DOBLE CÁMARA



Diámetro de la Partícula y Densidad: si se considera al desarenador como una estructura de protección para una central de generación hidroeléctrica, el tamaño límite de la partícula para el diseño del desarenador puede referirse a la magnitud de la carga hidráulica con que operará la central. El criterio puede establecerse según sigue:

→ Para centrales de baja carga: $D_P^{Límite}$ = 0.2 – 0.5mm
→ Para centrales de mediana carga: $D_P^{Límite}$ < 0.1 – 0.2mm
→ Para centrales de alta carga: $D_P^{Límite}$ < 0.01 – 0.05mm

En estos términos, de acuerdo a Keller[4], para una central de alta carga se debe cumplir que:

$$\frac{H}{\sqrt[3]{Q}} \geq 100$$

[4] Keller, S.: Triebwasserweg und spezifische Probleme von Hochdruckanlagen. In: Kleinwasserkraftwerke, Projektierung und Entwurf. Published by Prof. Dr. S. Radler, University for Soil Culture, Institute for Water Management, Vienna, 1981

De este modo, asumiendo que para Lo Rojas se tiene una carga máxima de 11 m y un caudal de diseño de 1,0 m^3/s, se obtiene una relación equivalente a 11. Por lo tanto, la unidad de generación puede considerarse de baja carga, con lo que se puede fijar $D_P^{Límite}$ = 0,2 mm, lo cual corresponde a arena fina.

Para la arena fina húmeda se tomará la densidad indicada en la bibliografía:

$\rho_{Arena} = 2.000 kg/m^3$

Es importante destacar que, si bien es cierto que el agua contiene material arcilloso en suspensión de diámetro 2 ó 3 órdenes de magnitud más pequeños, el desarenador a diseñar no cumplirá la función de eliminar arcillas, ya que la magnitud del caudal y la extremadamente baja velocidad de sedimentación de dichas partículas traerían consigo una unidad de dimensiones considerables, lo que no se justifica dados los propósitos y características del proyecto.

Características Físicas del Agua: para el diseño, se considera que el agua posee una temperatura mínima de 10º C, con lo cual sus propiedades son las siguientes:

ρ_{Agua} = 1.000 kg/m^3 (densidad del agua a 10ºC)
μ_{Agua} = 1,31E-03 kg/m-s (viscosidad dinámica del agua a 10ºC)
v_{Agua} = 1,31E-06 m^2/s (viscosidad cinemática del agua a 10ºC)

Velocidad Terminal de Sedimentación: se define como la velocidad de caída constante que alcanza una partícula cuando la resistencia al avance por fricción del fluido equilibra a la aceleración gravitatoria, todo esto bajo condiciones de fluido estático.

Dicha velocidad (v_{TS}) se puede calcular realizando un balance de fuerzas sobre la partícula, considerando las condiciones de régimen de flujo que las gobierna (laminar, transición y turbulento), las que a su vez dependen de las características físicas del material particulado en suspensión.

En los términos de un fluido estático, el régimen con que se comporta una partícula se determina a partir de su número de Reynolds (R*), el cual se expresa de la siguiente manera:

$$R^* = \frac{v_{TS} \cdot D_P}{\nu}$$

donde D_P es el diámetro de la partícula yv es la viscosidad cinemática del fluido.

De este modo, se definen las relaciones entre el diámetro de las partículas y el régimen de flujo a través del Nº de Reynolds con las leyes que aplican para el cálculo de v_{TS}. A continuación se resumen las relaciones y leyes para régimen laminar y turbulento:

Si R* < 1 → Régimen Laminar → Aplica Ley de Stokes:

$$v_{TS} = \frac{g}{18\mu}(\rho_S - \rho_{H2O}) \cdot D_P^2$$

Si 1 <R* < 2000→ Régimen de Transición → Ley de Allen:

$$v_{TS} = 0.22 \cdot \left(\frac{\rho_S - \rho_{H2O}}{\rho_{H2O}} \cdot g \right)^{2/3} \left(\frac{D_P}{\left[\mu / \rho_{H2O} \right]^{1/3}} \right)$$

Si R* > 2000 → Régimen Turbulento → Aplica Ley de Newton:

$$v_{TS} = \sqrt{3.33\, g \left(\frac{\rho_S - \rho_{H2O}}{\rho_{H2O}} \right) \cdot D_P}$$

Es importante recordar que en el sedimentador las condiciones de flujo no serán estáticas, sino que, por el contrario, las líneas de trayectoria se verán afectadas por pequeñas turbulencias generadas por las diversas singularidades geométricas o hidráulicas del sistema. Es por este motivo que la velocidad efectiva de sedimentación no será idéntica al v_{TS} calculado; no obstante, para los efectos del presente prediseño, se asumirá que v_{TS} se ajusta de forma suficiente a la velocidad de sedimentación efectiva.

Velocidad de Arrastre: corresponde a la velocidad horizontal del flujo a lo largo del desarenador, y se calcula, de acuerdo a Camp, según se indica a continuación:

$$v_d = a \cdot \sqrt{D_P}$$

donde “a” es un factor que se determina según lo siguiente:

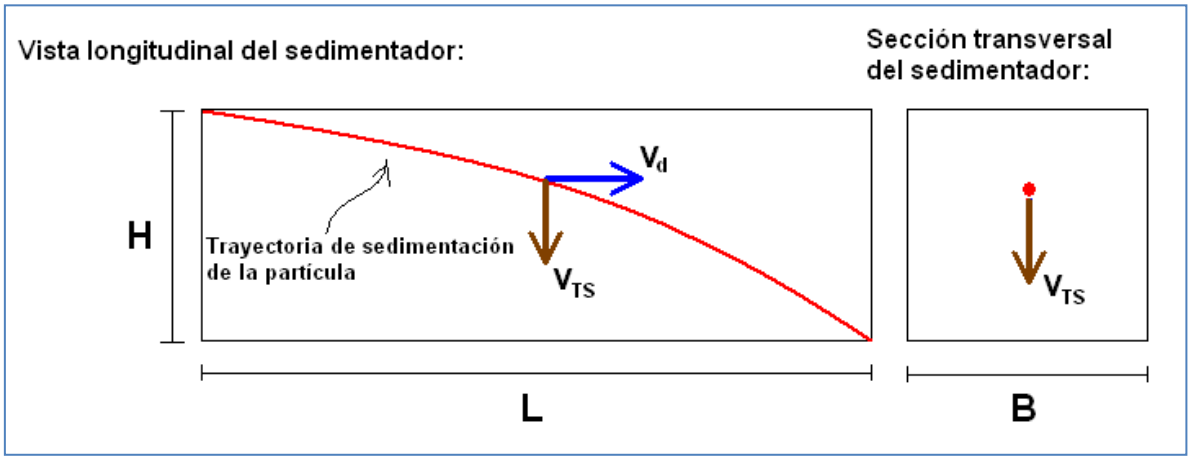
CUADRO 17.6-1

RANGO D_P	a
D_P > 1mm	36
0.1mm < D_P < 1mm	44
D_P < 0.1mm	51

Tiempo de Retención y Predimensionamiento: se define como el tiempo medio que transcurre entre el instante en que ingresa una molécula de fluido a la unidad hasta que sale de ella.

Para comprender de mejor manera, se presenta el siguiente esquema de un desarenador, en que figuran las dimensiones efectivas H, L y B:

FIGURA 17.6-2
ESQUEMA DESARENADOR



Luego, se cumple lo siguiente:

$$t_R = \frac{L}{v_{TS}} = \frac{H}{v_d}$$

A partir de iteraciones sucesivos de H adecuados, es posible encontrar L. El valor de B se encuentra aplicando la expresión:

$$B = \frac{Q_{Diseño} \cdot t_R}{H \cdot L}$$

Es importante señalar que tanto H como L son valores mínimos teóricos, toda vez que es muy probable que v_{TS} no se alcance justo al ingreso al desarenador. Es por esto que corresponderá usar factores de seguridad a dichas dimensiones del modo que sigue:

FS_L = 1,25
FS_H = 1,33

Así, en el Cuadro 17.6-2 se incluyen los resultados del análisis y predimensionamiento del desarenador:

CUADRO 17.6-2
RESUMEN RESULTADOS
PREDIMENSIONAMIENTO DESARENADOR

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD	OBSERVACIONES
$Q_{Ingreso}$	1	m^3/s	Caudal de ingreso
N	2	adim	Cantidad de cámaras de tratamiento
$Q_{Diseño}$	0,5	m^3/s	Caudal de diseño por cámara
D_P	2,00E-04	m	Diámetro mínimo de la partícula
T°	10	°C	Temperatura mínima del agua para diseño
v	1,31E-06	m^2/s	Viscosidad cinemática agua a 10°C
μ	1,31E-03	kgm/m-s	Viscosidad dinámica del agua a 10°C
ρ_{H2O}	1000	kgm/m^3	Densidad del agua
ρ_{Arena}	2000	kgm/m^3	Densidad arena
g	9,81	m/s^2	Constante aceleración de gravedad
$v_{TS\text{-}Stokes}$	0,017	m/s	Velocidad de sedimentación para flujo laminar
$v_{TS\text{-}Allen}$	0,018	m/s	Velocidad de sedimentación para flujo de transición
$v_{TS\text{-}Newton}$	0,0809	m/s	Velocidad de sedimentación para flujo turbulento
R^*_{Stokes}	2,56E+00	adim	Nº de Reynolds para flujo laminar
R^*_{Allen}	2,82E+00	adim	Nº de Reynolds para flujo de transición
R^*_{Newton}	1,24E+01	adim	Nº de Reynolds para flujo turbulento
a_{Camp}	44	adim	Factor de cálculo en fórmula de Camp
v_d	0,197	m/s	Velocidad de arrastre (fórmula de Camp)
$FS_{ARRASTRE}$	1,0	adim	Factor de seguridad que aplica a la velocidad de arrastre
$v_{d,Diseño}$	0,197	m/s	
H	1,5	m	Altura mínima efectiva del desarenador
L	16	m	Longitud mínima efectiva del desarenador
t_R	81	s	Tiempo de retención
B	1,69		Ancho basal de cada unidad

Tal como se observa, predomina el régimen de transición, ya que así lo confirma el número de Reynolds.

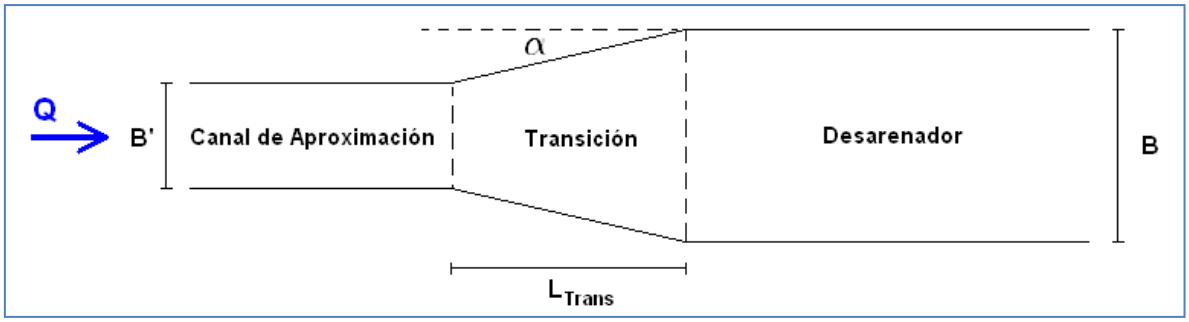
Dado que las dimensiones L, H y B son teóricas, al aplicar los factores de seguridad se obtiene que:

$L_{Diseño}$ = 20 m
$H_{Diseño}$ = 2 m
$B_{Diseño}$ = 2 m (dimensión basal por cámara; en total, el desarenador tiene un ancho basal de 4m).

Canal de Aproximación con Transición: corresponde a aquél en que se estabiliza el flujo antes de ingresar al desarenador. Su ancho y longitud se pueden determinar mediante las expresiones siguientes:

$$L_{Trans} = \frac{B - B'}{2\tan\alpha} ; L_{Trans} \approx \frac{L}{3}$$

FIGURA 17.6-3
ESQUEMA TRANSICIÓN DE INGRESO A DESARENADOR



Los resultados de dimensionamiento se muestran en el siguiente cuadro:

CUADRO 17.6-3
DIMENSIONAMIENTO TRANSICIÓN DESARENADOR

PARÁMETRO	VALOR	UNIDAD
B	4	m
B'	2	m
α	8	º
L_{Tran}	7	m
L/3	7	m

Vertedero Frontal: corresponde a la estructura ubicada al término del desarenador, que vierte hacia el canal Lo Rojas.

Este vertedero se calcula como uno de pared delgada, con altura de velocidad despreciable, por lo que la carga hidráulica corresponde, prácticamente a la altura de agua sobre la cresta del muro vertedor.

La expresión que rige es la siguiente:

$$Q_{Vertedero} = m \cdot B \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$

Donde (se calcula para una cámara):

$Q_{Vertedero}$	: caudal evacuado por el vertedero; es equivalente a $Q_{Ingreso}$ = 0,5 m^3/s
B	: longitud de la pared vertedora; para efectos de predimensionamiento, se toma B= 2 m.
h	: carga hidráulica sobre la pared vertedora.
m	: 0,385 (coef. de descarga para vertedero de pared gruesa)

Así:

$h = 0{,}28\ m \approx 0{,}3\ m$

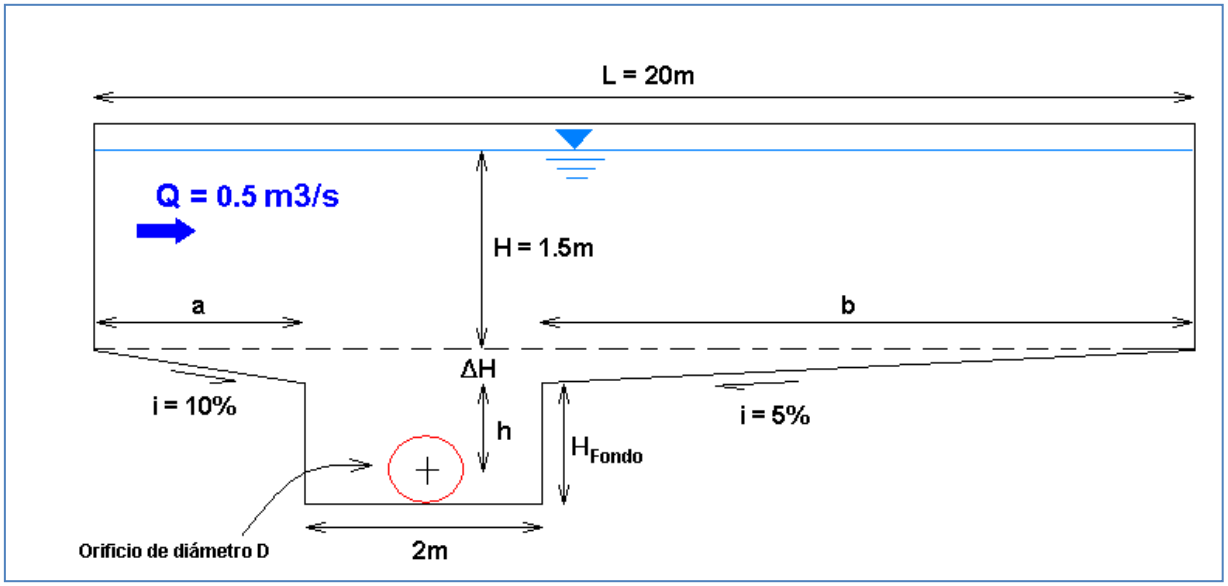
Considerando esta altura como revancha de seguridad, los muros del desarenador, para el caudal de diseño, tendrá un peralte de su eje hidráulico de 0,3 m.

Volumen Adicional: corresponde al que se dispone en el fondo del desarenador para la acumulación de los sedimentos removidos.

Para el diseño, se enfrentará el problema como un asunto de carga hidráulica tal que permita evacuar el caudal de ingreso para limpiar el volumen adicional. De este modo, siendo el caudal total de diseño de 1 m^3/s, al haber dos cámaras desarenadoras, el caudal a evacuar por cámara será de 0,5 m^3/s.

Para los cálculos, téngase el siguiente esquema, el cual representa a una de las dos cámaras vista en perfil longitudinal:

FIGURA 17.6-4
ESQUEMA PERFIL LONGITUDINAL DESARENADOR (Una Cámara)



En primer lugar, se obtendrá el diámetro requerido para evacuar un caudal de 0,5 m^3/s a partir de la carga hidráulica necesaria.

Para ello, se recurre a la expresión general de descarga a través de orificios; adaptando dicha ecuación a la situación mostrada en el esquema anterior se llega a la siguiente ecuación:

$$Q = C_d \cdot \Omega \cdot \sqrt{2g \cdot (H + \Delta H + h)}$$

donde:

- Q : caudal descargado por el orificio de fondo.
- C_d : coeficiente de descarga en orificios.
- Ω : área del orificio de fondo.

El valor de C_d dependerá de la clase de boquilla que materializa el orificio. En este caso, se considerará una boquilla cilíndrica externa con vena adherente, con lo que C_d alcanza un valor de 0,82.

Al resolver de manera iterativa la ecuación de orificio, se encuentra que la mejor combinación h, D corresponde a la siguiente:

h = 1,5 m
$D_{Teórico}$ = 0,30 m

Con esto, se establece que el diámetro comercial que mejor satisface el requerimiento por cálculo es DN 315 mm.

Por otra parte, al resolver por geometría las dimensiones a, b y ΔH, se obtiene lo siguiente:

a = 6 m
b = 12 m
ΔH = 0,6 m

Finalmente, se obtiene que H_{Fondo} = 1,7m

En términos de volumen, por cámara se dispone de 1,7 x 2 x 2 = 6,8 m^3 adicionales, es decir, 13,6 m^3 de volumen total adicional disponible para la acumulación de material sedimentado en la unidad.

17.6.3. Tubería Forzada

La tubería forzada corresponde al tramo de la conducción que lleva el agua desde la cámara de carga hasta la turbina, mientras que la tubería de purga corresponde a la que va desde la salida de la casa de máquinas hasta el canal Mauco; para el cálculo se utilizan 2 criterios:

- En la determinación del diámetro en la tubería forzada, consiste en limitar la velocidad de escurrimiento de modo que las pérdidas friccionales no superen el 5 % de la carga bruta de la minicentral. Otro criterio que se utiliza es que la velocidad en la tubería varíe entre 2 y 2,5 m/s (minimiza las pérdidas friccionales).

Las pérdidas de carga vienen dadas por la ecuación de Hazen Williams:

$$J = 10{,}655 \frac{Q^{1{,}852}}{C^{1{,}852} \cdot D^{4{,}869}}$$

J= pérdidas de carga friccionales (m/m)
Q= caudal de diseño (m3/s)
C: coeficiente de Hazen Williams característico del material de la tubería

D: diámetro interior (m)

Los coeficientes de Hazen Williams (C) son los que se incluyen en el Cuadro 17.6-2.

CUADRO 17.6-2
COEFICIENTES DE HAZEN WILLIAMS

Descripción de la Tubería	Valor de C
Tuberías Rectas muy Lisas	140
Tuberías de Fundición Lisas y Nuevas	130
Tuberías de Fundición Usadas y de Acero Roblonado Nuevo	110
Tuberías de Alcatarillado Vitrificadas	110
Tuberías de Fundición con Algunos Años de Servicio	100
Tuberías de Funcicón en Malas Condiciones	80
Tuberías de Concreto	120
Tuberías de Plástico	150
Tuberías de Asbesto Cemento	140

Fuente: Mecánica de Fluidos e Hidráulica Shaum (Ronald V. Giles pág. 250) y Abastecimiento de Agua y Alcantarillado (Terence J. Mc Ghee, pág. 32)

En el Cuadro 17.6-3 se incluyen los resultados obtenidos.

CUADRO 17.6-3
RESUMEN RESULTADOS TUBERÍA FORZADA

Q	C	Diámetro	espesor	Diámetro	L tubería	Velocidad	Pérdida	Pérdida Friccional	K	V2/2g	K X V2/2g	Pérdida	Pérdida
(m2/s)		Nominal (m)	(mm)	Interior (mm)	(m)	(m/s)	Friccional (m/m)	Total (m/m)				Singular (m)	Total (m)
1	150	800	29	742	233	2,3	0,0043	0,990	0,5	0,2729	0,1364	0,464	1,454
									0,4	0,2729	0,1091		
									0,2	0,2729	0,0546		
									0,2	0,2729	0,0546		
									0,4	0,2729	0,1091		

Nota: se usa tubería HDPE PE 100 PN6, C= 150

En resumen, la tubería forzada será:

HDPE PE 100 PN6, D= 800 mm, Longitud= 233 m

17.6.4. Cámara de Carga

A partir de los diámetros de la tubería forzada se procedió al diseño de la cámara de carga. El diseño de la cámara de carga debe considerar 3 alturas:

- La primera altura corresponde al nivel mínimo de agua que debe tener la cámara de carga, a fin de garantizar que el descenso del nivel de agua no afecte la sumergencia de la tubería forzada en el tiempo que tarda el flujo en entrar en régimen.

- La segunda altura tiene por objetivo asegurar el nivel de operación normal.

- Por último el nivel máximo de la cámara de carga definido por la altura sobre el vertedero de la estructura. Es importante la incorporación del vertedero de seguridad, en caso que la central detenga su funcionamiento y la altura del nivel de agua en la cámara comienza a ascender. En este caso, la cámara de carga se construirá al costado de una quebrada por lo que el caudal de exceso será vertido a dicha quebrada.

- **Sumergencia Mínima**

Para el cálculo de la sumergencia mínima que permita evitar el ingreso de aire a la tubería forzada, se aplicaron dos criterios ampliamente utilizados en Chile, como son los criterios de Gordon y Rohan.

- **Criterio de Gordon**

Es uno de los criterios más usados para el cálculo de sumergencia, ya que entrega los resultados más cercanos a los obtenidos en modelos hidráulicos. Para obtener la sumergencia mínima se utiliza la ecuación de Gordon para flujos asimétricos, el que queda definido por la siguiente relación.

Dónde:

: Sumergencia mínima medida desde la clave de la tubería forzada (m).
: Velocidad del flujo en la tubería forzada (m/s).
: Diámetro de la tubería forzada (m).

- **Criterio de Rohan**

Esta ecuación se utiliza para establecer un límite superior, ya que sus resultados por lo general son más conservadores que los obtenidos a través de Gordon.

donde:

: Sumergencia mínima medida desde la clave de la tubería forzada (m).
: Velocidad del flujo en la tubería forzada (m/s).
: Diámetro de la tubería forzada (m).

La sumergencia mínima adoptada corresponderá al promedio de los 2 métodos; los resultados se muestran en el Cuadro 17.6-4.

CUADRO 17.6-4
SUMERGENCIA MÍNIMA CÁMARA DE CARGA

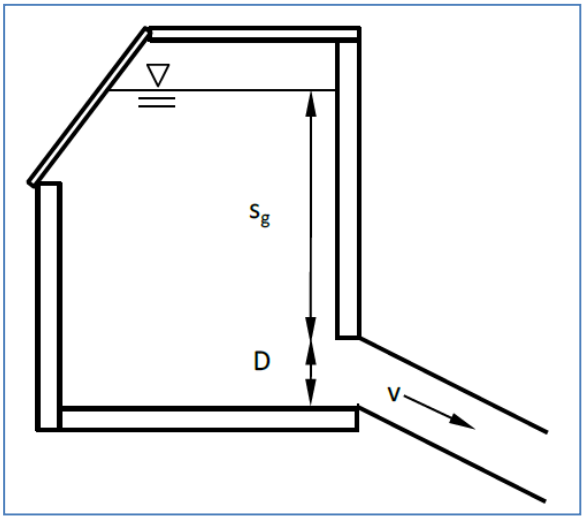
Sumergencia Mínima (m)		
GORDON	**ROHAN**	**Promedio**
1,39	1,75	**1,57**

Para evitar el ingreso de sedimentos a la tubería se considera una grada de 0,2 m aguas arriba de la entrada de la misma.

Con esto, la altura operacional del flujo dentro de la cámara queda determinada por los 0,2 m de altura de la grada, más los 0,8 m de la tubería (D), más la sumergencia mínima (Sg) de 1,6 m y considerando un factor de seguridad de 0,2 m se obtiene que la altura operacional (H) es de 2,8 m (Figura 4.6-1).

Además, se consideró una altura de fluctuación de 1 m, por lo que la cámara tendrá una altura total de 3,8 m de altura, desde el fondo de la cámara hasta el vertedero de emergencia.

FIGURA 17.6-1
CÁMARA DE CARGA



En el diseño de proyectos similares se establece que el volumen de la cámara de carga debe ser como mínimo 20 veces el caudal de generación. Aplicando este mismo criterio se necesitará un volumen mínimo de 20x1= 20 m³.

Así, y de acuerdo con la sección del canal revestido proyectado, la cámara de carga tendrá 4 m de largo (ver cálculo de vertedero), 2 m de ancho y 3,8 m de altura.

En la cámara de carga se dispondrá, en el costado izquierdo, un vertedero lateral que permita descargar el excedente ante un cierre de compuerta en la entrada de la tubería forzada o un eventual rechazo de carga debido a un cierre brusco de las válvulas de la turbina. La altura de escurrimiento por sobre este vertedero se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$Q = b \cdot m \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

donde:

b = ancho del vertedero.
m = coeficiente de gasto del vertedero

Utilizando un coeficiente de descarga de 0,385 y teniendo un ancho de 4 m, para un caudal de 1 m^3/s la altura sobre el vertedero será de 0,28 m.

El agua que eventualmente descarga el vertedero debe ser encauzada a la quebrada por donde se emplaza la tubería forzada.

17.6.5. Cálculo de Rejas (se dispone en cámara de carga)

En el Cuadro 17.6-5 se incluyen las características de la reja que será colocada a la entrada de la cámara de carga, así como también las pérdidas de carga que se producen a la entrada.

CUADRO 17.6-5
REJA DE ADMISIÓN A CÁMARA DE CARGA

	Ancho [m]	Altura [m]	N° de Caras	Superficie Bruta [m^2]
Dimensiones de la Reja	2	2	1	4

Parámetros de la Reja	**Cantidad**	**Unidad**
Superficie Bruta	4	m^2
Cantidad de Barrotes (por cara de admisión)	16	-----
Superficie Barrotes	2,304	m^2
Superficie Efectiva	1,696	m^2
L (Profundidad del barrote)	0,1	m
b (Separación entre barrotes)	0,12	m
s (ancho respecto al flujo)	0,018	m

Expresiones de estimación de la Pérdida de Carga:

$$\Lambda_S = K_d \cdot K_f \cdot p^{1.6} \cdot f(L/b) \cdot sen(\theta) \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$f(L/b) = 8 + 2.3 \cdot \frac{L}{b} + 2.4 \cdot \frac{b}{L}$$

$$p = \frac{\text{sup}\,erficie\ \ barrotes}{\text{sup}\,erficie\ \ bruta}$$

Parámetro	**Valor**	**Observación**
Kf (Coeficiente de Forma)	0,51	considera sección rectangular
Kd (Coeficiente de Limpieza)	3,00	S/O
b/L	1,20	S/O
L/b	0,83	S/O
θ	45°	Reja diagonal al flujo
sen(θ)	0,71	S/O
p	0,576	S/O
f(L/b)	12,80	S/O
$1/2g\Omega^2$	0,003189	S/O
$\Lambda s/Q^2$	0,01826029	S/O
Q [m^3/s]	1	Caudal de entrega
Λs [m]	**0,01826**	**Pérdida de Carga en Reja de admisión**

17.6.6. Machones

Los machones son estructuras de hormigón armado que transmiten al terreno los empujes originados por la presión del flujo dentro de la tubería forzada o por circunstancias transitorias como el golpe de ariete.

En general, estos machones son dispuestos en los cambios de dirección (puntos altos, bajos, curvas horizontales).

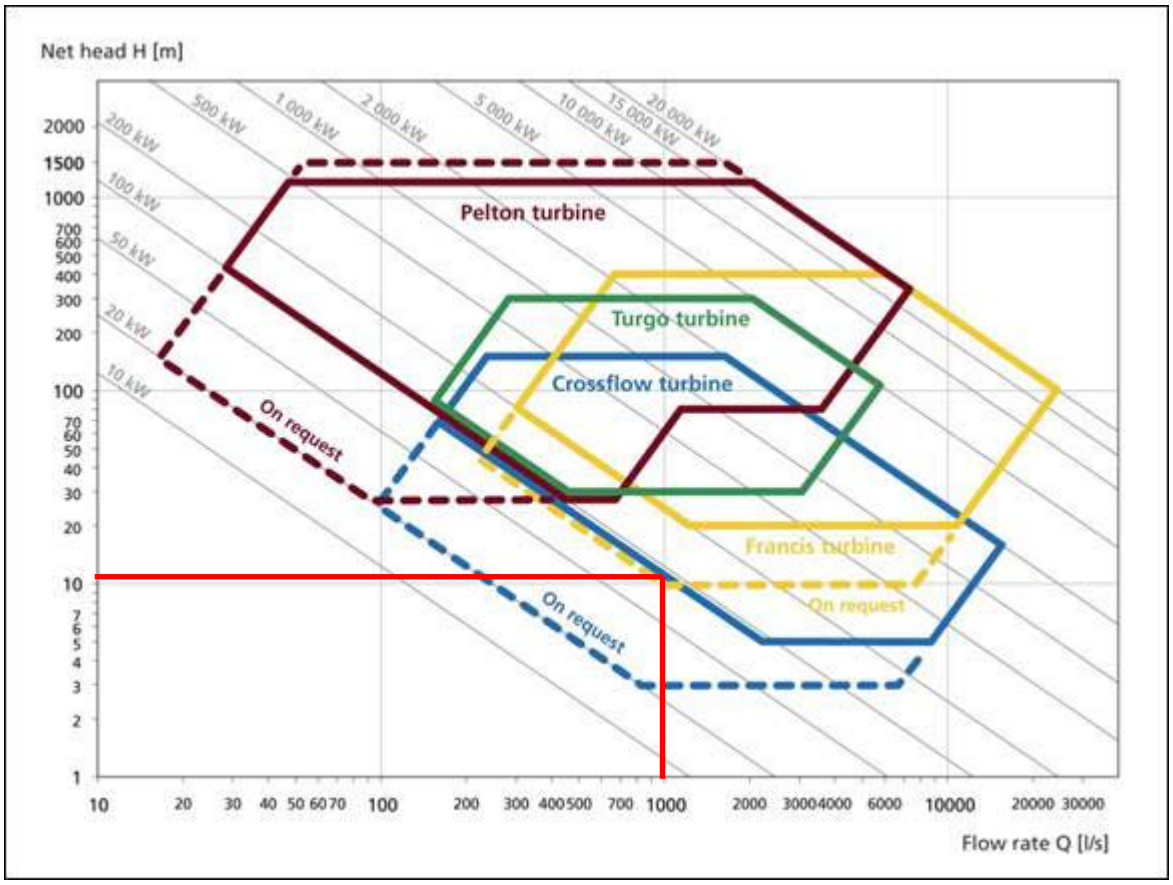
Los machones se dimensionan de tal manera que las diferencias de presión no equilibradas sean equilibradas con el peso propio del machón, el roce de éste contra el terreno y el empuje pasivo del suelo en la cara de contacto del machón.

En el caso específico que se analiza sólo se colocarán machones de hormigón en los cambios de dirección (4). Este caso de estudio considera una baja altura de caída, lo que se traduce en que las presiones al interior de la tubería son bajas; es así que se considerarán machones de 1,5 m de lado.

17.6.7. Selección de la Turbina

Para definir la turbina de generación de la minicentral se utiliza el gráfico de la Figura 17.6-2, el que muestra el rango de operación de las distintos tipos de turbinas en función del caudal y la altura bruta de caída.

FIGURA 17.6-2
RANGO DE OPERACIÓN DE TURBINAS



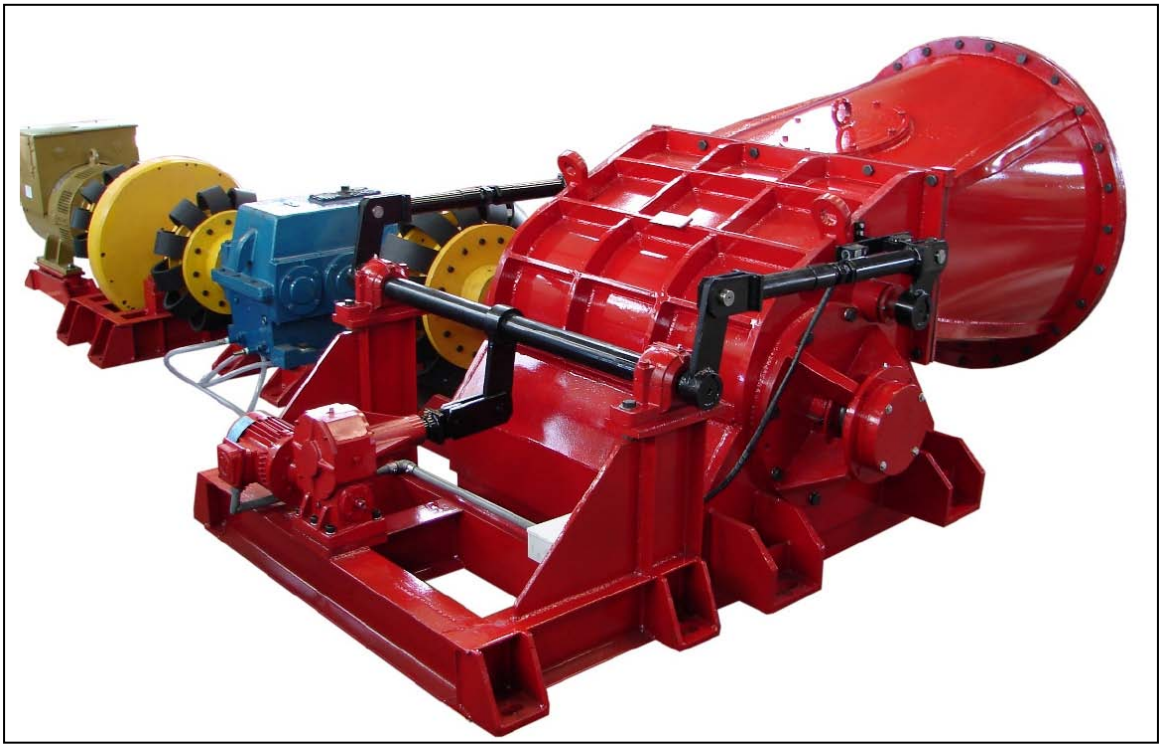
De acuerdo con la figura anterior, la turbina aplicable para las condiciones del proyecto, caudal y desnivel, corresponde a la turbina de flujo transversal (crossflow).

La turbina Crossflow es una turbina de descarga libre, como la turbina Pelton. Estas turbinas son radiales, ligeramente sobrepresionadas, con inyección tangencial en el rodete y de eje horizontal. Se clasifican entre las turbinas de baja velocidad específica.

El flujo de agua llega a través de un tubo de entrada, que a continuación es regulado por álabes guía y finalmente entra en el rodete de la turbina. Después de cruzar el rodete, el agua sale por el lado opuesto del mismo, hecho que añade un rendimiento adicional.

La eficiencia de este tipo de turbina es de 84 % para este rango de caudales.

FIGURA 17.6-3
TURBINA TIPO CROSSFLOW



17.6.8. Casa de máquinas

Debido a que se trata de una minicentral, la casa de máquina no es de gran tamaño, necesitando albergar sólo una línea de generación, que contempla las válvulas mariposa y la turbina con su panel de comando.

De acuerdo con lo anterior, se consideró una caseta de 3 m x 4 m con una altura de 3,5 que permita la colocación de un tecle.

17.6.9. Costos de las Obras

De acuerdo con los diseños antes presentados, se han cubicado y costeado las obras.

En el Cuadro 17.6-6 se incluyen las cubicaciones y costos de las obras que componen la minicentral.

CUADRO 17.6-6
COSTOS MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA
($ a Dic. 2013)

Ítem	Descripción	Un.	Cantidad	Precio Un. ($)	Total ($)
01	**Tubería Forzada**				**54.696.215**
01.01	Tubería HDPE PE 100 PN 60 (L=233 m; D= 800 mm)	m	233	226.723	**52.826.459**
01.02	Hormigón Machones	m³	14	89.904	**1.258.656**
01.03	Armadura (50 kg/m³)	kg	700	873	**611.100**
02	**Desarenador**				**16.589.016**
02.01	Excavación	m³	660	2.045	**1.349.700**
02.02	Hormigón	m³	52	89.904	**4.675.008**
02.03	Armadura (50 kg/m³)	kg	2.600	873	**2.269.800**
03	**Cámara de Carga**				**1.000.318**
03.01	Excavación	m³	32	2.045	**65.440**
03.02	Hormigón	m³	7	89.904	**629.328**
03.03	Armadura (70 kg/m³)	kg	350	873	**305.550**
04	**Casa de Máquina y Turbina**				**67.643.548**
04.01	Excavación	m³	20	2.045	**40.900**
04.02	Hormigón	m³	12	89.904	**1.078.848**
04.03	Armadura (80 kg/m³)	kg	600	873	**523.800**
04.04	Turbina	Un.	1	66.000.000	**66.000.000**
	Subtotal				**139.929.097**
	GG, U, I			**30%**	**41.978.729**
			COSTO TOTAL ($)		**181.907.826**
			COSTO TOTAL (UF)		**7.804**
			COSTO TOTAL (US$)		**347.311**

De acuerdo con la experiencia acumulada por especialistas en el tema de minicentrales hidroeléctricas, los costos totales de construcción de una de estas centrales pueden fluctuar entre los 1.500 US$ y 2.500 US$ por Kw instalado.

En el caso específico de interés, dicho costo se eleva a 4.570 US$/kw, valor que excede en 1,8 veces el máximo valor del rango antes señalado.

17.6.10. Evaluación Económica Minicentral Hidroeléctrica

En la determinación de los ingresos netos por venta de energía, se ha utilizado el documento “Fijación de Precios de Nudo Promedio Sistema

Interconectado Central y Sistema Interconectado del Norte Grande", Comisión Nacional de Energía, Noviembre de 2013.

De acuerdo con lo establecido por la ley, los concesionarios de servicio público de distribución, deben disponer permanentemente del suministro de energía que, sumado a la capacidad propia de generación, les permita satisfacer el total del consumo proyectado de sus clientes regulados para, a lo menos, los próximos 3 años.

A partir del año 2006 las empresas concesionarias, de manera conjunta e individualmente, han llevado a cabo licitaciones tendientes a contratar el suministro no cubierto destinado a clientes regulados desde el año 1010 en adelante. Los precios obtenidos de estos contratos son denominados Precios de Nudo de Largo Plazo (PNLP).

El precio de la energía de Chilquinta obtenido del documento señalado es de:

Pe= 51,371 $/kWh)

Para el cálculo de los ingresos por concepto de venta de energía, se han hecho los siguientes supuestos:

- Generación anual= 6 meses las 24 horas al día
- Caudal de generación= 1 m3/s constante
- Potencia generada= 76 kw
- 1 mes= 30,5 días (promedio)

Así, se tiene:

Ingreso Mensual: 51,371 $/kWh x 76 x 24 x 30,5= 2.857.871 $/mes
Ingreso Anual: 2.857.871 $/mes x 6 meses= 17.147.229 $/año

Efectuando una evaluación económica simplificada para 30 años de funcionamiento de la central, se tiene:

CUADRO 17.6-7
EVALUACIÓN ECONÓMICA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA
GENERACIÓN CON Q= 1 m3/s

Año	COSTOS OBRAS CIVILES				INGRESOS	FLUJO		
	Construcción	Operación y Mantención Obras Civiles	Administración y Comercialización	Reposición		DIFERENCIAL	INDICADORES DE RENTABILIDAD	
	($)	($)	($)	($)	($)	($)		
2015	181.907.826				0	-181.907.826		
2016		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2017		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2018		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2019		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2020		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2021		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2022		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2023		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2024		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	Costo Neto Actualizado ($)	
2025		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	CNA	202.386.615
2026		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2027		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	Beneficio Neto Actualizado ($)	
2028		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	BNA	193.039.789
2029		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2030		1.819.078	1.714.723	36.381.565	17.147.229	-22.768.137	Valor Neto Actualizado ($)	
2031		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	VNA	-40.119.791
2032		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2033		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	Tasa Interna de Retorno	
2034		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	TIR	5,4821%
2035		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2036		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	Relación Beneficio - Costo	
2037		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428	B/C	0,954
2038		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2039		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2040		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2041		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2042		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2043		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2044		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		
2045		1.819.078	1.714.723		17.147.229	13.613.428		

Si el ejercicio anterior se realiza para una generación de energía durante 6 meses pero suponiendo un caudal de 800 l/s, se tiene.

CUADRO 17.6-8
EVALUACIÓN ECONÓMICA MINICENTRAL HIDROELÉCTRICA
GENERACIÓN CON Q= 0,8 m3/s

Año	COSTOS OBRAS CIVILES				INGRESOS	FLUJO		
	Construcción	Operación y Mantención Obras Civiles	Administración y Comercialización	Reposición		DIFERENCIAL	INDICADORES DE RENTABILIDAD	
	($)	($)	($)	($)	($)	($)		
2015	181.907.826				0	-181.907.826		
2016		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2017		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2018		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2019		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2020		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2021		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2022		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2023		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2024		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	Costo Neto Actualizado ($)	
2025		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	CNA	202.386.615
2026		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2027		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	Beneficio Neto Actualizado ($)	
2028		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	BNA	160.019.821
2029		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2030		1.819.078	1.421.415	36.381.565	14.214.150	-25.407.908	Valor Neto Actualizado ($)	
2031		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	VNA	-69.837.763
2032		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2033		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	Tasa Interna de Retorno	
2034		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	TIR	3,4195%
2035		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2036		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	Relación Beneficio - Costo	
2037		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657	B/C	0,791
2038		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2039		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2040		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2041		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2042		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2043		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2044		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		
2045		1.819.078	1.421.415		14.214.150	10.973.657		

En definitiva, la alternativa de construir una minicentral hidroeléctrica al final del canal Lo Rojas no sería recomendable, debido a las siguientes razones específicas:

- Los terrenos donde se emplazaría la central pertenecen a don Jorge Bahamondes, quien no se ha pronunciado respecto a cederlos o venderlos para la eventual construcción del la minicentral. Se envió una carta explicativa del proyecto a la directiva del canal Lo Rojas, para que a su vez ellos le entregasen dicha carta a don Jorge Bahamondes, pero al día de hoy no se ha tenido respuesta de la directiva del canal respecto a este punto.

- El costo de construcción de las obras civiles de la central por Kw asciende a 4.570 US$, 1,8 veces más alto que el límite superior del rango típico que fluctúan este tipo de obra (entre 1.500 US$ y 2.500 US$ por Kw).

- Evaluaciones económicas simplificadas a 30 años efectuadas dan cuenta de lo poco rentable del proyecto.

17.7. Mercado de la Energía

Para el análisis del presente punto, es importante tener claro algunas definiciones al respecto:

- **Generadoras**: empresas propietarias de centrales de generación eléctrica, que se encuentran bajo condiciones de competencia.
- **Transmisoras**: Transfieren la energía eléctrica desde las centrales de generación hacia los centros de consumo, existiendo bajo monopolios naturales.
- **Distribuidoras**: Empresas que finalmente entregan la energía eléctrica a consumidores, bajo la existencia de áreas geográficas exclusivas de concesión.
- **CDEC**: Organismo encargado de la coordinación del mercado y del sistema.

Existe una normativa chilena referida a la generación distribuida como agente del mercado eléctrico. Dicha normativa se incluye en el Anexo 8, mientras que a continuación se incluye un resumen de dicho documento:

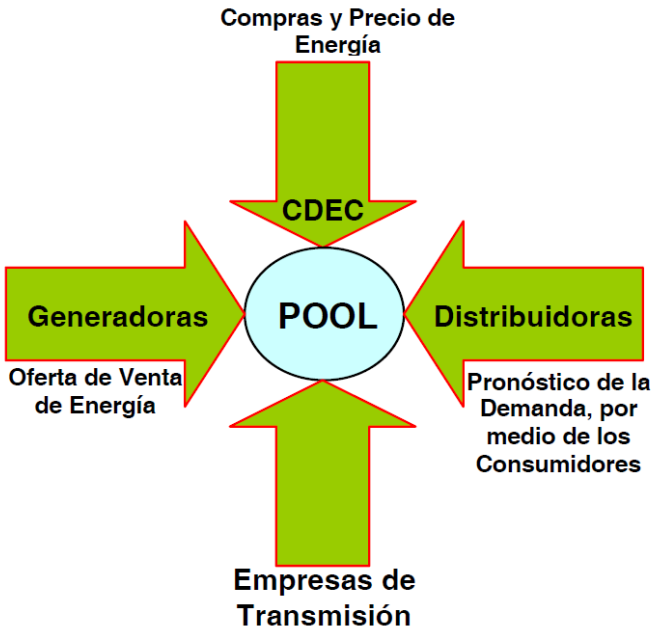
La participación de la Generación Distribuida (GD) como nuevo agente de Mercado interviene directamente en la tradicional segmentación del sector eléctrico, requiriendo nuevas normativas y una reglamentación clara que permita una adecuada compatibilidad entre los distintos elementos componentes del sistema eléctrico. La variabilidad de precios de fuentes primarias de energía (petróleo, gas), la dependencia energética y la búsqueda del aseguramiento del suministro eléctrico hacen que Chile no esté ajeno al crecimiento sostenido de la penetración de la GD en el mundo, en donde los cambios introducidos al marco normativo por medio de las Leyes Nº 19.940 y Nº 20.018 (Ley Corta I y II respectivamente) buscan fomentar y regular la generación eléctrica primordialmente con energías renovables no convencionales (ERNC), incluyendo Pequeños Medios de Generación (PMG), Medios de Generación No Convencionales (MGNC) y Pequeños Medios de Generación Distribuidos (PMGD). La anterior regulación se encuentra concentrada en el Decreto Nº 244 y su correspondiente Norma Técnica de Conexión y Operación (NTCO), que será detallada en este informe.

Es importante y necesario conocer algunas definiciones del mercado eléctrico. El modelo actual de mercado en Chile está basado en una

estructura tipo Pool, lo que significa que existe una coordinación de la operación, tanto física, económica y comercial, del sistema en forma centralizada y una estructura de contratos bilaterales financieros no necesariamente por medio de un comercializador.

El operador recae en un solo organismo para cada Sistema Interconectado (SI): Centro de Despacho Económico de Carga (CDEC). El CDEC es el Operador de Mercado (OM) y de Sistema (OS) definido en la Ley General de Servicios Eléctricos (LGSE), DFL N°1, del año 1982, y reglamentado por el Decreto Supremo N° 327, del año 1997, ambos del Ministerio de Minería. Así, los agentes de mercado definidos en un modelo simplificado, que se muestran en la Figura 17.7-1, son:

FIGURA 17.7-1
AGENTES DEL MERCADO ELÉCTRICO



La anterior estructura origina lo que es conocido como ***Mercado Spot***, en donde el CDEC se encarga de determinar diariamente, mediante la minimización de los Costos de Operación, el despacho de las unidades generadoras del sistema eléctrico para abastecer la demanda de energía.

Al existir variación horaria de energía, se define el Costo Marginal Instantáneo (CMgi), que en definitiva es el precio del Mercado Spot. Al Mercado Spot sólo tienen acceso los generadores de energía eléctrica y es

usado normalmente cuando ciertos generadores no logran responder a sus contratos de suministro. En esos casos, las empresas generadoras recurren al Mercado Spot, y compran la energía que requieren para lograr el cumplimiento de sus contratos.

Por otro lado, para entender de mejor manera el tema de la venta de ERNC, en el Anexo 9 se incluye el Decreto 244, "Aprobación del Reglamento para Medios de Generación No Convencionales y Pequeños Medios de Generación Establecidos en la Ley General de Servicios Eléctricos".

18. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

18.1. Generalidades

Se ha llevado a cabo un estudio detallado del precio unitario de cada partida considerada en el proyecto de detalle definitivo.

El análisis de precios unitarios ha sido presentado según el siguiente detalle:

- Listado de Recursos
- Listado de Precios Unitarios
- Detalle de Precios Unitarios

El estudio de Precios Unitarios de Referencia para Obras Construidas al Amparo de la Ley Nº 18.450 se obtuvo de la página web institucional www.cnr.cl, y fueron actualizados a Diciembre de 2013.

18.2. Listado de Recursos

El presente estudio se basó en los siguientes parámetros para obtener los precios utilizados.

Mes Base	: Diciembre 2013
Valor Dólar (observado)	: $ 523,76 (31/12/2013) y $ 529,45 (promedio)
Valor U.F.	: $ 23.309,56 (31/12/2013)

En el Cuadro 18.2-1 se incluye el listado de recursos.

CUADRO 18.2-1
LISTADO DE RECURSOS

	CODIGO MATERIAL	DESCRIPCION RECURSO	UNIDAD	P.U. ($)	P.U. (UF)	P.U. (U.S.D)
	1000	**MANO DE OBRA:**				
	1005	CAPATAZ	dia	23.825	1,02	45,49
	1010	MAESTRO 1ª	dia	14.883	0,64	28,42
	1015	MAESTRO DE 2ª	dia	11.912	0,51	22,74
	1020	AYUDANTE DE MAESTRO y JORNALEROS	dia	7.248	0,31	13,84
	1025	TOPOGRAFO	hr	5.415	0,23	10,34
	1030	DESCUENTO LEYES SOCIALES	%	57	-	-
		a): ASIGNACIONES LEGALES				
		SEMANA CORRIDA	%	19	-	-
		APORTE PATRONAL	%	1	-	-
		COTIZACION ADICIONAL MUTUAL	%	3	-	-
		FERIADO ANUAL	%	5	-	-
		POR AÑOS DE SERVICIOS	%	3	-	-
		DESAHUCIO	%	5	-	-
		GRATIFICACION	%	15	-	-
		EQUIPO DE SEGURIDAD	%	1	-	-
		b) : BENEFICIOS ADICIONALES				
		CAUSAS CLIMATICA	%	3	-	-
		LOCOMOCION / MOVILIZACION	%	1	-	-
		FALTA DE MATERIALES	%	0	-	-
		CAPACITACION	%	1	-	-
		ASIGNACION POR FALLECIMIENTO	%	0	-	-
		COTIZ. DPTO. SEGURIDAD EMPRESA	%	1	-	-
	2000	**COMBUSTIBLES:**				
	2005	COMBUSTIBLE PETROLEO DIESEL	lt	680	0,03	1,30
	2500	**ESTANQUE:**				
	2505	ESTANQUE 9000 lts	dia	7.426	0,32	14,18
	3500	**CEMENTOS:**				
P.mín	3505	CEMENTO MELON ESPECIAL SACO	sac	3.629	0,16	6,93
P.máx	3565	CEMENTO MELON ESPECIAL SACO	sac	4.875	0,21	9,31
	4000	**ARIDOS:**				
P.mín	4015	ARENA GRUESA CON FLETE	m3	5.415	0,23	10,34
P.máx	4010	ARENA GRUESA CON FLETE	m3	9282	0,40	17,72
P.mín	4020	GRAVILLA	m3	5.415	0,23	10,34
P.máx	4015	GRAVILLA	m3	6188	0,27	11,81
P.mín	4035	BOLON SELECCIONADO CON FLETE	m3	6.188	0,27	11,81
P.máx	4030	BOLON SELECCIONADO CON FLETE	m3	6.652	0,29	12,70
P.mín	4055	RIPIO CON FLETE	m3	3.868	0,17	7,39
P.máx	4050	RIPIO CON FLETE	m3	6.188	0,27	11,81
	5500	**ADITIVOS:**				
	5505	**DESMOLDANTES:**				
	5510	ADIDESMOLD METAL (TAM.180)	kg	1.114	0,05	2,13
	5515	ADIDESMOLD MADERA (TAM.180)	kg	1.374	0,06	2,62
	5545	**MEMBRANA DE CURADO:**				
P.mín	5550	SIKACURE 116 x TAMBOR 180 (MEMBRANA DE CURADO)	kg	770	0,03	1,47
P.máx	5550	SIKACURE 116 x TAMBOR 180 (MEMBRANA DE CURADO)	kg	770	0,03	1,47

CUADRO 18.2-1 (Continuación)
LISTADO DE RECURSOS

	CODIGO MATERIAL	DESCRIPCION RECURSO	UNIDAD	P.U. ($)	P.U. (UF)	P.U. (U.S.D)
	6000	**SEPARADOR DE ENCOFRADO:**				
P.mín	6015	SEPARADOR RUEDA 16 B/100	uni	7	0,00	0,01
P.máx	6020	SEPARADOR RUEDA 20 B/100	uni	5	0,00	0,01
	7000	**MADERAS EN BRUTO:**				
	7020	**PINO EN BRUTO:**				
P.mín	7025	PINO BRUTO - L = 3,2 m	plg	2.166	0,09	4,14
P.máx	7025	PINO BRUTO - L = 3,2 m	plg	2.166	0,09	4,14
	7500	**MADERAS ELABORADAS:**				
	7540	**PINO ELABORADO:**				
P.mín	7530	PINO SECO ELABORADO 3,2 m	plg	2.475	0,11	4,73
P.máx	7540	PINO SECO ELABORADO 3,2 m	plg	2.515	0,11	4,80
	8000	**ACERO REDONDO C/RESALTE:**				
	8005	**Fe DIAMETRO 8 mm A-44:**				
P.mín	8020	Fe DIAMETRO 8 mm A-44	kg	316	0,01	0,60
P.máx	8010	Fe DIAMETRO 8 mm A-44	kg	345	0,01	0,66
	8040	**Fe DIAMETRO 12 mm A-44:**				
P.mín	8045	Fe DIAMETRO 12 mm A-44	kg	316	0,01	0,60
P.máx	8035	Fe DIAMETRO 12 mm A-44	kg	345	0,01	0,66
	8100	**MALLAS ACMA:**				
Pmín.	8110	MALLA ACMA C-92 (2,6 x 5 m) 19kg	uni	9.055	0,39	17,29
Pmáx.	8105	MALLA ACMA C-92 (2,6 x 5 m) 19kg	uni	9.776	0,42	18,67
	8500	**GAVIONES y ALAMBRES:**				
P.mín	8505	ALAMB. BWG #18 x 50	kg	679	0,03	1,30
P.máx	8505	ALAMB. BWG #18 x 50	kg	679	0,03	1,30
P.mín	8510	ALAMB. BWG #14 x 50	kg	586	0,03	1,12
P.máx	8510	ALAMB. BWG #14 x 50	kg	586	0,03	1,12
P.mín	8515	ALAMB. GALV. P/AMARRA GAVION	kg	893	0,04	1,70
P.máx	8515	ALAMB. GALV. P/AMARRA GAVION	kg	893	0,04	1,70
P.mín	8520	GAVION GALV. 2 x 1 x 1	uni	16.158	0,69	30,85
P.máx	8520	GAVION GALV. 2 x 1 x 1	uni	16.158	0,69	30,85
P.mín	8525	GAVION GALV. 3 x 1 x 0,3	uni	15.639	0,67	29,86
P.máx	8525	GAVION GALV. 3 x 1 x 0,3	uni	15.639	0,67	29,86
	9000	**PERFILES DE ACERO A37-24ES:**				
Pmín.	9010	ACERO PERFILES METALICOS PLEGADOS	kg	449	0,02	0,86
Pmáx.	9015	ACERO PERFILES METALICOS PLEGADOS	kg	450	0,02	0,86
	9020	**TUBO DE ACERO A37-24ES**	kg	1.451	0,06	2,77
Pmín.	9020	TUBO DE ACERO A37-24ES	kg	1.451	0,06	2,77
Pmáx.	9020	TUBO DE ACERO A37-24ES	kg	1.451	0,06	2,77
	9500	**FERRETERIA:**				
	9505	**CLAVOS:**				
Pmín.	9540	CLAVO CORRIENTE 2"	kg	701	0,03	1,34
Pmáx.	9520	CLAVO CORRIENTE 6"	kg	869	0,04	1,66
	9590	**FONOLITA:**				
Pmín.	9595	FONOLITA 120 x 65 = 0,60 m²	pla	545	0,02	1,04
Pmáx.	9595	FONOLITA 120 x 65 = 0,60 m²	pla	545	0,02	1,04
	9600	**TAZA SANITARIO:**				
Pmín.	9605	TAZA SANITARIO VALENCIA	uni	29.201	1,25	55,75

CUADRO 18.2-1 (Continuación)
LISTADO DE RECURSOS

	CODIGO MATERIAL	DESCRIPCION RECURSO	UNIDAD	P.U. ($)	P.U. (UF)	P.U. (U.S.D)
Pmáx.	9605	TAZA SANITARIO VALENCIA	uni	29.201	1,25	55,75
	9610	**ESTANQUE SANITARIO:**				
Pmín.	9615	ESTANQUE SANITARIO VALENCIA	uni	23.283	1,00	44,45
Pmáx.	9615	ESTANQUE SANITARIO VALENCIA	uni	23.283	1,00	44,45
	9620	**BISAGRA:**				
Pmín.	9625	BISAGRA POMEL 3 x 3"	uni	260	0,01	0,50
Pmáx.	9630	BISAGRA POMEL 3 x 3"	uni	268	0,01	0,51
	9635	**CANDADO:**				
Pmín.	9640	CANDADO CORRIENTE Nº 340 ODIS (MED)	uni	5.755	0,25	10,99
Pmáx.	9640	CANDADO CORRIENTE Nº 340 ODIS (MED)	uni	5.755	0,25	10,99
	9645	**CADENA GALVANIZADA:**				
Pmín.	9650	CADENA GALVANIZADA 6mm	m	1.719	0,07	3,28
Pmáx.	9650	CADENA GALVANIZADA 6mm	m	1.719	0,07	3,28
	10000	**SOLDADURA:**				
Pmín.	10005	ELECTRO AC/DULCE 6011 SOLDADURA 1/8"	kg	1.646	0,07	3,14
Pmáx.	10005	ELECTRO AC/DULCE 6011 SOLDADURA 1/8"	kg	1.646	0,07	3,14
	11500	**PINTURAS ANTICORROSIVAS:**				
Pmín.	11515	ANTICORROSIVO ROJO MAESTRANZA	lt	1.247	0,05	2,38
Pmáx.	11505	ANTICORROSIVO ROJO MAESTRANZA	lt	1.867	0,08	3,56
	13500	**MAQUINARIAS**				
	13505	**CAMIONES REGADORES:**				
Pmín.	13510	CAMION AGUA MACK ALJIBE 10000 lt	dia	69.618	2,99	132,92
Pmáx.	13510	CAMION AGUA MACK ALJIBE 10000 lt	dia	69.618	2,99	132,92
	13515	**TRACTORES:**				
Pmín.	13520	TRACTOR 70HP 4x4	hr	7.459	0,32	14,24
Pmáx.	13530	TRACTOR 70HP 4x4	hr	7.459	0,32	14,24
	13550	**CAMION TOLVA:**				
Pmín.	13555	CAMION TOLVA 7 m3	hr	9.669	0,41	18,46
Pmáx.	13560	CAMION TOLVA 7 m3	hr	11.603	0,50	22,15
	13575	**CARGADORES FRONTALES:**				
Pmín.	13560	CARGADOR MICHIGAN 55B	hr	21.659	0,93	41,35
Pmáx.	13580	CARGADOR FRONTAL CAT 966F 220HP	hr	34.964	1,50	66,76
	13580	**BULLDOZER CAT D-4E:**				
Pmín.	13585	BULLDOZER CAT D-4E 80HP	hr	29.137	1,25	55,63
Pmáx.	13585	BULLDOZER CAT D-4E 80HP	hr	29.137	1,25	55,63
	13610	**RETROEXCAVADORAS:(pala +/- 1 m3)**				
Pmín.	13615	RETROEXCAVADORA FERGU.MF96	hr	13.150	0,56	25,11
Pmáx.	13650	RETROEXCAVADORA FORD 555	hr	15.471	0,66	29,54
	13730	**PLACAS COMPACTADORAS:**				
Pmín.	13735	PLACA COMPACTADORA 80 KG. (50 x 50cm)	dia	7.735	0,33	14,77
Pmáx.	13735	PLACA COMPACTADORA 80 KG. (50 x 50cm)	dia	7.735	0,33	14,77
	13790	**RODILLOS :**				
Pmín.	13795	ROD. BOMAG 7000 kg (DIN.15000 kg)	hr	20.979	0,90	40,05
Pmáx.	13795	ROD. BOMAG 7000 kg (DIN.15000 kg)	hr	20.979	0,90	40,05
	13890	**BETONERAS:**				
Pmín.	13885	TROMPO CONCRETERO 150lt 5HP BEN.	dia	7.581	0,33	14,47
Pmáx.	13890	TROMPO CONCRETERO 150lt BEN.	dia	9.282	0,40	17,72

CUADRO 18.2-1 (Continuación)
LISTADO DE RECURSOS

	CODIGO MATERIAL	DESCRIPCION RECURSO	UNIDAD	P.U. ($)	P.U. (UF)	P.U. (U.S.D)
	13905	**VIBRADOR DE INMERSION - 25,35,45mm:**				
Pmín.	13910	VIBRADOR DE INMERSION - 25,35,45mm	dia	3.094	0,13	5,91
Pmáx.	13920	VIBRADOR DE INMERSION - 25,35,45mm	dia	9.282	0,40	17,72
	14000	**VARIAS MAQUINARIAS y HERRAMIENTAS:**				
	14010	ROMPEPAV. HIDRO. P/BOBCAT 853	hr	6962	0,30	13,29
	14030	COMPRESOR DIESEL 250 PCM	mes	1160298	49,78	2215,32
	14050	**INSTRUMENTOS TOPOGRAFICOS:**				
Pmín.	14055	ARRIENDO INSTRUMENTO TOPOGRAFICO	dia	4.486	0,19	8,56
Pmáx.	14060	ARRIENDO INSTRUMENTO TOPOGRAFICO	dia	5.128	0,22	9,79
	14500	**MECANISMO PARA COMPUERTAS**				
	14505	**MECANISMO ESPECIAL PARA COMPUERTA**				
	14510	PLACA DE ACERO PARA FIJACION	uni	154954	6,65	295,85
	14515	PIEZA EN BRONCE	uni	274264	11,77	523,64
	14520	PLACA C/HILO INTERIOR PASO 7mm Ac 1045	uni	288620	12,38	551,05
	14525	VASTAGO C/HILO CUADRADO PASO 7mm-D=38mm; L= 1762 mm	uni	739621	31,73	1.412,14
	15000	**TRANSPORTE DE MATERIALES:**				
	15005	**TRANSPORTE DE MATERIALES: SANTIAGO - RENGO:**				
Pmín.	15010	TRANSPORTE 26 TON - L = 120 km	gl	154.706	7	295
Pmáx.	15015	TRANSPORTE 25 TON - L = 120 km	gl	232.060	10	443
		PREFABRICADOS HORMIGÓN				
		CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0-e=0,13 m	uni	427650	18,347	816,500
		CAJON DE HORMIGÓN 1,2X1,2X2,0-e=0,13 m	uni	267130	11,460	510,024
		TUBO DE HORMIGÓN 1,0X2,5	uni	140523	6,029	268,297
		TUBO DE HORMIGÓN 1,2X2,5	uni	218395	9,369	416,975
		TUBERIAS Y PIEZAS HDPE				
		TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200 mm RS 1 KN/M2 (HDPE CORRUGADA)	m	48.710	2	93
		TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=75mm L=3m.	uni	337.301	14	644
		TUBO PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=90mm L=3m.	uni	417.332	18	797
		TUBO PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=110mm L=3m.	uni	510.072	22	974
		TUBO PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=125mm L=3m.	uni	579.628	25	1.107
		TUBO PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=140mm L=3m.	uni	649.183	28	1.239
		TUBO PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=200mm L=3m.	uni	927.404	40	1.771
		CÁMARA DE INSPECCIÓN EN BASE A TUB. ESTRUC. DN 1200mm	uni	1.136.559	49	2.170
		VÁLVULA GLOBO DIN PN-16 3"	uni	124.413	5	238
		VÁLVULA GLOBO DIN PN-16 4"	uni	171.314	7	327
		VÁLVULA GLOBO DIN PN-16 5"	uni	297.702	13	568
		VÁLVULA GLOBO DIN PN-16 8"	uni	771.161	33	1.472
		TUBO DE HDPE PE 100 PN 6	m	205.838	9	393
		REJILLA/COMPUERTA	uni	100.000	4	191
		VÁLVULA DE COMPUERTA DIN PN16-PROVALTEC16"	uni	1.024.900	44	1.957

18.3. Listado de Precios Unitarios

En el Cuadro 18.3-1 se incluye el listado de los Precios Unitarios que serán utilizados para obtener el presupuesto de las obras civiles diseñadas para el mejoramiento del canal Lo Rojas.

Los precios unitarios a ser utilizados serán los correspondientes al precio unitario superior; lo anterior es para que el análisis de los costos de las obras sea presentado por el lado conservador.

CUADRO 18.3-1
LISTADO DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO	DEFINICION DE LA ACTIVIDAD CON SU CAMPO DE APLICACIÓN	CANT.	UNI.	P.U. INFERIOR	P.U. SUPERIOR			P.U. PROMEDIO
				TOTAL $	TOTAL $	TOTAL U.F.	TOTAL USD	TOTAL $
A.-	**INSTALACION DE FAENAS E INSTALACIONES VARIAS**			718.685	**719.810**	**31**	**1.374**	719.248
A.01	TRASLADO INTERNO DE MATERIALES	1	**uni**	160.925	**160.925**			160.925
A.02	LETRINA OBREROS 1,2 x 1 m	1	**uni**	144.079	**144.587**			144.333
A.03	GALPON TALLER SIN FORRAR	1	**m2**	13.541	**13.558**			13.550
A.04	CASETA PREFABRICADA CUIDADOR	1	**uni**	103.261	**103.861**			103.561
A.05	LETRERO DE OBRAS	1	**uni**	278.672	**278.672**			278.672
A.10	CUIDADORES EN FRENTES DE OBRAS Y	1	**dia**	18.207	**18.207**			18.207
	Y MAQUINAS:							
C.-	**MOVIMIENTO DE TIERRA:**							
C.01	PERFILAMIENTO GENERAL DE CANAL CON TERMINACION A	1	**m3**	5.074	**5.074**	**0,2**	**10**	5.074
	MANO DE TALUDES :							
C.02	ESCARPE CON MAQUINA PARA DESPEJAR	1	**m3**	899	**899**	**0,0**	**2**	899
	EMPRESTITO O FUNDAR TERRAPLENES							
C.03	SELECCION DE MATERIAL Y ACOPIO PARA	1	**m3**	1.822	**1.998**	**0,1**	**4**	1.910
	TERRAPLENES:							
C.04	COLOCACION Y DISTRIBUCION DE MATERIAL	1	**m3**	1.646	**1.650**	**0,1**	**3**	1.648
	CON BULLDOZER (para terraplenes menores)							
C.05	COLOCACION DE MATERIAL PARA	1	**m3**	713	**802**	**0,0**	**2**	758
	TERRAPLENES CON CAMION TOLVA							
C.06	COMPACTACION RODILLADA DE	1	**m3**	890	**894**			892
	TERRAPLENES POR CAPAS CONTROLADAS							
C.07	EXCAVACION A MANO PARA OBRA DE ARTE	1	**m3**	3.383	**3.383**	**0,1**	**6**	3.383
C.09B	EXCAVACION CON MAQUINA EN MATERIAL COMUN	1	**m3**	1.851	**2.045**	**0,1**	**4**	1.948
	COMBUSTIBLE MAQUINA (Rendimiento = 8 lt/hr)							

CODIGO	DEFINICION DE LA ACTIVIDAD CON SU CAMPO DE APLICACIÓN	CANT.	UNI.	P.U. INFERIOR	P.U. SUPERIOR			P.U. PROMEDIO
C.-	**MOVIMIENTO DE TIERRA:**							
C.12	CAMA DE ARENA	1	**m2**	769	**1.155**	**0,0**	**2**	962
	PARA TUBERIA (e =15 cm)							
C.16	RELLENO CON MAQUINA SIN COMPACTAR	1	**m3**	929	**1.021**	**0,0**	**2**	
	DE ZANJA DE TUBERIA							
C.18	MEJORAMIENTO CAMINOS DE ACCESO	1	**m3**	1.068	**1.068**	**0,0**	**2**	1.068
C.19	MEJORAMIENTO CAMINOS DE ACCESO	1	**m3**	1.497	**1.497**	**0,1**	**3**	1.497
C.20	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS, PARA OBRAS ESBELTAS SELECCIONADO;HUMEDAD NORMAL	1	**m3**	5.861	**5.861**	**0,3**	**11**	5.861
C.21	ESPARCIMIENTO DE RELLENO POR CAPAS, A MANO, PARA OBRAS MENORES:	1	**m3**	1.513	**1.513**	**0,1**	**3**	1.513
C.37	MAQUINA CHICA: EXCAVACION PARA MEJORAMIENTO DE	1	**m3**	2.083	**2.276**	**0,1**	**4**	2.180
	CUBETA DE CANAL EXISTENTE, EN LADERA, SUELO BLANDO.							
C.42	NIVELACION (Valor por m3) :	1	**m3**	813	**832**	**0,0**	**2**	823
C.44	DESPEDREGADURA (Terreno poco pedregoso)	1	**ha**	514.028	**582.528**	**25**	**1.112**	548.278
D.-	**HORMIGONES, MORTEROS Y ALBAÑILERIA DE LADRILLO :**							
D.02	HORMIGONADO H15	1	**m3**	57.856	**76.426**	**3,3**	**146**	67.141
D.04	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	1	**m3**	67.801	**89.904**	**4**	**172**	78.853
D.05	EMPLANTILLADO (4 SACOS/m3) :	1	**m3**	33.603	**43.394**	**2**	**83**	38.499
E.-	**MOLDAJES:**							
E.02	MOLDAJE PINO(1 USO):OBRA MENOR H< 1.0 m	1	**m2**	10.475	**10.531**	**0,5**	**20**	10.503
E.03	MOLDAJE PINO (1 USO): OBRA INTERMEDIA H< 2.0 m	1	**m2**	13.090	**13.158**	**0,6**	**25**	13.124
E.04	MOLDAJE PINO (1 DE 2 USOS): OBRA MENOR H< 1.0 m,	1	**m2**	7.755	**7.806**	**0,3**	**15**	7.781
E.05	MOLDAJE PINO (1 DE 3 USOS):	1	**m2**	6.842	**6.875**	**0,3**	**13**	6.859
F.-	**ENFIERRADURAS:**							
F.01	ENFIERRADURA D=8mm A44:	1	**kg**	798	**830**	**0,0**	**2**	814
F.02	ENFIERRADURA D=12mm A44:	1	**kg**	841	**873**	**0,0**	**2**	857
F.05	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm:	1	**kg**	794	**832**	**0,0**	**2**	813

CODIGO	DEFINICION DE LA ACTIVIDAD CON SU CAMPO DE APLICACIÓN	CANT.	UNI.	P.U. INFERIOR	P.U. SUPERIOR			P.U. PROMEDIO
				TOTAL $	TOTAL $	TOTAL U.F.	TOTAL USD	TOTAL $
G.-	**REVESTIMIENTOS PARA CANAL:**							
G.02	REVESTIMIENTO CON HORMIGON H25	1	**m2**	15.891	**16.977**	**1**	**32**	16.434
	Y MOLDAJE DE 2 USOS MURO e=12 cm. H=1,0 m							
G.04	REVEST. ALB. DE PIEDRA. e = 20 cm:	1	**m2**	18.264	**20.980**	**1**	**40**	19.622
	Suministro y colocación							
G.05	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	1	**m3**	30.255	**50.236**	**2**	**96**	40.246
H.-	**EXCAVACION EN ROCA y ENROCADOS DE PROTECCION:**							
H.05	GAVION GALVANIZADO :	1	**m3**	20.721	**21.494**	**1**	**41**	21.108
I.-	**PERFILES DE ACERO:**							
I.01	PERFILES MET. PLEGADOS y SOLDADOS	1	**kg**	2.338	**2.355**	**0**	**4**	2.347
I.04	TUBO DE ACERO PARA OBRA DE ARTE	1	**kg**	2.269	**2.285**	**0**	**4**	2.277
J.-	**COMPUERTAS:**							
J.01	COMPUERTA PEQUEÑA C/MECANISMO	1	**uni**	181.379	**181.804**	**8**	**347**	181.592
J.02	COMPUERTA C/MECANISMO ESPECIAL A	1	**uni**	1.624.223	**1.626.617**	**70**	**3.106**	1.625.420
L.-	**TOPOGRAFIA (incluye dibujo donde corresponda)**			475.014	**522.228**	**22**	**997**	498.621
L.01	REPLANTEO y CONTROL TOPOGRAFICO:	1	**dia**	142.190	**150.568**			146.379
L.02	LEVANTAMIENTO DE PERFIL LONGITUDINAL DE CANAL CON ESTACADO Y PUNTOS Cada 40 m.	1	**km**	94.109	**98.298**			96.204
L.03	LEVANTAMIENTO DE FAJA TAQUIMETRICA DE CANAL INCL. SAQUES E INTERFERENCIAS.	1	**km**	188.218	**196.596**			192.407
L.04	CONSTRUCCION Y NIVELACION DE P.R.	1	**km**	50.497	**53.586**			52.042
L.05	LEVANTAMIENTO DE TERRENOS ABIERTOS SIN ROCE (Incluye curvas de nivel cada 0,5 m)	1	**ha**	22.342	**23.180**			22.761
M.-	**TRANSPORTE:**							
M.01	CARGUIO y TRANSPORTE MATERIALES DE EXCAVACION - L = 1 km	1	**m3**	966	**1.240**	**0,1**	**2**	1.103
M.02	CARGUIO y TRANSPORTE MATERIALES DE EXCAVACION - L = 3 km	1	**m3**	1.144	**1.445**	**0,1**	**3**	1.295
M.10	TRANSPORTE DE MATERIALES: TRANSPORTE 26 TON - L = 100 km	1	**vje**	181.621	**258.934**	**11**	**494**	220.278
O.-	**DEMOLICION:**							
O.01	DEMOLICION DE HORMIGONES:	1	**mes**	60.598	**60.598**	**2,6**	**116**	60.598

CODIGO	DEFINICION DE LA ACTIVIDAD CON SU CAMPO DE APLICACIÓN	CANT.	UNI.	P.U. INFERIOR	P.U. SUPERIOR			P.U. PROMEDIO
				TOTAL $	TOTAL $	TOTAL U.F.	TOTAL USD	TOTAL $
P.-	**TUBERIAS y PIEZAS ESPECIALES:**							
P.01	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200 mm RS 1 KN/M2 (HDPE CORRUGADA)	1	**m**	60.598	**60.598**	**3**	**116**	60.598
P.02	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=75mm L=3m.	1	**uni**	386.844	**386.844**	**17**	**739**	386.844
P.03	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=90mm L=3m.	1	**uni**	456.399	**456.399**	**20**	**871**	456.399
P.04	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=110mm L=3m.	1	**uni**	549.139	**549.139**	**24**	**1.048**	549.139
P.05	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=125mm L=3m.	1	**uni**	618.695	**618.695**	**27**	**1.181**	618.695
P.06	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=140mm L=3m.	1	**uni**	688.250	**688.250**	**30**	**1.314**	688.250
P.07	TUBERIA PARED ESTRUCTURADA DN 1200mm CON ARRANQUE PREDIAL d=200mm L=3m.	1	**uni**	966.471	**966.471**	**41**	**1.845**	966.471
P.08	CÁMARA DE INSPECCIÓN EN BASE A TUBERÍA	1	**uni**	1.143.778	**1.143.778**	**49**	**2.184**	1.143.778
P.09	TUBO DE HDPE PE 100 PN 6	1	**m**	226.723	**226.723**	**10**	**433**	226.723
P.10	VALVULA DE GLOBO 3" DIN PN16 PROVALTEC	1	**uni**	137.672	**137.672**	**6**	**263**	137.672
P.11	VALVULA DE GLOBO 4" DIN PN16 PROVALTEC	1	**uni**	186.918	**186.918**	**8**	**357**	186.918
P.12	VALVULA DE GLOBO 5" DIN PN16 PROVALTEC	1	**uni**	319.625	**319.625**	**14**	**610**	319.625
P.13	VALVULA DE GLOBO 8" DIN PN16 PROVALTEC	1	**uni**	816.757	**816.757**	**35**	**1.559**	816.757
P.14	REJILLA/COMPUERTA	1	**uni**	107.815	**107.815**	**5**	**206**	107.815
P.15	CAJON DE HORMIGÓN 1,2X1,2X2,0-e=0,13 m	1	**uni**	351.994	**356.636**	**15**	**681**	354.315
P.16	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0-e=0,13 m	1	**uni**	532.086	**536.728**	**23**	**1.025**	534.407
P.17	TUBO DE HORMIGÓN 1,0X2,5	1	**uni**	180.322	**184.964**	**8**	**353**	182.643
P.18	TUBO DE HORMIGÓN 1,2X2,5	1	**uni**	258.233	**262.875**	**11**	**502**	260.554
P.19	VÁLVULA DE COMPUERTA DIN PN16-PROVALTEC16"	1	**uni**	1.078.626	**1.078.626**	**46**	**2.059**	1.078.626

18.4. Detalle de Precios Unitarios

El detalle de cada uno de los Precios Unitarios que se presentan en el cuadro anterior se ha incluido en el Anexo 19 adjunto al informe.

19. PRESUPUESTOS

A continuación se incluyen los presupuestos de todas las obras de mejoramiento que han sido proyectadas, según las cubicaciones presentadas anteriormente. Los presupuestos han sido calculados de acuerdo al análisis de precios unitarios anterior.

19.1. Revestimientos

19.1.1. Reperfilado km 0 a km 0,4

Este tramo ha sido reperfilado de modo de homogenizar su pendiente, tal como fuera señalado y explicado anteriormente. En el Cuadro 19.1-1 se incluye el presupuesto a la cubicación efectuada.

CUADRO 19.1-1
TRAMO REPERFILADO (km 0 a km 0,47)

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
TRAMO KM 0,0 A 0,40:	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	47	$ 2.045	$ 96.831	4
REPERFILADO	RELLENO COMPACTADO	m3	110	$ 1.915	$ 211.339	9
	GASTOS FIJOS				$ 308.170	13
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 15.409	0,7
	UTILIDADES	%	12		$ 36.980	1,6
	IMPREVISTOS	%	2		$ 6.163	0,3
	TOTAL				$ 366.722	16

19.1.2. Entubación Canal Km 0,84 a Km 10,3

En el Cuadro 19.1-2 se incluye el presupuesto de las obras que involucran la obra de entubación entre el km 0,84 al km 10,3.

CUADRO 19.1-2
ENTUBACIÓN Km 0,84 A Km 10,3

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
TRAMO KM 0,84 A 10,3: ENTUBADO	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	13076	$ 2.045	$ 26.740.134	1.147
	RELLENO COMPACTADO	m3	44096	$ 1.915	$ 84.442.940	3.623
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m3	2061	$ 1.265	$ 2.607.671	112
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm	m	9301	$ 60.598	$ 563.619.022	24.180
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=75mm L=3m	unid.	6	$ 386.844	$ 2.321.062	100
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=90mm L=3m	unid.	5	$ 456.399	$ 2.281.995	98
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=110mm L=3m	unid.	8	$ 549.139	$ 4.393.115	188
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=125mm L=3m	unid.	1	$ 618.695	$ 618.695	27
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=140mm L=3m	unid.	2	$ 688.250	$ 1.376.500	59
	TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm CON SAQUE DE D=200mm L=3m	unid.	1	$ 966.471	$ 966.471	41
	CÁMARA DE INSPECCIÓN EN BASE A TUBERÍA HDPE CORRUGADA D=1200mm*	unid.	47	$ 1.143.778	$ 53.757.575	2.306
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 3"	unid.	6	$ 137.672	$ 826.030	35
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 4"	unid.	13	$ 186.918	$ 2.429.936	104
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 5"	unid.	3	$ 319.625	$ 958.874	41
	VÁLVULA DE GLOBO PN16- 8"	unid.	1	$ 816.757	$ 816.757	35
	CÁMARA DE VÁLVULA	unid.	23	$ 134.960	$ 2.002.665	86
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	1	$ 89.904	$ 57.898	2
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	30	$ 830	$ 24.900	1
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	1	$ 832	$ 527	0
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1	$ 43.394	$ 3.747	0
* Cámara considerada c/200 m						
	GASTOS FIJOS				$ 750.159.441	32.182
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 37.507.972	1.609
	UTILIDADES	%	12		$ 90.019.133	3.862
	IMPREVISTOS	%	2		$ 15.003.189	644
	TOTAL				$ 892.689.735	38.297

19.1.3. Revestimiento Canal Km 10,3 a Km 14,05

En el Cuadro 19.1-3 se incluye el presupuesto de las obras que involucran la obra de revestimiento entre el km 10,30 al km 14,05.

CUADRO 19.1-3
ENTUBACIÓN Km 10,30 A Km 14,05

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
TRAMO KM 10,3 A 14,05: REVESTIDO	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	2425	$ 2.045	$ 4.958.777	213
	RELLENO COMPACTADO	m3	1929	$ 1.915	$ 3.694.705	159
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	900	$ 89.904	$ 80.913.600	3.471
	REVEST. ALB. DE PIEDRA. e = 20 cm	m2	7731	$ 20.980	$ 162.192.668	6.958
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	12960	$ 832	$ 10.782.720	463
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	375	$ 43.394	$ 16.272.750	698
	GASTOS FIJOS				$ 278.815.220	11.961
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 13.940.761	598
	UTILIDADES	%	12		$ 33.457.826	1.435
	IMPREVISTOS	%	2		$ 5.576.304	239
	TOTAL				$ 331.790.112	14.234

19.2. Obras de Arte

19.2.1. Cruce de Quebradas

En los siguientes cuadros se incluyen los presupuestos de las obras de cruce de quebradas.

CUADRO 19.1-4
CRUCE QUEBRADA EN KM 2,76

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 24	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	78	$ 2.045	$ 159.151	7
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	12	$ 5.861	$ 71.677	3
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	6	$ 89.904	$ 525.039	23
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	20	$ 50.236	$ 1.007.074	43
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	292	$ 830	$ 242.360	10
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	5	$ 43.394	$ 195.273	8
	CAJON DE HORMIGÓN 1,2X1,2X2,0	Unid.	5	$ 356.636	$ 1.783.178	76
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	15	$ 1.155	$ 17.325	1
	GASTOS FIJOS				$ 4.001.078	172
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 200.054	9
	UTILIDADES	%	12		$ 480.129	21
	IMPREVISTOS	%	2		$ 80.022	3
	TOTAL				$ 4.761.283	204

CUADRO 19.1-5
CRUCE QUEBRADA EN KM 4,97

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA 56	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	573	$ 2.045	$ 1.172.730	50
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	190	$ 5.861	$ 1.115.543	48
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	22	$ 50.236	$ 1.082.391	46
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	8	$ 89.904	$ 681.832	29
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	379	$ 830	$ 314.736	14
	GAVION	m3	11	$ 21.494	$ 236.434	10
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1	$ 43.394	$ 27.078	1
	GASTOS FIJOS				$ 4.630.743	199
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 231.537	10
	UTILIDADES	%	12		$ 555.689	24
	IMPREVISTOS	%	2		$ 92.615	4
	TOTAL				$ 5.510.584	236

CUADRO 19.1-6
CRUCE QUEBRADA EN KM 7,05

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 77	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	144	$ 2.045	$ 294.251	13
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	20	$ 5.861	$ 118.826	5
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	15	$ 89.904	$ 1.342.581	58
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	16	$ 50.236	$ 809.809	35
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	747	$ 830	$ 619.740	27
	REJILLA 1,0x1,0	Unid.	5	$ 107.815	$ 539.075	23
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1	$ 43.394	$ 31.851	1
	TUBO DE HORMIGÓN D=1,2X2,5	m	3	$ 262.875	$ 788.625	34
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m3	14	$ 1.265	$ 17.078	1
	GASTOS FIJOS				$ 4.561.836	196
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 228.092	10
	UTILIDADES	%	12		$ 547.420	23
	IMPREVISTOS	%	2		$ 91.237	4
	TOTAL				$ 5.428.585	233

CUADRO 19.1-7
CRUCE QUEBRADA EN KM 7,13

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 79	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	16	$ 2.045	$ 31.861	1
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	10	$ 5.861	$ 61.072	3
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	14	$ 89.904	$ 1.285.807	55
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	15	$ 50.236	$ 744.301	32
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	715	$ 830	$ 593.533	25
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0	$ 43.394	$ 14.060	1
	GASTOS FIJOS				$ 2.730.633	117
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 136.532	6
	UTILIDADES	%	12		$ 327.676	14
	IMPREVISTOS	%	2		$ 54.613	2
	TOTAL				$ 3.249.453	139

CUADRO 19.1-8
CRUCE QUEBRADA EN KM 8,23

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 95	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	122	$ 2.045	$ 249.490	11
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	16	$ 5.861	$ 93.190	4
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5	$ 89.904	$ 476.491	20
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	45	$ 50.236	$ 2.235.514	96
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	116	$ 830	$ 96.446	4
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0	$ 43.394	$ 17.358	1
	TUBO DE HORMIGÓN D=1,0X2,5	Unid.	3	$ 184.964	$ 554.893	24
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	10	$ 1.155	$ 11.550	0
	GASTOS FIJOS				$ 3.734.931	160
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 186.747	8
	UTILIDADES	%	12		$ 448.192	19
	IMPREVISTOS	%	2		$ 74.699	3
	TOTAL				$ 4.444.568	191

CUADRO 19.1-9
CRUCE QUEBRADA EN KM 8,68

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 100	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	21	$ 2.045	$ 42.963	2
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	3	$ 5.861	$ 16.003	1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	8	$ 89.904	$ 710.601	30
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	19	$ 50.236	$ 974.584	42
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	395	$ 830	$ 328.016	14
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0	$ 43.394	$ 17.358	1
	GASTOS FIJOS				$ 2.089.525	90
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 104.476	4
	UTILIDADES	%	12		$ 250.743	11
	IMPREVISTOS	%	2		$ 41.791	2
	TOTAL				$ 2.486.535	107

19.2.2. Cambio de Obras de Arte Existentes

De acuerdo con lo indicado en capítulo anterior, producto de las obras de revestimiento proyectadas, hay obras de arte que hoy existen en el canal pero que deben ser cambiadas para un correcto funcionamiento del canal. En los siguientes cuadros se incluyen los presupuestos de cada una de dichas obras.

CUADRO 19.1-10
PUENTE VEHICULAR Y ALCANTARILLA EN KM 4,59

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 53	DEMOLICIÓN	m3	10	$ 37.042	$ 352.047	15,1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5	$ 89.904	$ 491.955	21,1
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	274	$ 830	$ 227.088	9,7
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1	$ 43.394	$ 4.166	0,2
	GASTOS FIJOS				$ 1.075.256	46,1
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 53.763	2,3
	UTILIDADES	%	12		$ 129.031	5,5
	IMPREVISTOS	%	2		$ 21.505	0,9
	TOTAL				$ 1.279.554	54,9

CUADRO 19.1-11
ALCANTARILLA EN KM 7,66

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 87	DEMOLICIÓN	m3	16	$ 37.042	$ 606.571	26
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	12	$ 50.236	$ 606.050	26
	GAVION	m3	18	$ 21.494	$ 386.892	17
	GASTOS FIJOS				$ 1.599.513	69
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 79.976	3
	UTILIDADES	%	12		$ 191.942	8
	IMPREVISTOS	%	2		$ 31.990	1
	TOTAL				$ 1.903.421	82

CUADRO 19.1-12
ALCANTARILLA EN KM 8,19

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 94	DEMOLICIÓN	m3	20	$ 37.042	$ 740.840	32
	GAVION	m3	20	$ 21.494	$ 429.880	18
	GASTOS FIJOS				$ 1.170.720	50
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 58.536	3
	UTILIDADES	%	12		$ 140.486	6
	IMPREVISTOS	%	2		$ 23.414	1
	TOTAL				$ 1.393.157	60

CUADRO 19.1-13
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 10,17

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 124	DEMOLICIÓN	m3	1	$ 37.042	$ 51.859	2,2
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	2	$ 89.904	$ 188.798	8,1
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	105	$ 830	$ 87.150	3,7
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1	$ 43.394	$ 3.038	0,1
	GASTOS FIJOS				$ 330.845	14,2
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 16.542	0,7
	UTILIDADES	%	12		$ 39.701	1,7
	IMPREVISTOS	%	2		$ 6.617	0,3
	TOTAL				$ 393.705	16,9

CUADRO 19.1-14
CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA EN KM 10,18

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 126	DEMOLICIÓN	m3	20	$ 37.042	$ 729.809	31,3
	GAVION	m3	6	$ 21.494	$ 120.366	5,2
	GASTOS FIJOS				$ 850.176	36,5
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 42.509	1,8
	UTILIDADES	%	12		$ 102.021	4,4
	IMPREVISTOS	%	2		$ 17.004	0,7
	TOTAL				$ 1.011.709	43,4

CUADRO 19.1-15
CRUCE DE CANAL CON TUBERÍA EN KM 11,71

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 148	DEMOLICIÓN	m3	25	$ 37.042	$ 927.907	39,8
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	4	$ 536.728	$ 2.146.912	92,1
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	17	$ 1.155	$ 19.635	0,8
	GASTOS FIJOS				$ 3.094.454	132,8
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 154.723	6,6
	UTILIDADES	%	12		$ 371.334	15,9
	IMPREVISTOS	%	2		$ 61.889	2,7
	TOTAL				$ 3.682.400	158,0

CUADRO 19.1-16
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 11,79

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 150	DEMOLICIÓN	m3	6	$ 37.042	$ 222.215	10
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	9	$ 89.904	$ 777.310	33
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	1	$ 89.904	$ 113.926	5
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	432	$ 830	$ 358.809	15
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	18	$ 832	$ 15.182	1
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1	$ 43.394	$ 22.912	1
	GASTOS FIJOS				$ 1.510.354	65
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 75.518	3
	UTILIDADES	%	12		$ 181.243	8
	IMPREVISTOS	%	2		$ 30.207	1
	TOTAL				$ 1.797.322	$ 77

CUADRO 19.1-17
ALCANTARILLA EN KM 12,12

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 150	DEMOLICIÓN	m3	6	$ 37.042	$ 222.215	9,5
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	9	$ 89.904	$ 777.310	33,3
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	1	$ 89.904	$ 113.926	4,9
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	432	$ 830	$ 358.809	15,4
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	18	$ 832	$ 15.182	0,7
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1	$ 43.394	$ 22.912	1,0
	GASTOS FIJOS				$ 1.510.354	64,8
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 75.518	3,2
	UTILIDADES	%	12		$ 181.243	7,8
	IMPREVISTOS	%	2		$ 30.207	1,3
	TOTAL				$ 1.797.322	77,1

CUADRO 19.1-18
CANAL EN TUBERÍA EN KM 12,21

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 153	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	32	$ 2.045	$ 65.767	2,8
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	32	$ 50.236	$ 1.615.599	69,3
	GASTOS FIJOS				$ 1.681.366	72,1
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 84.068	3,6
	UTILIDADES	%	12		$ 201.764	8,7
	IMPREVISTOS	%	2		$ 33.627	1,4
	TOTAL				$ 2.000.825	85,8

CUADRO 19.1-19
CANAL EN ALCANTARILLA EN KM 12,36

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 157	DEMOLICIÓN	m3	1	$ 37.042	$ 19.295	1
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	6	$ 536.728	$ 3.220.368	138
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	24	$ 1.155	$ 27.720	1
	GASTOS FIJOS				$ 3.267.383	140
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 163.369	7
	UTILIDADES	%	12		$ 392.086	17
	IMPREVISTOS	%	2		$ 65.348	3
	TOTAL				$ 3.888.185	27

CUADRO 19.1-20
PUENTE VEHICULAR EN KM 12,67

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 165	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	3	$ 89.904	$ 242.741	10,4
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	135	$ 830	$ 112.050	4,8
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1	$ 43.394	$ 3.905	0,2
	GASTOS FIJOS				$ 358.696	15
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 17.935	0,8
	UTILIDADES	%	12		$ 43.044	1,8
	IMPREVISTOS	%	2		$ 7.174	0,3
	TOTAL				$ 426.849	18

CUADRO 19.1-21
PASARELA PEATONAL CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 12,97

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 168	DEMOLICIÓN	m3	1	$ 37.042	$ 20.744	0,9
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	1	$ 89.904	$ 107.885	4,6
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	60	$ 830	$ 49.800	2,1
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,04	$ 43.394	$ 1.736	0,1
	GASTOS FIJOS				$ 180.164	8
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 9.008	0,4
	UTILIDADES	%	12		$ 21.620	0,9
	IMPREVISTOS	%	2		$ 3.603	0,2
	TOTAL				$ 214.395	9

CUADRO 19.1-22
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 13,41

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 176	DEMOLICIÓN	m3	25	$ 37.042	$ 931.792	40,0
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	9	$ 89.904	$ 822.622	35,3
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	1	$ 89.904	$ 116.516	5,0
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	458	$ 830	$ 379.725	16,3
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	19	$ 832	$ 15.527	0,7
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0	$ 43.394	$ 3.905	0,2
	GASTOS FIJOS				$ 2.270.086	97,4
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 113.504	4,9
	UTILIDADES	%	12		$ 272.410	11,7
	IMPREVISTOS	%	2		$ 45.402	1,9
	TOTAL				$ 2.701.403	115,9

CUADRO 19.1-23
PUENTE VEHICULAR CON MUROS DE HORMIGÓN EN KM 13,58

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 178	DEMOLICIÓN	m3	3	$ 37.042	$ 127.721	5
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	4	$ 89.904	$ 400.612	17
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	223	$ 830	$ 184.924	8
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,1	$ 43.394	$ 3.645	0
	GASTOS FIJOS				$ 716.902	31
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 35.845	2
	UTILIDADES	%	12		$ 86.028	4
	IMPREVISTOS	%	2		$ 14.338	1
	TOTAL				$ 853.114	37

CUADRO 19.1-24
CANAL EN ALCANTARILLA EN KM 13,70

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 181	DEMOLICIÓN	m3	1	$ 37.042	$ 36.306	2
	CAJON DE HORMIGÓN 2,0X1,0X2,0	uni	3	$ 536.728	$ 1.610.184	69
	CAMA DE ARENA PARA TUBERÍA (e =10 cm)	m2	12	$ 1.155	$ 14.322	1
	GASTOS FIJOS				$ 1.660.812	71
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 83.041	4
	UTILIDADES	%	12		$ 199.297	9
	IMPREVISTOS	%	2		$ 33.216	1
	TOTAL				$ 1.976.366	85

CUADRO 19.1-25
SECCIÓN REVESTIDA EN KM 14,00

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
FICHA 184	DEMOLICIÓN	m3	2	$ 37.042	$ 73.343	3,1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	3	$ 89.904	$ 242.741	10,4
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	135	$ 830	$ 112.050	4,8
	GASTOS FIJOS				$ 428.134	18,4
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 21.407	0,9
	UTILIDADES	%	12		$ 51.376	2,2
	IMPREVISTOS	%	2		$ 8.563	0,4
	TOTAL				$ 509.479	21,9

19.2.3. Descargas de Quebradas Dentro del Canal

En los siguientes cuadros se incluyen los presupuestos de las obras de descarga desde quebrada al canal.

CUADRO 19.1-26
DESCARGA QUEBRADA EN KM 10,39

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 131	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	118	$ 2.045	$ 241.780	10
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	3	$ 5.861	$ 20.256	1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	10	$ 89.904	$ 863.330	37
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	480	$ 830	$ 398.516	17
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	1	$ 43.394	$ 21.871	1
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	10	$ 50.236	$ 522.512	22
	GASTOS FIJOS				$ 2.068.265	89
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 103.413	4,4
	UTILIDADES	%	12		$ 248.192	10,6
	IMPREVISTOS	%	2		$ 41.365	1,8
	TOTAL				$ 2.461.235	106

CUADRO 19.1-27
DESCARGA QUEBRADA EN KM 10,82

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 136	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	18	$ 2.045	$ 37.577	2
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	4	$ 5.861	$ 23.673	1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	14	$ 89.904	$ 1.268.491	54
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	705	$ 830	$ 585.540	25
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	2	$ 43.394	$ 68.020	3
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	4	$ 50.236	$ 181.916	8
	GASTOS FIJOS				$ 2.165.217	93
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 108.261	4,6
	UTILIDADES	%	12		$ 259.826	11,1
	IMPREVISTOS	%	2		$ 43.304	1,9
	TOTAL				$ 2.576.608	111

CUADRO 19.1-28
DESCARGA QUEBRADA EN KM 13,05

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
QUEBRADA FICHA 170	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	22	$ 2.045	$ 44.685	2
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	2	$ 5.861	$ 14.313	1
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5	$ 89.904	$ 426.325	18
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	237	$ 830	$ 196.793	8
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0	$ 43.394	$ 15.492	1
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	5	$ 50.236	$ 238.848	10
	GASTOS FIJOS				$ 936.455	40
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 46.823	2,0
	UTILIDADES	%	12		$ 112.375	4,8
	IMPREVISTOS	%	2		$ 18.729	0,8
	TOTAL				$ 1.114.382	48

19.2.4. Desarenador al Inicio Tramo Entubado Proyectado (sector bocatoma chica)

El presupuesto del desarenador se incluye en el Cuadro 19.1-29 siguiente.

CUADRO 19.1-29
DESARENADOR AL INICIO TRAMO ENTUBADO

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
DESARENADOR	EXCAVACIÓN CON MÁQUINA EN MATERIAL COMÚN	m3	152	$ 2.045	$ 311.331	13
	RELLENO ESTRUCTURAL EN TORNO A OBRA POR CAPAS	m3	74	$ 5.861	$ 432.636	19
	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	52	$ 89.904	$ 4.663.231	200
	HORMIGONADO H25 RADIER	m3	5	$ 89.904	$ 467.141	20
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	2593	$ 830	$ 2.152.564	92
	MALLA ACMA SIMPLE - D=8mm	Kg	75	$ 832	$ 62.252	3
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	9	$ 43.394	$ 378.517	16
	CODOS HDPE 90º DN400	uni.	4	$ 181.020	$ 724.080	31
	TUBO HDPE DN400	m	11	$ 6.214	$ 68.354	3
	VALVULA COMPUERTA DN400	uni.	2	$ 1.083.183	$ 2.166.366	93
	COMPUERTA	uni.	4	$ 1.627.000	$ 6.508.000	279
	FIERRO REJAS/BARANDA	Kg	641	$ 830	$ 532.030	23
	GASTOS FIJOS				$ 18.466.501	792
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 923.325	40
	UTILIDADES	%	12		$ 2.215.980	95
	IMPREVISTOS	%	2		$ 369.330	16
	TOTAL				$ 21.975.136	943

19.2.5. Obras de Aforos

A continuación se presenta el presupuesto de obras de aforo, que se ubicarán a continuación de las bocatomas grande y chica.

CUADRO 19.1-30
OBRA DE AFORO BOCATOMA GRANDE

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
OBRA AFORO BOCATOMA GRANDE	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	5	$ 89.904	$ 411.706	17,7
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	229	$ 830	$ 190.045	8,2
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	0,2	$ 43.394	$ 9.501	0,4
	ENROCADO CONSOLIDADO DE PROTECCION	m3	0,3	$ 50.236	$ 14.508	0,6
	GASTOS FIJOS				$ 625.761	26,8
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 31.288	1,3
	UTILIDADES	%	12		$ 75.091	3,2
	IMPREVISTOS	%	2		$ 12.515	0,5
	TOTAL				$ 744.655	31,9

CUADRO 19.1-31
OBRA DE AFORO BOCATOMA CHICA

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
OBRA AFORO BOCATOMA CHICA	HORMIGONADO H25 CONTROLADO	m3	17	$ 89.904	$ 1.546.538	66,3
	ENFIERRADURA D=8mm A44	Kg	860	$ 830	$ 713.887	30,6
	EMPLANTILLADO (HORMIGÓN H5)	m3	2,7	$ 43.394	$ 115.996	5,0
	GASTOS FIJOS				$ 2.376.421	102,0
	GASTOS GENERALES	%	5		$ 118.821	5,1
	UTILIDADES	%	12		$ 285.170	12,2
	IMPREVISTOS	%	2		$ 47.528	2,0
	TOTAL				$ 2.827.941	121,3

19.2.6. Obras de Medición Remota de Caudales

a) Bocatoma N° 1 (bocatoma grande)

A continuación se incluyen los costos de las obras asociadas a las obras para medición remota de caudales.

1.- Equipo Estación Satelital con Transmisor

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Datalogger	Un	1.0	1.470.000	1.470.000
2	Antena	Un	1.0	90.000	90.000
3	Batería 12 Volts	Un	1.0	75.000	75.000
4	Software Estación de Medición	Un	1.0	1.090.000	1.090.000
5	Software Computacional	Un	1.0	210.000	210.000
6	Sensor de nivel OTT PLS	Un	1.0	860.000	860.000
7	Panel Solar	Un	1.0	215.000	215.000
8	Instalación y puesta en marcha	Un	1.0	1.500.000	1.500.000
Sub Total Equipos Estaciones					**5.510.000**

2.- Estructura de Hormigón Cámara Limnigráfica Tipo CS 6

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Excavación	m^3	20	2.045	40.900
2	Hormigón H25	m^3	4,5	89.904	404.568
4	Acero calidad A44 - 28H	kg	315	830	261.450
5	Moldaje recto madera	m^2	54	10.531	568.674
Sub Total Cámara Limnigráfica					**1.272.592**

3.- Caseta Datalogger

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Perfil L 40x40x5	kg	29.0	830	24.070
2	Perfil L 25x25x4	kg	9.0	830	7.470
3	Perfil L 50x50x6	kg	10.0	830	8.300
4	Pletina 25x4	kg	2.0	830	1.660
5	Acero A36 ϕ 12	kg	2.0	830	1.660
6	Plancha e=10	kg	10.0	830	8.300
7	Plancha e=8	kg	40.0	830	33.200
8	Plancha e=3	kg	16.0	830	13.280
9	Plancha e=2,5 mm	kg	77.0	830	63.910
10	Pernos ϕ 16x250	un	4.0	6,019	24.075
11	Pernos ϕ 8x30	un	11.0	6,019	66.207
12	Bisagras	un	4.0	2,508	10.031
Sub Total Caseta					**262.164**

4.- Regla Limnimétrica Adosada en Interior del Pozo y en Sección de Aforo

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Regla Limnimetrica Acrilico de 1 m (1)	Un	1.0	1,003	1.003
2	Porta Regla (perfil de acero) de 1 m (1)	Un	1.0	30,094	30.094
3	Perfil Costanera (125x75x15) de 1,5 m	Un	1.0	30,094	30.094
Sub Total Regla					**61.191**

5.- Cierre Perimetral

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
	Cerco Perimetral con Malla Acmafor 16 m (1)	Gl	1.0	1,203,765	1.203.765
Sub Total Cierre Perimetral					**1.203.765**

SUBTOTAL COSTOS OBRA MEDICIÓN BOCATOMA GRANDE	**8.312.712**

b) Bocatoma N° 2 (bocatoma chica)

A continuación se incluyen los costos de las obras asociadas a las obras para medición remota de caudales.

1.- Equipo Estación Satelital con Transmisor

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Datalogger	Un	1.0	1.470.000	1.470.000
2	Antena	Un	1.0	90.000	90.000
3	Batería 12 Volts	Un	1.0	75.000	75.000
4	Software Estación de Medición	Un	1.0	1.090.000	1.090.000
5	Software Computacional	Un	1.0	210.000	210.000
6	Sensor de nivel	Un	1.0	860.000	860.000
7	Panel Solar	Un	1.0	215.000	215.000
8	Instalación y puesta en marcha	Un	1.0	1.500.000	1.500.000
Sub Total Equipos Estaciones					**5.510.000**

2.- Estructura de Hormigón Cámara Limnigráfica Tipo CS 6

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Excavación	m^3	20	2.045	40.900
2	Hormigón H25	m^3	4,5	89.904	404.568
4	Acero calidad A44 - 28H	kg	315	830	261.450
5	Moldaje recto madera	m^2	54	10.531	568.674
Sub Total Cámara Limnigráfica					**1.272.592**

3.- Caseta Dataloger

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Perfil L 40x40x5	kg	29.0	830	24.070
2	Perfil L 25x25x4	kg	9.0	830	7.470
3	Perfil L 50x50x6	kg	10.0	830	8.300
4	Pletina 25x4	kg	2.0	830	1.660
5	Acero A36 ϕ 12	kg	2.0	830	1.660
6	Plancha e=10	kg	10.0	830	8.300
7	Plancha e=8	kg	40.0	830	33.200
8	Plancha e=3	kg	16.0	830	13.280
9	Plancha e=2,5 mm	kg	77.0	830	63.910
10	Pernos ϕ 16x250	un	4.0	6,019	24.075
11	Pernos ϕ 8x30	un	11.0	6,019	66.207
12	Bisagras	un	4.0	2,508	10.031
Sub Total Caseta					**262.164**

4.- Regla Limnimétrica Adosada en Interior del Pozo y en Sección de Aforo

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
1	Regla Limnimetrica Acrilico de 1 m (1)	Un	1.0	1.003	1.003
2	Porta Regla (perfil de acero) de 1 m (1)	Un	1.0	30.094	30.094
3	Perfil Costanera (125x75x15) de 1,5 m	Un	1.0	30.094	30.094
Sub Total Regla					**61.191**

5.- Cierre Perimetral

Item	Designación	Unidad	Cantidad	P.Unitario	P.Total
				$	$
	Cerco Perimetral con Malla Acmafor 16 m (1)	Gl	1.0	1.203.765	1.203.765
Sub Total Cierre Perimetral					**1.203.765**

SUBTOTAL COSTOS OBRA MEDICIÓN BOCATOMA CHICA	**8.312.712**

19.3. Presupuesto Total

A continuación se muestra un resumen con los costos totales de proyecto.

CUADRO 19.1-32
COSTOS TOTALES

ITEM	GASTO FIJO	
	TOTAL ($)	TOTAL (UF)
REVESTIMIENTO	$ 1.029.282.832	44.157
CRUCES DE QUEBRADAS	$ 21.748.747	933
DESCARGAS DE QUEBRADAS A CANAL	$ 5.169.937	222
CAMBIO DE OBRAS DE ARTE EXISTENTES	$ 22.005.591	944
DESARENADOR	$ 18.466.501	792
OBRAS DE AFORO	$ 3.002.181	129
MEDICIÓN REMOTA DE CAUDALES	$ 16.625.424	713
TOTAL GASTO FIJO	$ 1.116.301.213	47.890
GASTOS GENERALES 5%	$ 55.815.061	2.395
UTILIDADES 12%	$ 133.956.146	5.747
IMPREVISTOS 2%	$ 22.326.024	958
TOTAL	$ 1.328.398.444	56.989

20. COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENCIÓN DE OBRAS

20.1. Costos

En varias oportunidades se consultó a la Asociación de Canalistas del canal Lo Rojas respecto a los costos anuales de mantención y operación que involucra el funcionamiento del canal Lo Rojas; específicamente se les consultó, para los últimos 5 años, la siguiente información:

- Costos de operación del canal, relacionado con los costos de secretaria, celador, arriendo oficina, abogado, cobranzas, etc.
- Costos de mantención, relacionado con desmalezamiento, limpieza de luchecillo, desembanque, etc.
- Costos de reparación, de reemplazo o de nuevas obras (tipo de obra y costo asociado).

Hechas las consultas a los directivos del canal, nunca hubo una respuesta

formal de parte de la directiva.

Información entregada verbalmente por la directiva del canal, señalaban costos de operación y mantención de aproximadamente 50 millones de pesos anuales.

En términos generales, y de acuerdo con la experiencia que se tiene del funcionamiento de otras organizaciones de canalistas, los costos de mantención y operación debieran considerar lo siguiente:

- Asignación, por parte de la directiva de la asociación de canalistas, de una persona idónea y de su absoluta confianza para desempeñarse como encargado del canal. En este caso, esa labor la cumple don Claudio Vivanco.
- El encargado del canal debiera contratar a un celador para cumplir las funciones de reparto de agua e inspecciones rutinarias de las obras. El celador debe ser el encargado de informar al encargado del canal el estado en que se encuentran las obras, y tiene que ser la persona que comunicará de las eventuales reparaciones a la cual debe ser sometido el canal. En este caso, la directiva tiene contratado como celador a don Juan Carlos Torres Oyanedel.
- La asociación de canalistas debe proveer al encargado del canal de un medio de transporte adecuado y de comunicación para el cabal cumplimiento de sus funciones. En este caso, actualmente el encargado del canal dispone de vehículo y celular para la correcta y oportuna comunicación con la directiva, por cualquier problema que pudiese ocurrir en el canal.

En términos generales, los costos de operación y mantención de las obras debieran considerar los siguientes ítemes:

- Costos de Operación: bencina y mantención vehículo encargado del canal, celular encargado del canal y celador, honorarios media jornada encargado del canal y sueldo celador (contrato), sueldo secretaría, arriendo oficina, insumos oficina, luz, agua, aseo, cobranzas, asesoría legal, asesoría técnica.

- Costos de Mantención: limpieza anual del canal (desmalezamiento, luchecillo, etc.); labores de desembanque; mantención y limpieza anual de bocatoma grande y bocatoma chica; reparación y/o construcción de obras de arte (compuertas, alcantarillas, entubaciones, etc.

20.2. Manual de Operación y Mantención

El presente capítulo tiene por finalidad describir las actividades a realizar y procedimientos a seguir una vez construidas y puestas en servicio las obras contempladas en el proyecto de mejoramiento del canal Lo Rojas.

Dado que las obras en general se encuentran a la intemperie, sometidas a las diversas acciones naturales del ambiente, que puede llegar a ser muy agresivo según el tipo de material y obra de que se trate, es necesario establecer un sistema o procedimiento tanto de mantención de las obras, como también de operación. Lo primero para evitar su deterioro progresivo y acelerado y lo segundo para asegurar las condiciones de funcionamiento previstas.

Todo lo anterior permitirá, mediante acciones preventivas y oportunas, salvaguardar las inversiones realizadas, en términos de maximizar la vida útil de las obras así como también minimizar los costos de conservación y reparación del canal y sus obras.

Este capítulo se ha subdividido en el Manual de Mantenimiento, que describe las inspecciones y trabajos periódicos que deben realizarse habitualmente en las obras, y en el Manual de Operaciones, que describe los cuidados y manejos que deben tenerse presente para el adecuado funcionamiento de éstas.

20.2.1. Manual de Mantenimiento

El presente Manual de Mantención incluye en primer lugar los procedimientos recomendados para detectar, caracterizar y priorizar los sectores u obras que requieren de trabajos de mantención. Luego se indican las labores de mantención necesarias en las defensas y el canal y sus obras anexas y también el tipo de mantención requerida en algunos casos específicos.

20.2.1.1. Inspecciones de Tipo Rutinaria

Se entenderá como inspección o seguimiento rutinario, al recorrido general del canal en forma regular y periódica, con el objetivo de llevar al día información tanto del estado de conservación del canal como de sus obras de arte, todo lo cual deberá quedar consignado por escrito en una bitácora.

En dicha bitácora deberá hacerse una descripción general de los tramos y sectores visitados, así como la identificación y clasificación de los problemas detectados. La información debe ser ingresada a archivos o bases de datos simples que contengan los antecedentes recopilados durante las inspecciones e información adicional de respaldo, tales como croquis y otros detalles que permitan ayudar y fundamentar la formulación de diagnósticos.

Las inspecciones rutinarias deben realizarse en forma periódica, pudiendo considerarse lapsos de 3 a 6 meses entre visitas, incluyendo el período en que no se riega. Uno de estos recorridos debe realizarse con el canal en seco, aprovechando esta ocasión para inspeccionar interiormente todas las obras.

Para llevar a cabo este seguimiento, es fundamental cumplir con al menos los siguientes requisitos.

- Debe existir acceso expedito a todas las obras, para lo cual deben mantenerse los caminos de acceso y berma del canal.

- El recorrido debe ser apoyado con la información proporcionada por los celadores y personas ribereñas del canal, la que debe ser verificada durante la inspección.

- Se deben tener identificada todas y cada una de las obras existentes a lo largo del canal, debiendo contarse con datos tales como fecha de construcción, ubicación (balizado), elementos que la constituyen, fecha de la última mantención, etc.

- Todas las obras deben ser visitadas, para lo cual es necesario realizar una programación adecuada de las visitas, en términos de coordinación con los celadores, regantes, etc.

- De preferencia deben proveerse antecedentes respecto de la condición inicial en que cada obra nueva es entregada (fotografías, monografías u otros).

Los antecedentes recopilados deben ser enfocados a identificar y caracterizar los siguientes aspectos:

(i) Canal: Sección tipo por tramo, crecimiento de vegetación en el cauce, derrumbes de bermas o caída de tierra al interior del canal, obstrucciones al escurrimiento, perforación de bermas por roedores o

crecimiento de raíces, aparición de grietas en sectores de cortes o filtraciones de agua por lado externo de la berma, afloramiento de agua en sitios próximos al canal, etc.

(ii) Obras de Hormigón: Aspecto general del hormigón, afloramiento de sales, desprendimientos, aparición de grietas o fisuras, descascaramientos, pérdidas del agregado grueso o fino, afloramiento de fundaciones, etc. Para las obras de hormigón como alcantarillas con recintos cerrados, debe considerarse la revisión anual por el interior de éstos.

(iii) Elementos y Accesorios Metálicos: Estado de conservación de la pintura, aparición de manchas de óxido, orificios o picaduras, filtraciones, facilidad de accionamiento ("agripamiento"), endurecimiento o pérdida de lubricantes.

20.2.1.2. Inspecciones Extraordinarias

Se deberá realizar una inspección extraordinaria de todas las obras y el canal con posterioridad a la ocurrencia de eventos meteorológicos extremos, que generen aportes laterales importantes al interior del canal o caudales de importancia en los cursos donde se ubican sus bocatomas. Especial cuidado deberá ser la inspección en el tramo donde el canal Lo Rojas irá con sección trapezoidal abierta.

Se debe atender a caracterizar el canal y sus obras de acuerdo a lo indicado para las inspecciones rutinarias.

20.2.1.3. Mantención del Cauce del Canal

Los trabajos que deben realizarse una vez al año en el cauce del canal son los siguientes:

- Desembanque del fondo. Para ello debería contarse con puntos de control en los tramos no revestidos en el canal con el fin de chequear la cota de fondo en todo su largo. Debe mantenerse la sección tipo por tramos, eliminando embanques, crecimiento de vegetación u otros.

- Limpieza del cauce y bermas. Debe eliminarse toda la vegetación al interior de los cauces de los canales así como de los caminos de borde.

- Eliminación de madrigueras en las bermas. Todas las madrigueras deben ser abiertas y rellenas con material apropiado, eliminando la posibilidad de debilitamiento de las bermas y posibles filtraciones. Los materiales utilizados para los rellenos deben permitir su compactación mediante apisonado, no permitiéndose el uso de arenas o materias orgánicas.

- Ampliación y reconstrucción de bermas destruidas por erosión o lluvias intensas, para facilitar el acceso a todas las obras.

20.2.1.4. Mantención de Obras de Hormigón

En las obras de hormigón deben realizarse mantenciones sólo cuando existan evidencias de aparición de algún problema. Estos últimos en general se pueden clasificar de acuerdo al siguiente detalle:

(i) Erosión por abrasión

Este tipo de desgaste suele producirse por la acción de arcilla, arena, grava y otros sólidos arrastrados por el agua que circula a cierta velocidad por los canales y obras de arte. La existencia de este tipo de daño se manifiesta como una pérdida de espesor del revestimiento y su magnitud depende de la calidad del hormigón. En general, los hormigones de buena calidad sufren un ligero desgaste de aspecto uniforme; en cambio, los hormigones de mala calidad sufren la pérdida del mortero en una primera etapa, dejando expuesta la grava, que posteriormente se desprende, aumentando el daño y perdiendo espesor. Esto último debe ser motivo de especial preocupación debiendo realizarse labores de mantención, recubriendo las áreas erosionadas con mortero de cemento.

(ii) Erosión por Cavitación

Se origina cuando el agua circula a alta velocidad sobre obstrucciones que se proyectan por sobre el plano de la superficie de hormigón (de fondo o paredes), tales como los resaltes que quedan cuando el moldaje pierde continuidad en sus uniones o cuando existen cambios bruscos en las pendientes y en zonas de curvaturas. La cavitación produce el picado del hormigón el cual, progresa rápidamente, rompiéndose el mortero y continuando con el desprendimiento de la grava.
Corresponde en este caso reparar los tramos afectados mediante recubrimiento de mortero de cemento, precaviendo la posibilidad de dejar nuevas irregularidades que pudieran reproducir el fenómeno.

(iii) Grietas

La aparición de grietas puede producirse por efectos térmicos, reacciones químicas, corrosión de armaduras o por esfuerzos no controlados tales como sismos, asentamientos, sobrecargas debidas a derrumbes, impactos, etc.

Para el tratamiento de este tipo de fallas, debe tenerse presente que existen grietas que pueden cerrarse mediante inyección de productos adhesivos de muy buenas características mecánicas con lo cual se puede restituir, en muchos casos, el carácter monolítico del hormigón, mientras que otras grietas o fisuras no son inyectables porque el origen de las mismas sigue vivo y es progresivo como ocurre en el caso de las que son consecuencia de una acción de tipo químico o electroquímico.

Conforme a ello debe tenerse presente que las fisuras pueden considerarse divididas en dos tipos: unas formadas por las grietas con movimiento o vivas y otras formadas por las grietas fijas o muertas. Ambos tipos son inyectables, aunque con materiales diferentes; en el primer caso hay que utilizar productos flexibles dado que si se empleasen elementos rígidos el hormigón terminaría rompiéndose bien por el mismo lugar o bien por otro más o menos próximo (caso típico de las fisuras de origen térmico). En el segundo tipo de fisuras se emplean productos rígidos dado que al estar las fisuras estabilizadas, el producto de inyección no va a estar sometido a tensiones alternadas de tracción y compresión o de corte.

En la inyección con sistemas rígidos se pretende restituir el carácter monolítico al hormigón, aparte de lograr un sellado total de las fisuras o grietas, mientras que con los sistemas flexibles se busca dar impermeabilidad a la grieta, no sólo frente al agua sino también frente a los agentes agresivos que pudieran entrar a través de las fisuras.

(iv) Abertura de Juntas

Este tipo de daños puede producirse en las juntas de hormigonado o en juntas de construcción. En las primeras se manifiesta en forma de una ligera separación que puede deberse a acciones sísmicas o asentamientos; en las juntas de contracción, puede originarse por la pérdida del material de sello que se ha rigidizado, fracturándose y desprendiéndose posteriormente. En ambos casos el daño puede dar origen a filtraciones.

Las soluciones que es posible plantear en este caso se enmarcan dentro de lo expuesto para el tratamiento de grietas.

(v) Eflorescencias

Consiste en el depósito de sales, normalmente de color blanco sobre la superficie del hormigón. Generalmente constituyen un claro indicio de la existencia de filtraciones de agua a través del hormigón, canalizándose por nidos, grietas o aberturas de juntas.

Al detectarse la presencia de estos depósitos salinos, deberá inspeccionarse la obra para ubicar la vía de filtración y proceder a su tratamiento.

(vi) Tratamiento General

En cada uno de los casos expuestos el procedimiento general de reparación consistirá en lo descrito a continuación:

- Limpiar, mediante picado la zona a reparar, eliminando el material suelto y dando una forma regular a la cavidad, considerando siempre una profundidad de al menos 5 cm.

- Colocar un moldaje adecuado y rellenar la cavidad con hormigón de 340 kilogramos de cemento por metro cúbico, con áridos de buena calidad, de tamaño máximo 1/4" (6 mm), debiendo considerarse el uso de un aditivo expansor. Se recomienda utilizar la siguiente dosificación:

Cemento	: 340 kg/m^3
Gravilla 1/4"	: 745 lt/m^3
Arena	: 475 lt/m^3

- El hormigón debe ser de aspecto plástico, de un asentamiento máximo de 6 cm, medido en el cono de Abrams. La compactación del hormigón debe ser muy bien realizada, pudiendo hacerse en forma manual, mediante el apisonado con barra metálica o con estacas de madera dura.

- El moldaje se puede retirar a las 48 horas, con precaución para no dañar el hormigón. El exceso de hormigón, se puede eliminar mediante picado. La superficie de la reparación debe quedar lisa y sin resaltes respecto de las superficies contiguas.

- Debe darse un tratamiento de curado adecuado por al menos 7 días o utilizar un compuesto formador de membrana de curado.

- En el caso de grietas menores o iguales de 2 mm de espesor, podrá utilizarse Sikadur 31 o similar, siempre y cuando no respondan en su origen al óxido de las armaduras. En este último caso deberá consultarse a un especialista para establecer la causa del óxido.

- Como recomendación general puede considerarse que los sistemas epoxi permiten la inyección con facilidad en fisuras de hasta 0.1 mm. Con fisuras de hasta 2 mm deben emplearse formulaciones puras y sin disolventes formadas exclusivamente por una resina y un endurecedor; sin embargo, en fisuras de mayor amplitud no hay inconveniente en cargarlas con un árido de tipo silíceo en los tamaños antes indicados.

- En el caso de abertura de juntas, podrá utilizarse, una vez limpia y seca la superficie del hormigón, Colmaflex de Sika o similar, rellenando la junta y extendiendo el producto 5 cm a cada lado de ella.

20.2.1.5. Mantención de Elementos Metálicos

Los elementos metálicos requieren de una mantención periódica, una o dos veces al año, además de la requerida por aparición de desperfectos específicos, detectados durante el seguimiento del estado de conservación de las obras.

Dada la naturaleza de los mecanismos involucrados, y su inserción en el medio ambiente, generalmente de períodos húmedos de larga duración, el principal problema en mantención será atacar el desgaste por corrosión y enmohecimiento de uniones articuladas o tornillos sin fin.

Como regla general, en el caso de que aparezcan signos de óxido, se deberá limpiar la superficie mediante escobilla de aceros o lija, para luego aplicar alguna pintura anticorrosiva.

Cuando las manchas de óxido en su conjunto no cubran más de un 20% de la superficie total, se podrá retocar en forma localizada cada punto. Valores superiores implican repintar completamente el elemento.

Cada elemento metálico debe encontrarse cubierto mediante 2 manos de pintura anticorrosiva más el esmalte de recubrimiento.

Especial cuidado deberá tenerse con las partes móviles de los mecanismos, como por ejemplo vástagos y guías de vástagos durante las faenas de pintura, debiendo preferir separar los componentes y luego de

que la pintura se seque se vuelva a armar el conjunto. Si al armar se saltará la pintura original, esta debe ser retocada.

Al menos 4 veces al año todos los elementos articulados o de izamiento deben ser maniobrados hasta sus límites máximos a fin de precaver atascamiento debido a la acumulación de suciedad o aparición de óxido.

Todas las uniones móviles y de izamiento deben ser engrasadas cada 6 meses (2 veces al año) embetunando los elementos con lubricantes tipo Rocol Anti-Seize Compoun J 166 ó Loctile Nickel Antiseize especialmente indicados para trabajar en ambientes húmedos o líquidos que arrastren sedimentos, evitando la adherencia de partículas en la grasa.

20.2.2. Manual de Operaciones

Se describen aquí los cuidados y manejo que debe tenerse en cuenta para el adecuado trabajo de las obras contempladas en el Proyecto.

Para lograr una adecuada distribución del agua de riego se requiere tener presente:

- Es necesario llevar el control del caudal de entrada al canal Lo Rojas en la denominada bocatoma 1 (bocatoma grande), a través del sistema de medición remota de caudales, en la sección de aforo correspondiente, a través de la regla de operación de la compuerta de admisión que regula la entrada en la bocatoma. La lectura de dicha regla de operación permite regular la abertura de la compuerta de modo que el caudal que ingrese no supere los derechos autorizados a extraer desde el río.

- De igual forma, también será necesario llevar un control del caudal de entrada en la denominada bocatoma 2 (bocatoma chica), de modo que el caudal que se capte en dicha bocatoma no sobrepase los 1.000 l/s que el canal le corresponden por derechos de agua.

- Se recomienda disponer de al menos 2 celadores, uno que se encargue del sector Las Chacras y otro del sector Lo Rojas.

Con base en los antecedentes descritos, es posible establecer reglas que permitan suministrar el agua de riego en la forma más eficiente, justa y segura posible, como las siguientes:

- En caso de variación en la cantidad de agua que se suministra en la cabecera del canal, se debe informar a los celadores de cada sector. Esta información debe ser proporcionada por un administrador general, el cual debe vigilar la mantención y operación global del canal y coordinar las actividades de cada uno de los 2 celadores.

- Cada celador debe poseer en forma tabulada la abertura requerida en cada saque entubado y/o compuerta, en función del nivel de aguas en el canal. Para ello es necesario que exista un catastro completo del número de usuarios y cantidad de acciones que corresponde al sector.

- Es conveniente que el adecuado complemento de las entregas y niveles de entrada y salida de cada tramo sea verificado y recibido por el administrador del canal. El administrador debe llevar su registro diario o semanal de los caudales entregados al canal con entregas realizadas.

Al término del período de riego e inicio de temporada de lluvias, se deben abrir las compuertas de descarga de las obras de cruce de quebradas, manteniéndolas abiertas durante el período. Ello evitará el rebase del canal en períodos de lluvia por el aumento de caudales aportados por terreno más alto que los bordes del mismo.

21. EVALUACIÓN ECONÓMICA

21.1. Introducción

En este capítulo se desarrolla la evaluación económica del proyecto, a precios de mercado y precios sociales.

Los resultados de esta evaluación se obtienen determinando los indicadores económicos valor actualizado neto (VAN) y tasa interna de retorno (TIR).

Adicionalmente, se efectúa un análisis de sensibilidad, para establecer la estabilidad de los indicadores ante la modificación de los parámetros de mayor interés, como son el monto de las inversiones y la tasa de actualización de los flujos.

La evaluación se basa en los resultados presentados en otros capítulos (y etapas) del presente estudio, por lo que en el subcapítulo siguiente se entrega un resumen de los antecedentes que se utilizaron para llevar a efecto la evaluación.

La evalución económica se realizó considerando el flujo de beneficios futuros, y la situación actual optimizada.

Es importante destacar que, de acuerdo con los negativos resultados técnicos y económicos obtenidos en el proyecto de hidrogeneración, éste no se ha incluido en las evaluaciones que se desarrollan a continuación.

21.2. Determinación de los Valores Agroeconómicos

Considerando los criterios planteados en el capítulo de agronomía, se determinaron los flujos de márgenes netos correspondientes a la situación actual optimizada y situación futura o con proyecto a precios sociales y de mercado.

En los Cuadros 21.2-1 y 21.2-2 se incluyen los flujos agroeconómicos a precios de mercado y precios sociales, respectivamente.

CUADRO 21.2-1
FLUJOS AGROECONÓMICOS A PRECIOS DE MERCADO
(Miles de $, Junio 2013)

	Sit FUTURA	Sit ACTUAL Mej	Inveresiones	Costos	Beneficios
Año del Proy	M.Neto Fut	M.Neto Act	Riego Tecn y Tran	Asist Tecn	Netos Agric
Sit Actual (0)	1.807.075	1.807.075			-
1	1.093.452	1.770.449	724.223	17.595	- 1.418.816
2	1.852.889	1.968.257	18.764	11.385	- 145.517
3	2.066.983	2.237.559	18.764	5.865	- 195.204
4	2.924.921	2.287.632	18.764	5.865	612.660
5	2.596.252	2.321.056	18.764	5.865	250.567
6	2.733.562	2.354.489	18.764		360.310
7	2.924.923	2.378.350	18.764		527.810
8	3.366.798	2.382.279	111.779		872.740
9	3.366.798	2.382.279	18.764		965.755
10	3.402.798	2.370.159	302.582		730.057
11	3.402.798	2.382.279	18.764		1.001.755
12	3.402.798	2.275.066	64.650		1.063.082
13	3.402.798	2.300.923	18.764		1.083.112
14	3.402.798	2.307.007	18.764		1.077.028
15	3.303.824	2.320.458	118.856		864.510
16	3.310.488	2.215.204	18.764		1.076.520
17	3.324.257	2.215.204	18.764		1.090.289
18	3.345.644	2.215.204	18.764		1.111.677
19	3.377.017	2.215.204	60.477		1.101.337
20	3.388.066	2.215.204	260.869		911.993
21	3.320.239	2.215.204	18.764		1.086.272
22	3.334.078	2.215.204	111.779		1.007.095
23	3.377.169	2.215.204	64.650		1.097.315
24	3.383.084	2.215.204	18.764		1.149.116
25	3.142.904	2.215.204	18.764		908.936
26	3.270.373	2.215.204	18.764		1.036.405
27	3.271.161	2.215.204	18.764		1.037.193
28	3.452.300	2.215.204	60.477		1.176.620
29	3.432.478	2.215.204	360.961		856.313
30	3.340.737	2.215.204	18.764		1.106.769

CUADRO 21.2-2
FLUJOS AGROECONÓMICOS A PRECIOS SOCIALES
(Miles de $, Junio 2013)

	Total	Total Area Proy	Inversiones	Asistencia	Beneficio
Año del Proy	M.Neto Fut	M.Neto Act	Agric neces	Tecn y Cap	Agric neto
Sit Actual (0)	2.043.954	2.043.954			-
1	1.372.759	2.107.133	702.496	17.595	- 1.454.465
2	2.082.766	2.214.739	18.201	11.385	- 161.559
3	2.323.825	2.505.996	18.201	5.865	- 206.237
4	3.588.928	2.548.431	18.201	5.865	1.016.431
5	3.166.855	2.598.042	18.201	5.865	544.747
6	3.241.891	2.635.447	18.201		588.244
7	3.329.942	2.661.955	18.201		649.786
8	3.837.164	2.667.088	108.426		1.061.650
9	3.837.164	2.667.088	18.201		1.151.875
10	3.837.164	2.667.088	293.504		876.572
11	3.837.164	2.667.088	18.201		1.151.875
12	3.837.164	2.556.995	62.711		1.217.458
13	3.837.164	2.581.524	18.201		1.237.439
14	3.837.164	2.588.024	18.201		1.230.939
15	3.734.595	2.602.223	115.290		1.017.082
16	3.735.146	2.490.240	18.201		1.226.705
17	3.749.966	2.556.135	18.201		1.175.631
18	3.773.092	2.599.499	18.201		1.155.392
19	3.808.536	2.619.169	58.662		1.130.704
20	3.821.268	2.636.003	253.043		932.222
21	3.751.416	2.548.373	18.201		1.184.843
22	3.761.812	2.596.691	108.426		1.056.694
23	3.803.465	2.603.263	62.711		1.137.491
24	3.813.791	2.623.160	18.201		1.172.430
25	3.569.786	2.652.974	18.201		898.611
26	3.690.476	2.654.739	18.201		1.017.537
27	3.692.581	2.556.995	18.201		1.117.386
28	3.874.256	2.581.524	58.662		1.234.070
29	3.857.362	2.588.024	350.132		919.206
30	3.769.754	2.482.605	18.201		1.268.948

21.3. Métodos de Evaluación

La evaluación económica se ha realizado con 3 métodos:

a) **Método del Presupuesto:** es el más tradicional que se utiliza, en el cual el agua es considerada un insumo de producción de otro bien, en este caso los cultivos regados. Así, el beneficio del proyecto se traduce en las diferencias de producción agrícola, en términos de los márgenes netos económicos, que se estiman a raíz de la utilización del agua en los escenarios con y sin proyecto.

b) **Método de las Transacciones de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas:** en este caso se considera el mercado del agua para determinar el valor económico del agua asociado al proyecto, en cuanto a un mayor volumen disponible o el costo para la compra de nuevos derechos de aprovechamiento de aguas.

c) **Método del Valor Incremental de la Tierra:** este método se basa en el enfoque de 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 deberían incrementar el valor de la tierra, por lo que se asume que este correspondería a su beneficio.

21.3.1. Método del Presupuesto

La evaluación económica tiene por objetivo determinar la rentabilidad del proyecto (beneficios generados menos costos incurridos), de tal manera que sea posible compararlo con otros usos alternativos de los recursos involucrados.

Se distinguen 2 tipos de evaluaciones:

- Evaluación Privada: determina el beneficio neto que genera el proyecto desde el punto de vista de los particulares; los ingresos y egresos se calculan a precios de mercado.
- Evaluación Social: calcula el beneficio neto que genera el proyecto para el conjunto de la sociedad. Difiere de la evaluación privada, porque algunos precios de mercado contienen distorsiones y, en consecuencia,

no reflejan el valor alternativo que implican para la sociedad. En la evaluación social, los ingresos y egresos se evalúan a precios sociales.

En el presente trabajo se ha efectuado una evaluación económica a precios privados y a precios sociales, para un horizonte de 30 años.

Para la determinación de la rentabilidad del proyecto, se han calculado los siguientes indicadores económicos básicos, según criterios de Ministerio de Desarrollo Social y del Banco Mundial:

- Valor Actualizado Neto (VAN): constituye el criterio más preciso para comparar entre usos alternativos de los recursos, sin embargo, tiene el inconveniente de que en algunos casos no puede definirse a priori la tasa de descuento relevante en cada período.

- Tasa Interna de Retorno (TIR): representa aquélla tasa de interés que hace cero el valor actualizado neto.

- Razón Beneficio Neto – Inversión (N/K): indicador que señala el número de veces que le beneficio supera a la inversión capital.

La evaluación económica se ha efectuado con la diferencia generada entre 2 situaciones: “situación actual” y “situación con proyecto”. La diferencia entre los márgenes de ambas situaciones, corresponde al aporte incremental atribuible al desarrollo del proyecto agronómico gracias a la dotación de agua para riego generada por el mejoramiento del canal LO Rojas.

21.3.1.1. Parámetros Básicos para la Evaluación Económica

A continuación se presentan los parámetros básicos utilizados en la evaluación económica privada y social.

EVALUACIÓN PRIVADA

- Tasa de Interés: 12 %
- Período de evaluación: 30 años
- Duración de la Construcción de las Obras Civiles: 1 año (año 0)
- Inicio del Desarrollo Agrícola: al segundo año (1 año en construcción de las obras civiles)
- Año Inicio Construcción Obras Civiles: 2015
- Costo Anual de Operación y Mantención de las Obras Civiles: 4 % de la Inversión Total. Este porcentaje se ha ajustado al valor de costo de

operación y mantención anual informado por la directiva del canal, cuyo valor aproximado asciende a 50 millones anuales.
- Se consideran Gastos Generales (5%), Utilidades (12%) e Imprevistos (2%); en la evaluación económica no se considera IVA.

EVALUACIÓN SOCIAL

- Factor de corrección para llevar los precios privados a sociales. Los factores de corrección, según criterios recomendados por el Ministerio de Desarrollo Social (MIDESO) son los siguientes: Mano de Obra Calificada= 0,98; Mano de Obra Semicalificada= 0,68; Mano de Obra No Calificada= 0,62; Divisa Componente Importada= 1,01.
- Tasa de Interés: 6 % (definida por MIDESO para el año 2012)
- Período de evaluación: 30 años
- Duración de la Construcción de las Obras Civiles: 1 año
- Inicio del Desarrollo Agrícola: al segundo año (1 año construcción de las obras civiles)
- Año Inicio Construcción Obras Civiles: 2013
- Costo Anual de Operación y Mantención de las Obras Civiles: 4 % de la Inversión Total. Este porcentaje se ha ajustado al valor de costo de operación y mantención anual informado por la directiva del canal, cuyo valor aproximado asciende a 50 millones anuales.

Se consideran Gastos Generales (5%), Utilidades (12%) e Imprevistos (2%); en la evaluación económica no se considera ningún tipo de impuestos.

En los Cuadros 21.3-1 y 21.3-2 se incluyen los flujos e indicadores económicos de la evaluación privada y social desarrollada, respectivamente.

CUADRO 21.3-1
EVALUACIÓN ECONÓMICA PRIVADA ($)
DEL PROYECTO MEJORAMIENTO DEL CANAL LO ROJAS

Año	COSTOS OBRAS CIVILES		MÁRGENES AGRÍCOLAS		Inversiones	Costos	MÁRGEN	FLUJO		
	Construcción	Oper. y Mant.	SITUACIÓN	SITUACIÓN	Riego Tecn y Tran	Asist Tecn	AGRÍCOLA	DIFERENCIAL	INDICADORES DE	
		Obras Civiles	ACTUAL MEJ.	FUTURA			INCREMENTAL		RENTABILIDAD	
2015	1.328.398.443		1.807.074.622	1.807.074.620				-1.328.398.443		
2016		53.135.938	1.770.449.423	1.093.451.565	724.222.791	17.595.000	-1.418.815.649	-1.471.951.587		
2017		53.135.938	1.968.257.171	1.852.888.580	18.763.636	11.385.000	-145.517.227	-198.653.165		
2018		53.135.938	2.237.558.599	2.066.983.053	18.763.636	5.865.000	-195.204.182	-248.340.120		
2019		53.135.938	2.287.631.719	2.924.920.633	18.763.636	5.865.000	612.660.278	559.524.340		
2020		53.135.938	2.321.056.272	2.596.252.266	18.763.636	5.865.000	250.567.357	197.431.420		
2021		53.135.938	2.354.488.806	2.733.562.336	18.763.636		360.309.894	307.173.956		
2022		53.135.938	2.378.349.579	2.924.923.119	18.763.636		527.809.904	474.673.966		
2023		53.135.938	2.382.279.357	3.366.798.373	111.779.196		872.739.820	819.603.882		
2024		53.135.938	2.382.279.357	3.366.798.373	18.763.636		965.755.380	912.619.442	Costo Neto Actualizado ($)	
2025		53.135.938	2.370.159.357	3.402.798.373	302.581.556		730.057.460	676.921.522	CNA	1.756.418.197
2026		53.135.938	2.382.279.357	3.402.798.373	18.763.636		1.001.755.380	948.619.442		
2027		53.135.938	2.275.065.854	3.402.798.373	64.650.240		1.063.082.279	1.009.946.341	Beneficio Neto Actualizado ($)	
2028		53.135.938	2.300.923.222	3.402.798.373	18.763.636		1.083.111.514	1.029.975.577	BNA	2.870.863.665
2029		53.135.938	2.307.006.719	3.402.798.373	18.763.636		1.077.028.017	1.023.892.079		
2030		53.135.938	2.320.457.604	3.303.823.584	118.856.104		864.509.877	811.373.939	Valor Neto Actualizado ($)	
2031		53.135.938	2.215.204.015	3.310.488.001	18.763.636		1.076.520.350	1.023.384.412	VNA	1.114.445.468
2032		53.135.938	2.215.204.015	3.324.256.898	18.763.636		1.090.289.247	1.037.153.309		
2033		53.135.938	2.215.204.015	3.345.644.193	18.763.636		1.111.676.542	1.058.540.604	Tasa Interna de Retorno	
2034		53.135.938	2.215.204.015	3.377.017.439	60.476.556		1.101.336.867	1.048.200.930	TIR	15,1%
2035		53.135.938	2.215.204.015	3.388.066.025	260.868.636		911.993.374	858.857.436		
2036		53.135.938	2.215.204.015	3.320.239.407	18.763.636		1.086.271.755	1.033.135.817	IVAN	1,634
2037		53.135.938	2.215.204.015	3.334.078.168	111.779.196		1.007.094.956	953.959.018		
2038		53.135.938	2.215.204.015	3.377.169.184	64.650.240		1.097.314.929	1.044.178.991	N/K	2,4
2039		53.135.938	2.215.204.015	3.383.083.527	18.763.636		1.149.115.875	1.095.979.937		
2040		53.135.938	2.215.204.015	3.142.904.057	18.763.636		908.936.406	855.800.468		
2041		53.135.938	2.215.204.015	3.270.372.729	18.763.636		1.036.405.078	983.269.140		
2042		53.135.938	2.215.204.015	3.271.160.676	18.763.636		1.037.193.025	984.057.087		
2043		53.135.938	2.215.204.015	3.452.300.256	60.476.556		1.176.619.685	1.123.483.747		
2044		53.135.938	2.215.204.015	3.432.478.319	360.961.104		856.313.200	803.177.262		
2045		53.135.938	2.215.204.015	3.340.736.971	18.763.636		1.106.769.319	1.053.633.381		

CUADRO 21.3-2
EVALUACIÓN ECONÓMICA SOCIAL ($)
DEL PROYECTO MEJORAMIENTO DEL CANAL LO ROJAS

Año	COSTOS OBRAS CIVILES		MÁRGENES AGRÍCOLAS		Inversiones	Costos	MÁRGEN	FLUJO		
	Construcción	Oper. y Mant.	SITUACIÓN	SITUACIÓN	Riego Tecn y Tran	Asist Tecn	AGRÍCOLA	DIFERENCIAL	INDICADORES DE	
		Obras Civiles	ACTUAL MEJ.	FUTURA			INCREMENTAL		RENTABILIDAD	
2007	1.295.506.178		2.043.953.547	2.043.953.546				-1.295.506.178		
2008		51.820.247	2.107.133.338	1.372.759.188	702.496.107	17.595.000	-1.454.465.257	-1.506.285.505		
2009		51.820.247	2.214.739.193	2.082.765.858	18.200.727	11.385.000	-161.559.062	-213.379.309		
2010		51.820.247	2.505.995.975	2.323.824.688	18.200.727	5.865.000	-206.237.014	-258.057.261		
2011		51.820.247	2.548.431.030	3.588.927.557	18.200.727	5.865.000	1.016.430.800	964.610.553		
2012		51.820.247	2.598.042.370	3.166.855.341	18.200.727	5.865.000	544.747.244	492.926.997		
2013		51.820.247	2.635.446.575	3.241.891.117	18.200.727		588.243.816	536.423.568		
2014		51.820.247	2.661.955.420	3.329.942.215	18.200.727		649.786.068	597.965.821		
2015		51.820.247	2.667.087.713	3.837.163.778	108.425.820		1.061.650.244	1.009.829.997		
2016		51.820.247	2.667.087.713	3.837.163.778	18.200.727		1.151.875.337	1.100.055.090	Costo Neto Actualizado ($)	
2017		51.820.247	2.667.087.713	3.837.163.778	293.504.109		876.571.955	824.751.708	CNA	2.008.803.129
2018		51.820.247	2.667.087.713	3.837.163.778	18.200.727		1.151.875.337	1.100.055.090		
2019		51.820.247	2.556.994.687	3.837.163.778	62.710.732		1.217.458.358	1.165.638.111	Beneficio Neto Actualizado ($)	
2020		51.820.247	2.581.524.191	3.837.163.778	18.200.727		1.237.438.860	1.185.618.613	BNA	9.482.634.508
2021		51.820.247	2.588.024.149	3.837.163.778	18.200.727		1.230.938.902	1.179.118.654		
2022		51.820.247	2.602.222.648	3.734.595.097	115.290.421		1.017.082.028	965.261.781	Valor Neto Actualizado ($)	
2023		51.820.247	2.490.239.664	3.735.145.637	18.200.727		1.226.705.246	1.174.884.999	VNA	7.473.831.379
2024		51.820.247	2.556.134.686	3.749.966.450	18.200.727		1.175.631.037	1.123.810.790		
2025		51.820.247	2.599.499.053	3.773.092.152	18.200.727		1.155.392.371	1.103.572.124	Tasa Interna de Retorno	
2026		51.820.247	2.619.169.419	3.808.536.113	58.662.259		1.130.704.434	1.078.884.187	TIR	18,1%
2027		51.820.247	2.636.003.429	3.821.267.762	253.042.577		932.221.756	880.401.509		
2028		51.820.247	2.548.372.568	3.751.416.046	18.200.727		1.184.842.750	1.133.022.503	IVAN	4,721
2029		51.820.247	2.596.691.302	3.761.811.545	108.425.820		1.056.694.423	1.004.874.176		
2030		51.820.247	2.603.262.991	3.803.464.572	62.710.732		1.137.490.849	1.085.670.601	N/K	2,98
2031		51.820.247	2.623.159.578	3.813.790.528	18.200.727		1.172.430.224	1.120.609.977		
2032		51.820.247	2.652.973.829	3.569.785.796	18.200.727		898.611.240	846.790.992		
2033		51.820.247	2.654.738.561	3.690.476.494	18.200.727		1.017.537.205	965.716.958		
2034		51.820.247	2.556.994.687	3.692.581.202	18.200.727		1.117.385.788	1.065.565.541		
2035		51.820.247	2.581.524.191	3.874.256.063	58.662.259		1.234.069.612	1.182.249.365		
2036		51.820.247	2.588.024.149	3.857.362.278	350.132.271		919.205.858	867.385.611		
2037		51.820.247	2.482.604.821	3.769.753.768	18.200.727		1.268.948.220	1.217.127.973		

Un resumen de los indicadores económicos se incluye en el Cuadro 21.3-3 siguiente.

CUADRO 21.3-3
RESUMEN PARÁMETROS EVALUACIÓN ECONÓMICA

Evaluación	Privada	Social
Costo Neto Actualizado ($)	1.756.418.197	2.008.803.129
Beneficio Neto Actualizado ($)	2.870.863.665	9.482.634.508
Valor Neto Actualizado ($)	1.114.445.468	7.473.831.379
Tasa Interna de Retorno	15,1%	18,1%
IVAN	1,63	4,72
N/K	2,4	2,98

De los resultados de indicadores económicos, se observa que el proyecto es rentable tanto con precios de mercado como con precios sociales.

21.3.1.2. Evaluación Económica Tomando en Cuenta los Costos Ambientales

Los costos ambientales determinados en el capítulo 9.9 fueron los siguientes:

- Año 0= $ 102.600.000.-
- Año 1= $ 75.600.000.-

En los Cuadros 21.3-4 y 21.3-5 se incluyen los flujos e indicadores económicos de la evaluación privada y social desarrollada, respectivamente.

CUADRO 21.3-4
EVALUACIÓN ECONÓMICA PRIVADA ($)
DEL PROYECTO MEJORAMIENTO DEL CANAL LO ROJAS
CONSIDERANDO COSTOS AMBIENTALES

Año	COSTOS OBRAS CIVILES		COSTOS	MÁRGENES AGRÍCOLAS		Inversiones	Costos	MÁRGEN	FLUJO		
	Construcción	Oper. y Mant. Obras Civiles	AMBIENTALES	SITUACIÓN ACTUAL MEJ.	SITUACIÓN FUTURA	Riego Tecn y Tran	Asist Tecn	AGRÍCOLA INCREMENTAL	DIFERENCIAL	INDICADORES DE RENTABILIDAD	
2015	1.328.398.443		102.600.000	1.807.074.622	1.807.074.620				-1.430.998.443		
2016		53.135.938	75.600.000	1.770.449.423	1.093.451.565	724.222.791	17.595.000	-1.418.815.649	-1.547.551.587		
2017		53.135.938		1.968.257.171	1.852.888.580	18.763.636	11.385.000	-145.517.227	-198.653.165		
2018		53.135.938		2.237.558.599	2.066.983.053	18.763.636	5.865.000	-195.204.182	-248.340.120		
2019		53.135.938		2.287.631.719	2.924.920.633	18.763.636	5.865.000	612.660.278	559.524.340		
2020		53.135.938		2.321.056.272	2.596.252.266	18.763.636	5.865.000	250.567.357	197.431.420		
2021		53.135.938		2.354.488.806	2.733.562.336	18.763.636		360.309.894	307.173.956		
2022		53.135.938		2.378.349.579	2.924.923.119	18.763.636		527.809.904	474.673.966		
2023		53.135.938		2.382.279.357	3.366.798.373	111.779.196		872.739.820	819.603.882		
2024		53.135.938		2.382.279.357	3.366.798.373	18.763.636		965.755.380	912.619.442	Costo Neto Actualizado ($)	
2025		53.135.938		2.370.159.357	3.402.798.373	302.581.556		730.057.460	676.921.522	CNA	1.926.518.197
2026		53.135.938		2.382.279.357	3.402.798.373	18.763.636		1.001.755.380	948.619.442		
2027		53.135.938		2.275.065.854	3.402.798.373	64.650.240		1.063.082.279	1.009.946.341	Beneficio Neto Actualizado ($)	
2028		53.135.938		2.300.923.222	3.402.798.373	18.763.636		1.083.111.514	1.029.975.577	BNA	2.870.863.665
2029		53.135.938		2.307.006.719	3.402.798.373	18.763.636		1.077.028.017	1.023.892.079		
2030		53.135.938		2.320.457.604	3.303.823.584	118.856.104		864.509.877	811.373.939	Valor Neto Actualizado ($)	
2031		53.135.938		2.215.204.015	3.310.488.001	18.763.636		1.076.520.350	1.023.384.412	VNA	944.345.468
2032		53.135.938		2.215.204.015	3.324.256.898	18.763.636		1.090.289.247	1.037.153.309		
2033		53.135.938		2.215.204.015	3.345.644.193	18.763.636		1.111.676.542	1.058.540.604	Tasa Interna de Retorno	
2034		53.135.938		2.215.204.015	3.377.017.439	60.476.556		1.101.336.867	1.048.200.930	TIR	14,5%
2035		53.135.938		2.215.204.015	3.388.066.025	260.868.636		911.993.374	858.857.436		
2036		53.135.938		2.215.204.015	3.320.239.407	18.763.636		1.086.271.755	1.033.135.817	IVAN	1,490
2037		53.135.938		2.215.204.015	3.334.078.168	111.779.196		1.007.094.956	953.959.018		
2038		53.135.938		2.215.204.015	3.377.169.184	64.650.240		1.097.314.929	1.044.178.991	N/K	2,24
2039		53.135.938		2.215.204.015	3.383.083.527	18.763.636		1.149.115.875	1.095.979.937		
2040		53.135.938		2.215.204.015	3.142.904.057	18.763.636		908.936.406	855.800.468		
2041		53.135.938		2.215.204.015	3.270.372.729	18.763.636		1.036.405.078	983.269.140		
2042		53.135.938		2.215.204.015	3.271.160.676	18.763.636		1.037.193.025	984.057.087		
2043		53.135.938		2.215.204.015	3.452.300.256	60.476.556		1.176.619.685	1.123.483.747		
2044		53.135.938		2.215.204.015	3.432.478.319	360.961.104		856.313.200	803.177.262		
2045		53.135.938		2.215.204.015	3.340.736.971	18.763.636		1.106.769.319	1.053.633.381		

CUADRO 21.3-5
EVALUACIÓN ECONÓMICA SOCIAL ($)
DEL PROYECTO MEJORAMIENTO DEL CANAL LO ROJAS
CONSIDERANDO COSTOS AMBIENTALES

Año	COSTOS OBRAS CIVILES		COSTOS	MÁRGENES AGRÍCOLAS		Inversiones	Costos	MÁRGEN	FLUJO		
	Construcción	Oper. y Mant.	AMBIENTALES	SITUACIÓN	SITUACIÓN	Riego Tecn y Tran	Asist Tecn	AGRÍCOLA	DIFERENCIAL	INDICADORES DE	
		Obras Civiles		ACTUAL MEJ.	FUTURA			INCREMENTAL		RENTABILIDAD	
2007	1.295.506.178		95.418.000	2.043.953.547	2.043.953.546				-1.390.924.178		
2008		51.820.247	70.308.000	2.107.133.338	1.372.759.188	702.496.107	17.595.000	-1.454.465.257	-1.576.593.505		
2009		51.820.247		2.214.739.193	2.082.765.858	18.200.727	11.385.000	-161.559.062	-213.379.309		
2010		51.820.247		2.505.995.975	2.323.824.688	18.200.727	5.865.000	-206.237.014	-258.057.261		
2011		51.820.247		2.548.431.030	3.588.927.557	18.200.727	5.865.000	1.016.430.800	964.610.553		
2012		51.820.247		2.598.042.370	3.166.855.341	18.200.727	5.865.000	544.747.244	492.926.997		
2013		51.820.247		2.635.446.575	3.241.891.117	18.200.727		588.243.816	536.423.568		
2014		51.820.247		2.661.955.420	3.329.942.215	18.200.727		649.786.068	597.965.821		
2015		51.820.247		2.667.087.713	3.837.163.778	108.425.820		1.061.650.244	1.009.829.997		
2016		51.820.247		2.667.087.713	3.837.163.778	18.200.727		1.151.875.337	1.100.055.090	Costo Neto Actualizado ($)	
2017		51.820.247		2.667.087.713	3.837.163.778	293.504.109		876.571.955	824.751.708	CNA	2.169.321.129
2018		51.820.247		2.667.087.713	3.837.163.778	18.200.727		1.151.875.337	1.100.055.090		
2019		51.820.247		2.556.994.687	3.837.163.778	62.710.732		1.217.458.358	1.165.638.111	Beneficio Neto Actualizado ($)	
2020		51.820.247		2.581.524.191	3.837.163.778	18.200.727		1.237.438.860	1.185.618.613	BNA	9.482.634.508
2021		51.820.247		2.588.024.149	3.837.163.778	18.200.727		1.230.938.902	1.179.118.654		
2022		51.820.247		2.602.222.648	3.734.595.097	115.290.421		1.017.082.028	965.261.781	Valor Neto Actualizado ($)	
2023		51.820.247		2.490.239.664	3.735.145.637	18.200.727		1.226.705.246	1.174.884.999	VNA	7.312.085.077
2024		51.820.247		2.556.134.686	3.749.966.450	18.200.727		1.175.631.037	1.123.810.790		
2025		51.820.247		2.599.499.053	3.773.092.152	18.200.727		1.155.392.371	1.103.572.124	Tasa Interna de Retorno	
2026		51.820.247		2.619.169.419	3.808.536.113	58.662.259		1.130.704.434	1.078.884.187	TIR	17,4%
2027		51.820.247		2.636.003.429	3.821.267.762	253.042.577		932.221.756	880.401.509		
2028		51.820.247		2.548.372.568	3.751.416.046	18.200.727		1.184.842.750	1.133.022.503	IVAN	4,371
2029		51.820.247		2.596.691.302	3.761.811.545	108.425.820		1.056.694.423	1.004.874.176		
2030		51.820.247		2.603.262.991	3.803.464.572	62.710.732		1.137.490.849	1.085.670.601	N/K	2,81
2031		51.820.247		2.623.159.578	3.813.790.528	18.200.727		1.172.430.224	1.120.609.977		
2032		51.820.247		2.652.973.829	3.569.785.796	18.200.727		898.611.240	846.790.992		
2033		51.820.247		2.654.738.561	3.690.476.494	18.200.727		1.017.537.205	965.716.958		
2034		51.820.247		2.556.994.687	3.692.581.202	18.200.727		1.117.385.788	1.065.565.541		
2035		51.820.247		2.581.524.191	3.874.256.063	58.662.259		1.234.069.612	1.182.249.365		
2036		51.820.247		2.588.024.149	3.857.362.278	350.132.271		919.205.858	867.385.611		
2037		51.820.247		2.482.604.821	3.769.753.768	18.200.727		1.268.948.220	1.217.127.973		

Un resumen de los indicadores económicos se incluye en el Cuadro 21.3-6 siguiente.

CUADRO 21.3-6
RESUMEN PARÁMETROS EVALUACIÓN ECONÓMICA
CONSIDERANDO COSTOS AMBIENTALES

Evaluación	Privada	Social
Costo Neto Actualizado ($)	1.926.518.197	2.177.129.408
Beneficio Neto Actualizado ($)	2.870.863.665	9.482.634.508
Valor Neto Actualizado ($)	944.345.468	7.304.217.049
Tasa Interna de Retorno	14,5%	17,4%
IVAN	1,49	4,36
N/K	2,24	2,81

De los resultados de indicadores económicos, se observa que el proyecto, considerando los costos ambientales asociados, es rentable tanto con precios de mercado como con precios sociales. Es importante destacar que los resultados sin y con los costos ambientales no varían en forma significativa.

A continuación se presenta la evaluación económica para los métodos de de las Transacciones de Derechos de Agua y Valor Incremental de la tierra.

21.3.2. Métodos de las Transacciones de los Derechos de Aprovechamiento de Aguas

En el método de las transacciones se compara la situación sin proyecto con la situación con proyecto, y se determina el diferencial asociado.

En el caso de estudio, en la situación actual, el canal matriz Lo Rojas capta 1.000 l/s, que es lo que le corresponde por derechos de aguas superficiales constituidos. El proyecto de mejoramiento del canal, tiene consecuencias directas en evitar filtraciones a lo largo de su recorrido. Actualmente, las filtraciones promedio a lo largo del canal alcanzan la cifra de un 45 %; es decir, si en bocatoma se captan 1.000 l/s, al final del canal

llegan 550 l/s, pues se han perdido por filtraciones 450 l/s. En ese sentido, el diferencial de caudal en situación futura sería de 450 l/s.

Por otro lado, en el último estudio tarifario de Esval (Marzo 2010), de acuerdo con los valores de mercado de los derechos de agua, el valor del agua cruda para la zona de interés es de 28,52 UF/l/s. Con esta cifra es posible calcular el beneficio de poder contar con estos nuevos recursos (450 l/s), sin la necesidad de invertir en ellos mediante la compra de nuevos derechos de otras fuentes u organizaciones.

Así, el beneficio asociado a las transacciones de derechos de agua será:

Beneficio Transacciones Derechos de Agua= 450 l/s x 28,52 UF/l/s= 12.834 UF= $ 299.154.893.-

Al realizar la evaluación económica considerando estos beneficios, se tienen los siguientes resultados:

RESULTADOS EVALUACIÓN ECONÓMICA
MÉTODO TRANSACCIÓN DERECHOS DE AGUA

Evaluación	Privada	Social
Costo Neto Actualizado ($)	1.756.418.197	2.008.803.129
Beneficio Neto Actualizado ($)	1.378.146.244	2.715.608.008
Valor Neto Actualizado ($)	-378.271.953	706.804.878
Tasa Interna de Retorno	9,0%	9,6%
IVAN	0,78	1,35
B/K	0,86	0,89

21.3.3. Método del Valor Incremental de la Tierra

El paso desde una situación sin proyecto a una con proyecto, significa un cambio en el uso del suelo, incrementando su valor productivo y por lo mismo comercial. Es así como la incorporación de nuevas zonas a partir de terreno sin uso, y la implementación de cultivos intensivos, en casi la totalidad frutales, justifican esta variación.

La variación en el uso del suelo se puede consultar en el capítulo agronómico, y es:

- Situación Actual= 560,14 ha
- Situación Futura= 560,14 ha + 242,22 ha= 802,36 ha

Se consultó en Odepa el valor de la tierra en la V Región. El documento utilizado se basó en los siguientes antecedentes:

- La base de datos es una versión depurada del resultado del estudio "Valor de la tierra agrícola y sus factores determinantes" licitado por Odepa a inicios del 2009, y adjudicado al Departamento de Economía Agraria (DEA), a través de la Fundación Agro UC de la Facultad de Agronomía e Ingeniería Forestal (FAIF) de la Pontificia Universidad Católica de Chile (PUC). El objetivo de este estudio fue establecer una metodología que permita implementar un sistema de precios de la tierra actualizable en forma periódica y construir una base de datos.

- Los consultores revisaron los avisos publicados en la Revista de Campo y los Avisos Clasificados de El Mercurio de los días lunes disponibles en la Biblioteca Nacional de Chile (BNC). La información recopilada corresponde a la contenida en los avisos publicados en el período 1999-2008 y se relaciona con predios con superficies mayores o iguales a cinco hectáreas.

- A partir de enero de 2009 la base de datos fue actualizada por ODEPA con los avisos de la Revista del Campo y los Avisos Clasificados de El Mercurio de los días domingo.

- La base de datos aquí publicada fue depurada posteriormente, eliminando casos repetidos y atípicos según la metodología planteada en el estudio (Tukey para log natural de precios unitarios en UF/ha).

Así, hecho el análisis y depuración de los datos, se tiene que el precio promedio ($/ha) de la tierra entre el año 1999 y 2010 en la V región de Valparaíso, Provincia de Quillota, asciende a:

- Año 1999= $ 9.119.302/ha
- Año 2000= $ 11.907.306/ha
- Año 2001= $ 15.018.504/ha
- Año 2002= $ 13.779.850/ha
- Año 2003= $ 12.932.613/ha
- Año 2004= $ 15.123.681/ha
- Año 2005= $ 11.329.566/ha
- Año 2006= $ 9.233.690/ha
- Año 2007= $ 17.399.238/ha
- Año 2008= $ 15.080.166/ha
- Año 2009= $ 13.400.305/ha
- Año 2010= $ 18.348.227/ha

No habiendo mucha dispersión en los valores, se tomará el promedio de los valores antes presentados como representativos del valor de la tierra en el área de interés, es decir:

- Valor de la Tierra= $ 13.556.037/ha

Por otro lado, se ha supuesto que al año 5 se estará en plena producción, y desde el año 1 al 5 se ha supuesto que se produce una variación lineal en los beneficios en situación con proyecto. Es decir, los 242,22 ha de nuevo riego, se irán incorporando en forma lineal desde el año 1 al 5.

Así, en el siguiente cuadro se incluye el valor incremental de la tierra debido al proyecto de mejoramiento del canal Lo Rojas, para los 30 años de evaluación.

VALOR INCREMENTAL DE LA TIERRA DEBIDO AL PROYECTO

Año	Nuevo Riego	Valor Incremental
	ha	($)
0	0	0
1	48,44	656.708.673
2	96,89	1.313.417.345
3	145,33	1.970.126.018
4	193,78	2.626.834.690
5	242,22	3.283.543.363
6	242,22	3.283.543.363
7	242,22	3.283.543.363
8	242,22	3.283.543.363
9	242,22	3.283.543.363
10	242,22	3.283.543.363
11	242,22	3.283.543.363
12	242,22	3.283.543.363
13	242,22	3.283.543.363
14	242,22	3.283.543.363
15	242,22	3.283.543.363
16	242,22	3.283.543.363
17	242,22	3.283.543.363
18	242,22	3.283.543.363
19	242,22	3.283.543.363
20	242,22	3.283.543.363
21	242,22	3.283.543.363
22	242,22	3.283.543.363
23	242,22	3.283.543.363
24	242,22	3.283.543.363
25	242,22	3.283.543.363
26	242,22	3.283.543.363
27	242,22	3.283.543.363
28	242,22	3.283.543.363
29	242,22	3.283.543.363
30	242,22	3.283.543.363

Con dicho dato, se ha hecho la evaluación económica, obteniendo los siguientes resultados:

RESULTADOS EVALUACIÓN ECONÓMICA
MÉTODO VALOR INCREMENTAL DE LA TIERRA

Evaluación	Privada	Social
Costo Neto Actualizado ($)	1.756.418.197	2.008.803.129
Beneficio Neto Actualizado ($)	20.149.769.127	37.940.715.002
Valor Neto Actualizado ($)	18.393.350.930	35.931.911.873
Tasa Interna de Retorno	77,3%	78,9%
IVAN	11,47	18,89
B/K	7,60	7,80

21.4. Análisis de Sensibilidad

Para comprobar la estabilidad de los indicadores económicos determinados anteriormente ante modificaciones de parámetros de interés, se efectuó un análisis de sensibilidad. Debido a que los resultados de las evaluaciones económicas no varían en forma significativa tomando y no tomando en cuenta los costos ambientales, el análisis de sensibilidad se ha hecho sin considerar dichos costos.

El análisis de sensibilidad se ha hecho para los siguientes casos:

a) Retraso de 3 y 5 años en la incorporación de los beneficiarios (superficie)
b) Variación del monto de las inversiones en ± 30%
c) Variación de la tasa de actualización en 10% y 14%, para los precios de mercado.

Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro 21.4-1 siguiente.

CUADRO 21.4-1
ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Ítem	Precios de Mercado	Precios Sociales
Valor de las Obras		
+30%		
VAN (MM$)	587	6.871
TIR (%)	13,5 %	16,2%
-30%		
VAN (MM$)	1.641	8.076
TIR (%)	17,1 %	20,4 %
Atraso en la Incorporación de los Beneficiarios		
3 años		
VAN (MM$)	203	5.422
TIR (%)	12,6	14,9
5 años		
VAN (MM$)	-253	4.265
TIR (%)	11,2	13,1
Tasa Descuento		
VAN 10 % (MM$)	2.178	-
VAN 14 % (MM$)	338	-

21.5. Análisis Financiero de los Predios Promedio

El análisis de producción y márgenes netos de los Predios Promedio en el paso de la situación actual a optimizada y de actual a futura o con proyecto se fundamentó en las siguientes premisas:

En la situación actual sin proyecto el año 0 del flujo corresponde a la situación actual. En el año 1 comienza la transición entre la situación actual y optimizada.

- En el año 1 comienza la transición entre la situación actual y con proyecto o futura.
- Las obras de mejoramiento se construyen en un año (año 0).
- La estabilización de márgenes brutos de las nuevas plantaciones frutales se produce entre los seis y nueve años dependiendo de la especie. Los valores se han obtenido de los respectivos patrones de situación actual, optimizada y futura agropecuaria, considerándose éstos según el Predio Promedio en análisis.

Con el objetivo de caracterizar productiva y económicamente los predios promedios, se efectuó para cada uno de ellos la proyección del desarrollo de cultivos, los que llevan implícito los márgenes brutos y costos agrícolas (gastos indirectos, costos financieros, impuestos, capital de trabajo, amortización de crédito, asistencia técnica, riego tecnificado y rentabilidad predial).

A partir de la información mencionada se efectuó el análisis financiero de cada uno de los Predios Promedio seleccionados, para lo cual se utilizaron los siguientes criterios:

Crédito de Capital de Trabajo: Corresponde a préstamos otorgados por el 90% de la diferencia existente entre el capital de trabajo necesario para el desarrollo de la situación futura menos el capital existente en situación actual o sin proyecto.

- Costos financieros corresponde a los intereses ocasionados por concepto de créditos de capital de trabajo.
- Los intereses consideran una tasa del 10% sobre el crédito.
- Impuesto sobre las utilidades. Se ha considerado un 17% de impuestos.
- Los gastos o costos indirectos se han obtenido de las respectivas descripciones de las situaciones actual y futura agropecuaria.

- Los gastos indirectos siguen la misma implementación indicadas para cada Predio Promedio.

En situación actual mejorada y futura se consideraron los costos necesarios para los respectivos programas de transferencia tecnológica.

En cuanto al los costos de inversión y mantención en riego tecnificado, sólo se ha considerado el correspondiente a las nuevas plantaciones que incorporen nuevas superficies con riego presurizado.

Finalmente, se incluyó un ítem denominado rentabilidad predial, el cual corresponde a una proporción de la utilidad diferencial entre las situaciones futura y actual optimizada, cuyo destino corresponde a los gastos mínimos atribuibles al sustento familiar. Para estos efectos, el monto estimado es de 10%.

El flujo de caja se realizó para un horizonte de 30 años, el cual corresponde al período de evaluación del proyecto.

En cada flujo de caja de la situación futura y actual sin proyecto, están incluidos los costos de inversiones intraprediales, impuestos y los requerimientos de capital de trabajo.

La utilidad disponible corresponde a la utilidad neta resultante de la ganancia efectiva del proyecto (diferencial entre los flujos netos de situación futura y sin proyecto) una vez descontada la rentabilidad predial.

Posteriormente, el cálculo de la anualidad equivalente, corresponde al valor anual representativo del flujo total de años de evaluación del proyecto, basado en valores y tasas de interés constantes. Con este método, todos los ingresos y gastos que ocurren durante un período son convertidos a una anualidad equivalente (uniforme). Cuando la anualidad es positiva, entonces, es recomendable que el proyecto sea aceptado. Este método tiene la ventaja que al utilizarlo la mayoría de valores están dados en unidades anuales.

El cálculo de la anualidad equivalente considera el valor presente neto de la utilidad disponible en función de la tasa interna de retorno y el número de años de la evaluación.

En los Cuadros 21.5-1 al 21.5-5 se presenta un resumen del análisis financiero efectuado a cada uno de los Predios Promedio seleccionados. En estos cuadros se incluye el flujo de márgenes netos de cada situación

(actual optimizada y futura), la utilidad disponible y la anualidad equivalente, la que posteriormente se contrastará con el valor de las obras para determinar de esta forma la capacidad de pago de cada agricultor y el subsidio necesario para la implementación del proyecto.

CUADRO 21.5-1
RESUMEN DE FLUJOS FINANCIEROS POR PREDIO PROMEDIO ($)

P.P 1 Estrato Tamaño 1 (0 a 0,99 ha) (miles de $ de Junio 2013)

Años	Flujos			Rentabilidad Predial	Utilidad Disponible	Anualidad Equivalente
	S. Futura	S. Actual	Diferencial			
0	172	172	0	0	0	3
1	170	172	-2	0	-2	3
2	167	172	-5	0	-5	3
3	160	172	-12	0	-12	3
4	176	172	4	0	4	3
5	176	172	4	0	4	3
6	176	172	4	0	4	3
7	177	172	5	1	4	3
8	177	172	5	1	4	3
9	177	172	5	1	4	3
10	177	172	5	1	4	3
11	177	172	5	1	4	3
12	177	172	5	1	4	3
13	177	172	5	1	4	3
14	177	172	5	1	4	3
15	177	172	5	1	4	3
16	177	172	5	1	4	3
17	177	172	5	1	4	3
18	177	172	5	1	4	3
19	177	172	5	1	4	3
20	177	172	5	1	4	3
21	177	172	5	1	4	3
22	177	172	5	1	4	3
23	177	172	5	1	4	3
24	177	172	5	1	4	3
25	177	172	6	1	5	3
26	177	172	6	1	5	3
27	177	172	6	1	5	3
28	177	172	6	1	5	3
29	177	172	6	1	5	3
30	177	172	6	1	5	3

CUADRO 21.5-2
RESUMEN DE FLUJOS FINANCIEROS POR PREDIO PROMEDIO

P.P 2 Estrato de Tamaño 2 (1,00 a 4,99 ha) (miles de $ de Junio 2013)

Años	Flujos			Rentabilidad Predial	Utilidad Disponible	Anualidad Equivalente
	S. Futura	S. Actual	Diferencial			
0	1.668	1.668	0	0	0	460
1	2.239	1.913	326	33	293	460
2	2.747	2.351	396	40	356	460
3	3.350	3.226	125	12	113	460
4	5.172	4.206	966	97	869	460
5	5.375	4.721	654	65	589	460
6	5.572	5.199	373	37	336	460
7	5.572	5.385	187	19	168	460
8	5.683	5.426	257	26	231	460
9	5.683	5.426	257	26	231	460
10	5.683	5.426	257	26	231	460
11	5.752	5.426	326	33	293	460
12	5.752	5.426	326	33	293	460
13	5.752	5.426	326	33	293	460
14	5.752	5.426	326	33	293	460
15	5.752	5.426	326	33	293	460
16	5.752	5.426	326	33	293	460
17	5.752	5.426	326	33	293	460
18	5.752	5.426	326	33	293	460
19	5.752	5.376	376	38	338	460
20	5.752	5.426	326	33	293	460
21	5.752	5.426	326	33	293	460
22	5.752	5.426	326	33	293	460
23	5.752	5.426	326	33	293	460
24	5.752	5.426	326	33	293	460
25	5.752	5.426	326	33	293	460
26	5.752	5.426	326	33	293	460
27	5.752	5.426	326	33	293	460
28	5.752	5.426	326	33	293	460
29	5.752	5.426	326	33	293	460
30	5.752	5.426	326	33	293	460

CUADRO 21.5-3
RESUMEN DE FLUJOS FINANCIEROS POR PREDIO PROMEDIO

P.P. 3 Estrato de Tamaño 3 (5,00 a 19,99 ha) (miles de $ de Junio 2013)

Años	Flujos			Rentabilidad Predial	Utilidad Disponible	Anualidad Equivalente
	S. Futura	S. Actual	Diferencial			
0	12.487	12.487	0	0	0	1.976
1	10.919	12.161	-1.242	0	-1.242	1.976
2	11.649	12.932	-1.283	0	-1.283	1.976
3	11.937	12.985	-1.048	0	-1.048	1.976
4	13.105	13.593	-488	0	-488	1.976
5	15.113	14.676	438	44	394	1.976
6	17.289	15.792	1.497	150	1.347	1.976
7	19.109	16.463	2.646	265	2.381	1.976
8	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
9	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
10	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
11	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
12	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
13	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
14	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
15	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
16	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
17	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
18	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
19	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
20	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
21	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
22	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
23	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
24	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
25	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
26	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
27	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
28	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
29	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976
30	19.702	16.608	3.094	309	2.785	1.976

CUADRO 21.5-4
RESUMEN DE FLUJOS FINANCIEROS POR PREDIO PROMEDIO

P.P 4 Estrato Tamaño 4 (20,00 a 49,99 ha) (miles de $ de Junio 2013)

Años	Flujos			Rentabilidad Predial	Utilidad Disponible	Anualidad Equivalente
	S. Futura	S. Actual	Diferencial			
0	65.477	65.477	0	0	0	18.752
1	21.192	65.236	-44.044	0	-44.044	18.752
2	69.187	65.637	3.550	355	3.195	18.752
3	69.135	74.523	-5.388	0	-5.388	18.752
4	79.083	74.523	4.560	456	4.104	18.752
5	92.698	74.523	18.175	1.817	16.358	18.752
6	95.625	74.523	21.102	2.110	18.992	18.752
7	100.351	74.894	25.457	2.546	22.911	18.752
8	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
9	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
10	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
11	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
12	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
13	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
14	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
15	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
16	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
17	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
18	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
19	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
20	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
21	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
22	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
23	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
24	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
25	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
26	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
27	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
28	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
29	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752
30	103.150	74.894	28.255	2.826	25.429	18.752

CUADRO 21.5-5
RESUMEN DE FLUJOS FINANCIEROS POR PREDIO PROMEDIO

P.P 5 Estrato Tamaño 5 (50,00 y más ha) (miles de $ de Junio 2013)

Años	Flujos			Rentabilidad Predial	Utilidad Disponible	Anualidad Equivalente
	S. Futura	S. Actual	Diferencial			
0	163.930	163.930	0	0	0	23.457
1	91.000	171.817	-80.817	0	-80.817	23.457
2	174.084	184.241	-10.157	0	-10.157	23.457
3	51.356	211.801	-160.445	0	-160.445	23.457
4	171.828	214.294	-42.466	0	-42.466	23.457
5	105.149	214.294	-109.145	0	-109.145	23.457
6	112.617	214.294	-101.677	0	-101.677	23.457
7	131.266	214.841	-83.574	0	-83.574	23.457
8	324.223	214.841	109.383	10.938	98.445	23.457
9	324.223	214.841	109.383	10.938	98.445	23.457
10	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
11	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
12	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
13	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
14	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
15	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
16	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
17	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
18	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
19	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
20	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
21	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
22	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
23	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
24	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
25	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
26	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
27	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
28	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
29	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457
30	329.203	214.841	114.363	11.436	102.927	23.457

21.6. Disposición de Pago

La Disposición de Pago define la forma en que se modifica el ingreso neto de los agricultores de la zona de influencia del estudio si se construyen las obras previstas en el proyecto. Con este fin, se determinaron y caracterizaron productiva y económicamente, los Predios Promedio que representan las actividades agrícolas desarrolladas en los predios de estratos de tamaño más representativos del área.

El Estado, generalmente, participa en el financiamiento de la obra a través de subsidios, de acuerdo con los criterios que establece el DFL 1123, o bien, el Reglamento de la Ley 18.450 y sus modificaciones.

La disposición de pago que aquí se presenta está diseñado para estimar, de acuerdo con las bases de la política de recuperación de costos en proyectos de riego de Estado de Chile, que es el DFL 1123, la capacidad de los regantes para concurrir al financiamiento de parte de las obras de riego proyectada.

El Estado no puede determinar los subsidios directos que correspondan a los eventuales beneficiarios, si éstos optan por participar dentro del marco de la ley de fomento de obras de riego y drenaje. Para ello, éste se debe presentar en uno de los Concursos que se llame en un año calendario. En tal caso, el porcentaje de subsidio solicitado queda definido por los regantes, no por el Estado.

Se debe tomar en cuenta que el % de subsidio que soliciten los regantes se incluye entre los 3 factores que definen el puntaje relativo que determina si el proyecto es seleccionado, o no, con el subsidio. Además, en esta modalidad los regantes deben concurrir con sus propios recursos o con créditos a financiar las obras para, posteriormente, el Estado devuelva el % que se determinó en un Concurso determinado en que fue Seleccionado. Esto ocurre una vez finalizada las obras, recibidas conforme, de acuerdo al proyecto por la Inspección Fiscal, y cumplido los plazos administrativos de todos los trámites burocráticos. Los agricultores sólo tendrían opciones de pago diferido en el tiempo si el crédito que puedan conseguir en la banca privada así lo estipula. De otra forma, el desembolso debe ser instantáneo.

El análisis de la recuperación de costos se debe efectuar en base a los antecedentes presentados en el análisis financiero de los Predios Promedio, los que se han definido como representativos de las actividades agrícolas del área del estudio.

433
De acuerdo al DFL 1123, le corresponde a la autoridad definir qué fracción de la inversión se recuperaría en la medida que los agricultores, caracterizados por los Predios Promedio, acepten ese grado de recuperación de la inversión.

La recuperación de costos de un proyecto requiere definir previamente la distribución del financiamiento entre los distintos agentes que participan o son afectados por la obra; entre los que se destacan el Estado, los beneficiarios directos y los beneficiarios indirectos. El término financiamiento se aplica en este caso en su sentido de pago final por las obras y no de crédito temporal a alguno de los agentes.

El procedimiento de cobro de la parte no subsidiada del costo del proyecto se basa en los cobros a los usuarios debieran ser iguales por unidad de superficie o acción, admitiéndose excepciones sólo para situaciones puntuales en que el beneficio o margen neto diferencial fuera marcadamente distinto entre los diferentes beneficiarios del proyecto.

Si la evaluación privada respecto de los beneficiarios directos implica que el proyecto no es viable, el Estado puede contemplar subsidiar el proyecto basado en consideraciones de externalidades positivas, de valor social o de promoción de zonas de bajos ingresos y de otras, de acuerdo a las políticas y prioridades de gobierno.

El método de cálculo de la cuota (tanto de construcción como de operación, mantención y costos del plan de mitigación de Impactos ambientales.), es:

+ Costo del proyecto
- Subsidio
= Costo total del proyecto neto de cobro indirecto (CTNCI)

$$CUnT = \frac{CTNCI}{Ha} \times 100$$

Donde:

CUnT: Costo unitario del compromiso que deben suscribir los beneficiarios que adhieran, para financiar totalmente el proyecto.

CTNCI: Costo total del proyecto neto.

Ha : Hectáreas totales beneficiadas por el proyecto.

Dicho método permite que el proyecto, en lo que corresponde a los beneficiarios, esté completamente financiado. Se debe contrastar el valor anual equivalente obtenido del análisis financiero con el costo unitario del compromiso que deben suscribir los beneficiarios del proyecto, de manera de dilucidar la conveniencia o no de otorgar subsidios del Estado para cada uno de los tipo de predios que conforman el área de interés.

De esta forma en los casos en que no es factible incurrir en el pago de la obra, necesariamente amerita estudiar algún sistema de subsidio que permita a estos agricultores participar de los beneficios que ocasiona el presente proyecto.

El costo de las obras intraprediales será asumido por los beneficiarios, en su valor neto por los subsidios por ley de fomento a las obras de riego y drenaje y por programas de promoción a pequeños y medianos empresarios, si proceden.

De acuerdo al DFL 1123, los compromisos de pago al proyecto deben obtenerse antes de la decisión definitiva de ejecutar el proyecto, y deben contemplar el pago de la construcción de todas las obras. Las obras debe entregarse a los usuarios, al 5° año de terminadas a través de la asociación de canalistas, encargada de dichas funciones.

El valor de las obras de ingeniería alcanza los $ 1.328,4 millones (no incluye costos ambientales). Según lo anterior el valor anual equivalente por hectárea beneficiada (apróximadamente 762 ha regadas) de los costos de obras civiles es de $ 1.743 millones por ha. Estos valores por hectárea representan el compromiso unitario que deben suscribir los beneficiarios que adhieran al presente proyecto. El DFL 1123 considerar que el pago del costo no subsidiado de las obras en 21 anualidades, con una tasa que fija el Consejo de Ministros de la CNR para cada caso, previo 4 años de gracia durante los cuales se cancela sólo los intereses.

Posteriormente, contrastando los valores anuales equivalente, obtenidos del análisis financiero con el costo unitario del compromiso que deben suscribir

los beneficiarios del proyecto, se puede estimar, para determinación de las autoridades, la conveniencia o no de otorgar subsidios del Estado y de que magnitud para cada uno de los tipos de predios que conforman el área de interés.

Según lo anterior en el Cuadro 21.6-1 se puede observar por Predio Promedio la comparación entre el Valor Anual Equivalente de la utilidad obtenida del análisis financiero con el valor unitario expandido para el financiamiento de la alternativa de obras propuesta. Como se observa, sólo un tipo de predio, los menores a 1 ha no tiene la capacidad suficiente para el pago de las obras (subsidio de un 100 %); el resto, necesitan subsidios entre un 47 % y un 89 % para el pago de las obras.

CUADRO 21.6-1
DETERMINACIÓN DE LA DISPOSICIÓN DE PAGO POR PREDIO PROMEDIO

Predio Prom	Sup regada	Anualidad Equivalente	Costo Unit	Total Costo	Diferencial	Necesidad
		Utilidad Disponible	Compromiso	por Pred	Utilid/costo	subsidio
PP-1	0,43	2,7	1.743,3	749,6	-747	100
PP-2	2,30	460,3	1.743,3	4.009,6	-3.549	89
PP-3	6,70	1.976,4	1.743,3	11.680,1	-9.704	83
PP-4	20,20	18.751,8	1.743,3	35.214,8	-16.463	47
PP-5	52,50	23.456,9	1.743,3	91.523,5	-68.067	74

21.7. Indicadores Adicionales

Toda obra de riego trae aparejado otros Indicadores Adicionales que, en general, representan beneficios indirectos del proyecto y, por ende, no son fácilmente evaluables. Cada proyecto de riego debe colocarse en su contexto para valorar los impactos indirectos que puedan representarse mediante Indicadores Adicionales.

La realidad del Proyecto de Mejoramiento del Canal Rojas, es que favorece a un sector agrícola muy localizado de escasa superficie regada actual, algo más de 500 ha. El mejoramiento del canal permitirá recuperar una parte significativa del agua que en la actualidad se pierde por infiltración en la red de canales, lo que permitirá incrementar la superficie regada en 230 ha con frutales de exportación, con igual seguridad de riego que los caudales disponibles en la actualidad. Es decir, representa un gran impacto local pero es de esacasa relevancia a nivel Nacional, Regional e, incluso, comunal. Bajo esta realidad es que se analizarán los “Impactos Adicionales”. Los Indicadores de Impactos Adicionales que se analizan son:

- **Rentabilidad por Hectárea Regada**

La implementación de proyecto incrementaría los Márgenes netos del área desde los 1800 millones de peses anuales, con 560 ha regadas en la ctualidad, hasta el orden de los 3300 millones de pesos cuando el desarrollo agrícola alcance su madurez (año 14 del proyecto) y una superficie regada de 762 ha. Esto significa incrementar la rentabilidad por ha desde 3,2 millones actuales hasta 4,3 millones con proyecto.

- **Ingreso per cápita Asignable al Sector Agropecurio**

El Ingreso per cápita del sector agropecurio regional o comunal no tendrá ningún incremento significativo. Tampoco es posible medir el impacto en el área del proyecto porque se desconoce, exactamente, el número de habitantes totales.

- **Generación de Exportaciones**

La implementación del proyecto generará mayores exportaciones de paltas, mandarinas y otros cítricos, las que serán de relativa importancia en el contexto local pero casi irrelevante, a nivel Regional.

- **Generación de Impuestos**

En los proyecto de riego no se valorizan los impuestos. Sin embargo, la producción adicional de 192 Ton de paltas, 2.580 Ton de mandarinas, 3.600 ton de limones, 2.220 ton de naranjas y 71Ton de nueces, indiscutiblemente, generará un incremento del Iva y del impuesto de 1° Categoría, no fácilmente medible.

- **Generación de Empleo en La Construcción**

La implementación sólo generará un incremento local y momentáneo del empleo en la construcción de obras civiles y del entubamiento.

- **Generación en Labores Agrícolas**

Los requerimientos adicionales de mano de obra en labores agrícolas requieren de alrededor de 21.000 jornadas por año de las cuales, al menos, el 40% son femeninas y el resto masculina. Ello equivale a 70 puestos de trabajo adicionales de tipo permanente.

- **Generación de Empleo en la Agroindustria**

La nueva producción agrícola se transa en el mercado, preferentemente, como fruta fresca, ya sea para la exportación y los saldos en los mercados mayoristas de Santiago y Valparaíso. Sólo pequeños excedentes de cítricos podría abastecer la agroindustria d ejugos.

- **Potenciación del Turismo**

El turismo no tiene ninguna relevancia para el Sector Lo Rojas, en la actualidad por los accesos al área no es facilitada por buenos caminos. Además, el área regada por el Canal Lo Rojas está dividida en 2 sectores, "Lo Rojas" o "Los Faisanes" y el Sector "La Chacra" que ni siquiera están comunicadas por un camino. Ambos sectores tienen diferentes accesos: El Sector Lo Rojas desde Quillota, por un camino pavimentado pero estrecho y lleno de curvas. El Sector La Chacra tiene su acceso por la Comuna de Nogales, cercano a la Ruta 5 Norte y se accesde por un camino de tierra y numerosas curvas. Además, ambos sectores no cuentan con atractivos turísticos como sitios arqueológicos, artesanía, paisajes especiales, etc.

La implementación del proyecto de mejoramiento del canal Lo Rojas no alterará esta realidad actual.

22. ALTERNATIVAS DE FINANCIAMIENTO

22.1. Ley 18.450: Ley de Riego y Drenaje

La Ley 18.450 fue promulgada en el año 1985 y fue modificada mediante las leyes 18.889, 18.919 19.316, siendo la última modificación la contenida en la Ley 20.401, cuya vigencia comienza a contar 04/12/2009 extendiéndose por un período de 12 años.

Esta Ley en su artículo primero establece que el Estado, por intermedio de la Comisión Nacional de Riego, bonificará el costo de estudios, construcción y rehabilitación de obras de riego o drenaje y las inversiones en equipos y elementos de riego mecánico o de generación, siempre que se ejecuten para incrementar el área de riego, mejorar el abastecimiento de agua en superficies regadas en forma deficitaria, mejorar la calidad y la eficiencia de la aplicación del agua de riego o habilitar suelos agrícolas de mal drenaje y, en general, toda obra de puesta en riego u otros usos asociados directamente a las obras de riego bonificadas, habilitación y

conexión, cuyos proyectos sean seleccionados y aprobados en la forma que se establece en esta ley.

La bonificación del Estado a que se refiere esta ley se aplicará de la siguiente manera: los pequeños productores agrícolas (INDAP) tendrán derecho a una bonificación máxima del 90%. Los postulantes de una superficie de riego hasta 40 hectáreas ponderadas podrán postular a una bonificación máxima de 80% y los postulantes de una superficie de riego ponderada de más de 40 hectáreas se les aplicarán una bonificación máxima de 70%. Esta bonificación solo podrá hacerse efectiva una vez construidas las obras objeto del proyecto.

Desde su aplicación, se puede afirmar que alrededor del 50% del aumento de la superficie de riego con sistemas tecnificados en el país, corresponde a inversiones bonificadas mediante aportes de esta Ley, reconociéndose en este instrumento, una palanca para el desarrollo en el sector agrícola.

La suma del costo de las obras y el monto de las inversiones que presenten los proyectos intraprediales, para efectos de la bonificación, no podrá exceder de 12.000 unidades de fomento, sin perjuicio de que el costo total de la obra pueda ser mayor siendo la diferencia de cargo del postulante.

En el caso en que los postulantes sean organizaciones de usuarios definidas por el Código de Aguas, que es el caso del canal Lo Rojas, podrán presentar proyectos de un valor de hasta 30.000 unidades de fomento, que beneficien en conjunto a sus asociados, comuneros o integrantes.

Para la postulación a este beneficio, la CNR llamará al menos trimestralmente a concursos públicos a los cuales podrán postular con sus proyectos los potenciales beneficiarios a que se refiere el artículo 2° de esta ley. Las condiciones de postulación y excepciones, se encuentra indicados en el artículo 4º de la ley 18450.

En términos generales, como alternativas de financiamiento globales en el caso específico de las obras de mejoramiento del canal Lo Rojas, se podrían dar las siguientes tres:

a) **Alternativa N° 1:** presentar proyectos independientes por tramos, cuyos montos individuales sean menores a 15.000 UF. En este caso, y según la Ley 18.450 con sus últimas modificaciones, el subsidio podría ser de hasta un 80%, por corresponder la Asociación de

Canalistas del canal Lo Rojas a una Organización de Pequeños Usuarios. Cada uno de los proyectos que se postulen son evaluados en forma independiente, de modo que no asegura un porcentaje de subsidio único para cada uno de los proyectos. En el caso de las obras de mejoramiento proyectadas, el proyecto en su conjunto podría ser dividido en subproyectos, priorizados según importancia por ejemplo en la disminución de filtraciones. La duración máxima para construir cada uno de los subproyectos es de 2 años, y las variables concursables en este caso es el aporte que hace el futuro beneficiario, el costo de las obras y la nueva superficie factible de regar producto de la construcción de las obras de mejoramiento.

b) **Alternativa N° 2:** presentar el proyecto de mejoramiento como un proyecto integral, es decir, el proyecto completo incluyendo la totalidad de las obras de mejoramiento. Luego, una vez presentado y conocido el porcentaje de bonificación, éste se ejecuta en etapas, con un plazo máximo de ejecución de 6 años. A través de esta alternativa, el subsidio máxima asciende a un 70 %, con la ventaja de que cada uno de los proyectos individuales que se construyan, el subsidio será el mismo que el del proyecto completo. En este caso, las variables concursables son el aporte que hace el futuro beneficiario, el costo de las obras y el RS (recomendado favorablemente) que otorga el Ministerio de Desarrollo Social (MIDESO).

c) **Alternativa N° 3:** presentar sólo el tramo en que el canal iría entubado como proyecto integral; ello debido a que es en ese tramo donde se producen la más altas pérdidas por infiltración. Al igual que en el caso anterior, el proyecto integral se construye por etapas en un máximo de 6 años, con un subsidio máximo de un 70 %; el subsidio que se le otorgue al proyecto integral será el mismo que el de los proyectos individuales por etapas. En este caso, las variables concursables son el aporte que hace el futuro beneficiario, el costo de las obras y el RS (recomendado favorablemente) que otorga el Ministerio de Desarrollo Social (MIDESO).

23. PARTICIPACIÓN CIUDADANA

El informe final de Participación Ciudadana final se incluye en el Anexo 21.

24. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Un resumen del estudio y sus principales conclusiones se presentan a continuación.

a) Se llevó a cabo una completa recopilación y revisión de antecedentes relativos a temas del proyecto y relacionados con recursos hídricos (14), agropecuarios (8) y ambientales (10).
b) El agroclima corresponde a meditarráneo marino, con una precipitación media anual de 437 mm, temperatura media de 15,3 °C. La zona es factible el desarrollo de los siguientes cultivos: paltos, cítricos, lúcumos, chirimoyos, ajo, cebolla, alcachofa, sandía, melón, tomates, entre otros.
c) El canal Lo Rojas, de longitud 14 km, deriva parte de sus aguas del estero Los Litres hacia el estero Pucalán, antes de su junta con el río Aconcagua, y toma las aguas para riego desde este último; ambos esteros son afluentes al río Aconcagua en la tercera sección. Las cuencas de ambos esteros es netamente pluvial. En los meses de verano los esteros reciben las aguas provenientes de derrames de riego de los canales Purutún, Comunidad y El Melón. El caudal probabilidad de excedencia 85 % disponible en la bocatoma del canal Lo Rojas es de aproximadamente 1 m3/s.
d) Se recopilaron 62 títulos de derechos de aguas superficiales, todos ellos determinados por el SAG, los cuales deben ser perfecccionados ante el SAG pues no están completos o viene están imperfectos.
e) La asociación de canalistas del canal Lo Rojas se constituyó por sentencia judicial el 11 de septiembre del 2000.
f) Hecho el diagnóstico del canal (L= 14 km), se concluyó que el principal problema lo constituye las filtraciones que se producen principalmente en las puntillas y en el sector de Las Chacras. Otro de los problemas lo constituye las llegas de quebradas al canal, las que producen, en épocas de lluvia, problemas de embanques y desmoronamiento de las paredes. En el sector de Lo Rojas se presentan secciones disminuidas, lo que dificulta la capacidad real del canal de transportar el recurso para el riego. En términos generales, en el sector de Las Chacras es donde se presentan los principales problemas con obras de arte en mal estado.

g) Se efectuó un análisis de alternativas de revestimiento del canal, resultando la alternativa de tubería corrugada de HDPE la más económica, seguida por el revestimiento de paredes de mampostería con radier de hormigón.
h) Se analizaron, técnica y económicamente, varias alternativas de revestimiento mixto, resultando ser la mejor aquella que considera entubación entre la bocatoma chica y el km 10,3, y revestido abierto desde el km 10,3 hasta el final del canal.
i) Se llevó a cabo un estudio de análisis ambiental, concluyendo que el proyecto debe ser ingresado al SEIA a través de una DIA. En general, los impactos del proyecto en la etapa de construcción son de carácter medio negativo (ruido y vibraciones, aire, suelo, vegetación y flora) y medio positivo (generación de empleo y demanda de servicios). En la etapa de operación, todos los impactos son positivos, siendo el único negativo el asociado a la generación de desechos (purgas del desarenador al comienzo de la bocatoma chica). Los costos ambientales de las medidas de mitigación ascienden a la suma de 180 millones, aproximadamente.
j) Se calcuaron los caudales máximos instantáneos a través de diferentes métodos y para distintos períodos de retorno, en todos los puntos de cruce de quebradas.
k) Se llevaron a cabo 17 aforos a lo largo del canal, determinando una pérdida total del orden del 45 %.
l) Se llevó a cabo un estudio agroeconómico con el objetivo de cuantificar los beneficios adicionales que se producirán en la agricultura del área con el mejoramiento del canal Lo Rojas. El uso actual de la tierra con riego permanente asciende a las 560 ha, donde el rubro principal es la palta, y le sigue los limoneros y naranjos. Con el mejoramiento del canal Lo Rojas, se podría aumentar el área regable en 240 ha, llegando así a un total de 800 ha. En dicha nueva área sería conveniente plantar cítricos, mandarinas y naranjas, debido a que son rentables, resisten mejor las heladas y son complementarias en mano de obra con las paltas.
m) Se efectuaron trabajos topográficos, correspondientes a levantamientos georreferenciados (Sirgas 1984) de la faja del canal, quebradas para el diseño de obras de arte, ambas bocatomas, etc. Además, se desarrollaron trabajos de mecánica de suelos, analizando en laboratorio los terrenos excavados por calicatas a lo largo del canal, en los cruces de quebrada y en sectores de empréstitos de áridos.
n) La alternativa que en definitiva fue la diseñada y costeada correspondió a un reperfilado del fondo entre la bocatoma grande y la entrega al estero Pucalán. Luego, un segundo tramo entre la

bocatoma chica hasta el km 10,3, donde el canal irá entubado con tubería de HDPE Corrugada de diámetro 1.200 mm; justo antes de que el agua se introduzca a la tubería, se diseñó un desarenador. Finalmente, entre el km 10,3 y el final del canal, se contempla un revestimiento abierto con radier de hormigón y paredes de mampostería. Además, se diseñaron obras de aforos de caudales con medición remota, obras de cruce de quebradas, etc.

o) Para la situación sin y con proyecto se desarrolló el eje hidráulico a lo largo de todo el canal, considerando todas las obras de arte existentes. En general, para la situación sin proyecto, se verificó que la capacidad del canal es de 1 m3/s, y las velocidades son relativamente bajas, en torno a 1 m/s, incluso en algunos tramos algo menores. A su vez, en la modelación de situación con proyecto, esta se realizó para un caudal de 2 m3/s. Se verificó el buen funcionamiento hidráulico del canal con los revestimientos proyectados.
p) Las obras de arte que fueron diseñadas correspondieron a obras de entrega para riego (tubería de saque más válvula, las compuertas existentes, luego de ser verificadas su capacidad y estado, se mantuvieron como están), obras de cruce de quebradas (9), obras de arte existentes que hubo que modificarlas debido al revestimiento proyectado, desarenador al incio del tramo entubado (sector bocatoma chica), obras de aforo (2) con sistema remoto de medición de caudales.
q) Para cada una de las obras de arte que fueron diseñadas, se procedió a su cubicación.
r) Se diseñó a nivel de perfil una minicentral hidroeléctrica que se ubicaría al final del canal Lo Rojas, y aprovecharía la caída que se produce cuando el canal entrega los sobrantes al canal Mauco. La potencia máxima factible de generar, para un caudal de 1 m3/s, es de sólo 76 Kw. El costo de esta minicentral bordea los 180 millones, equivalente a 4.750 US$/kw, lejos del rango de 1.500 US$ y 2.500 US$ por kw que se estila en este tipo de obras. En definitiva, la alternativa de construir una minicentral fue desechada.
s) Se efectuó un análisis de precios unitarios a Diciembre de 2013.
t) Se calculó el presupuesto total de las obras de mejoramiento del canal Lo Rojas, cuyo valor ascendió a 57 mil UF (1.330 mill. de $).
u) Se llevó a cabo una evaluación económica a través de los métodos del presupuesto, transacciones de derechos de agua y valor incremental de la tierra.
v) La evaluación económica a través del método del presupuesto resultó rentable en términos privados y sociales, con un TIR de 15 y de 18 %, para la evaluación privada y social, respectivamente. Se

llevó a cabo un análisis de sensibilidad correspondiente a un retraso de 3 y 5 años en la incorporación de los beneficiarios, una variación de ± 30% en el monto de las inversiones y una variación de la tasa de actualización en 10% y 14% para los precios de mercado; en todos los casos, el TIR resultó mayor a un 12 % a precios de mercado.

w) Se analizó la disposición de pago de los agricultores, resultando que sólo los predios mensores a 1 ha no tendrían capacidad suficiente para el pago de las obras, mientras que el resto necesitarían subsidios entre un 47 % y un 89 %.

x) Se analizaron alternativas de financiamiento a través de la ley 18.450, proponiendo 3 alternativas diferentes de financiamiento. La primera alternativa correspondió a presentar proyectos independientes por tramos de canal, cuyos montos individuales fueran menores a 15.000 UF, y cuyo subsidio correspondiente podría llegar a un 80 %. La segunda alternativa corresponde a presentar el proyecto completo como un todo; una vez conocido el porcentaje de bonificación, el proyecto se ejecuta por etapas con un plazo máximo de 6 años. En este caso el subsidio máximo podría llegar a un 70 %, igual para cada uno de los proyectos individuales que se construyan. La última alternativa corresponde a presentar a la ley 18.450 sólo el tramo que va entubado, que corresponde al sector donde más se producen pérdidas por infiltración.

y) Por último, se llevaron a cabo actividades de participación ciudadana, traducido en una reunión de lanzamiento del proyecto y 3 reuniones de PAC.

z) Como conclusión general, se puede decir que el proyecto de mejoramiento resulta conveniente desde el punto de vista técnico y económico, toda vez que los parámetros obtenidos de la evaluación económica efectuada aparecen como rentables. Además, tomando en cuenta que el costo de construcción del proyecto es de 1.330 mill de pesos, y que con a través del mejoramiento del canal se podrán regar 220 ha adicionales, el costo unitario por nueva hectárea regada es de 6 millones de pesos, valor que resulta conveniente y rentable para la zona de interés. Respecto al costo a precios sociales, el costo unitario por nueva hectárea regada asciende a 5,9 millones $/ha.