



Comisión Nacional de Riego



**ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD
“MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO
EN RÍO ACHIBUENO, REGIÓN DEL MAULE”**

INFORME FINAL

**TOMO IX
“Diseño de las Obras y Valoración Económica”**

SANTIAGO, MAYO DE 2014



ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD “MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO EN RÍO ACHIBUENO, REGIÓN DEL MAULE”

INFORME FINAL

TOMO IX

“Diseño de las Obras y Valoración Económica”

Estudio Elaborado por:



TECNICA Y PROYECTOS S.A. - AGENCIA EN CHILE

Dirección: Av. Don Carlos 2939 Oficina 904, LAS CONDES - SANTIAGO

Fono: +56 02 23352289

www.grupotypsa.cl

SANTIAGO, MAYO DE 2014

ÍNDICE DE TOMOS

TOMO I: ESTUDIOS PRELIMINARES

1. ASPECTOS GENERALES
2. REVISIÓN GENERAL DE ANTECEDENTES
3. PRIMERAS VISITAS SOBRE EL TERRENO
4. DIAGNÓSTICO PRELIMINAR
5. IDENTIFICACIÓN DE ALTERNATIVAS
6. DEFINICIÓN PRELIMINAR DE CARACTERÍSTICAS DE LAS ALTERNATIVAS
7. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

ANEXOS

TOMO II ESTUDIO AGROECONÓMICO

1. DESCRIPCIÓN Y DEFINICIÓN DEL ÁREA DE LOS ESTUDIOS AGRONÓMICOS
2. CARACTERIZACIÓN DE LOS RECURSOS PRODUCTIVOS BÁSICOS
3. INFRAESTRUCTURAS DE RIEGO
4. SITUACIÓN ACTUAL AGROPECUARIA
5. SITUACIÓN SIN PROYECTO
6. SITUACIÓN CON PROYECTO
7. BENEFICIOS AGRÍCOLAS NETOS DEL PROYECTO

ANEXOS

TOMO III ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

1. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS – HIDRÁULICOS
2. MODELOS DE GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS

ANEXOS

TOMO IV - GEOLOGÍA Y GEOTECNIA

1. ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS
2. SISMICIDAD

ANEXOS

TOMO V - ESTUDIO AMBIENTAL

1. CARACTERIZACIÓN Y ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD AMBIENTAL
2. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD AMBIENTAL
3. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL Y SEGUIMIENTO AMBIENTAL

ANEXOS

TOMO VI - PARTICIPACIÓN CIUDADANA

1. PROGRAMA DE PARTICIPACIÓN CIUDADANA PARA EL ESTUDIO
2. CONTEXTUALIZACIÓN SOCIAL Y TERRITORIAL DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO
3. IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ACTORES RELEVANTES
4. DIFUSIÓN DE LOS OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO A LOS ACTORES
5. OPINIONES, INQUIETUDES, CONOCIMIENTOS Y SUGERENCIAS DE LOS ACTORES SOCIALES
6. PLAN DE TRABAJO DE PARTICIPACIÓN CIUDADANA
7. COMPONENTE GÉNERO

ANEXOS

TOMO VII - TRABAJOS TOPOGRÁFICOS

1. INTRODUCCIÓN
2. CARTOGRAFÍA GENERAL DE LA ZONA Y TRABAJOS PRELIMINARES
3. CARTOGRAFÍA GENERAL DE LA ZONA DEL ESTUDIO
4. CARTOGRAFÍAS DE LOS EMBALSES

ANEXOS

TOMO VIII - DERECHOS DE APROVECHAMIENTO DE AGUAS

1. INTRODUCCIÓN Y MARCO NORMATIVO LEGAL
2. ORGANIZACIONES DE USUARIOS EN LA ZONA DE RIEGO DEL ESTUDIO
3. DIAGNÓSTICO DE LA SITUACIÓN ACTUAL
4. ASESORÍA LEGAL Y TÉCNICA SOBRE DERECHOS DE AGUA

ANEXOS

TOMO IX - DISEÑO DE LAS OBRAS Y VALORACIÓN ECONÓMICA

1. INTRODUCCIÓN Y DATOS DE PARTIDA
2. TIPOLOGÍA DE PRESA
3. EVACUADOR DE CRECIDAS
4. ALTURA DE PRESA
5. OBRAS DE DESVÍO DEL RÍO Y DESAGUES DEL EMBALSE
6. OBRAS COMPLEMENTARIAS
7. ESTUDIO DEL POTENCIAL HIDROELÉTRICO
8. PRESUPUESTOS DE CONSTRUCCIÓN
9. EVALUACIÓN DE LOS EMBALSES COMO CONTROL DE CRECIDAS
10. ESTUDIO DE TENENCIA DE LA TIERRA
11. EVALUACIÓN ECONÓMICA Y FINANCIERA
12. CONCLUSIONES SOBRE LAS SOLUCIONES DE EMBALSE

ANEXOS

TOMO X - PLANOS

HOJAS TOPOGRÁFICAS

ESTUDIO AGROECONÓMICO

ESTUDIO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

DISEÑO DE LAS OBRAS

ESTUDIO DE PREFACTIBILIDAD “MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE RIEGO EN RÍO ACHIBUENO”, REGIÓN DEL MAULE

TOMO IX - DISEÑO DE LAS OBRAS Y VALORACIÓN ECONÓMICA

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN DATOS DE PARTIDA.....	1-1
2. TIPOLOGÍA DE PRESA.....	2-1
2.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	2-1
2.1.1. La Recova.....	2-1
2.1.2. El Montecillo.....	2-1
2.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	2-2
2.3. TALUDES DE PRESA. CÁLCULO DE ESTABILIDAD	2-3
2.4. CÁLCULO DE ASENTAMIENTO VERTICAL	2-7
2.5. ANÁLISIS DE LA TIPOLOGÍA DE PRESA DE NÚCLEO ASFÁLTICO.....	2-9
3. EVACUADOR DE CRECIDAS.....	3-1
3.1. CRITERIOS ADOPTADOS	3-1
3.2. VERTEDERO	3-2
3.3. CANAL COLECTOR.....	3-7
3.4. RÁPIDAS DE DESCARGA.....	3-10
3.5. ALTURA DE LOS MUROS Y AIREACIÓN DEL FLUJO	3-13
3.6. VERTIDO DEL CAUDAL	3-16
4. ALTURA DE PRESA	4-1
4.1. CÁLCULO DE REVANCHAS	4-1
4.1.1. Revancha por oleaje.....	4-1
4.1.2. Revancha por sismicidad.....	4-3
4.2. CORONACIÓN DE PRESA.....	4-4
5. OBRAS DE DESVÍO DEL RÍO Y DESAGUES DEL EMBALSE.....	5-1
5.1. OBRAS DE DESVÍO DEL RÍO	5-1
5.1.1. Caudales de diseño	5-1
5.1.2. Dimensionamiento	5-1
5.2. OBRA DE TOMA Y DESAGÜE DE FONDO	5-6
5.3. OBRA DE ENTREGA	5-8
6. OBRAS COMPLEMENTARIAS.....	6-1
6.1. VARIANTES DE INTERFERENCIA.....	6-1
6.2. CANALES DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA DE RIEGO.....	6-2
6.2.1. Mejoramiento de la red de canales existente	6-2
6.2.2. Definición de canales de distribución. Valoración económica estimada.....	6-4

6.2.3. Análisis comparativo.....	6-9
6.3. SISTEMA REMOTO DE AFORO DE CAUDALES	6-13
6.3.1. Criterios de diseño	6-13
6.3.2. Sistema de transmisión	6-14
6.3.3. Bocatomas	6-16
6.3.4. Presa y embalse.....	6-16
6.3.5. Junta de Vigilancia	6-19
6.3.6. Valoración del sistema.....	6-19
7. ESTUDIO DEL POTENCIAL HIDROELÉCTRICO	7-1
7.1. INTRODUCCIÓN	7-1
7.2. POTENCIA NOMINAL DE LA CENTRAL	7-1
7.2.1. Reglas básicas de operación	7-4
7.2.2. Potencia estimada	7-5
7.3. CONFIGURACIÓN DE LA CENTRAL	7-12
7.4. ESTIMACIÓN DE COSTOS.....	7-14
7.4.1. Presupuestos de las obras.....	7-14
7.4.2. Costos de operación y mantención de la central	7-17
8. PRESUPUESTOS DE CONSTRUCCIÓN	8-1
8.1. OBRAS Y PARTIDAS A CONSIDERAR.	8-1
8.2. RECURSOS.	8-5
8.3. PRECIOS UNITARIOS.	8-5
8.4. RESUMEN DE COSTOS CON PRECIOS PRIVADOS DEL PROYECTO.....	8-6
8.5. RESUMEN DE COSTOS CON PRECIOS SOCIALES DEL PROYECTO	10
9. EVALUACIÓN DE LOS EMBALSES COMO CONTROL DE CRECIDAS	9-1
9.1. ASPECTOS GENERALES.....	9-1
9.2. VALORACIÓN DE DAÑOS AGRÍCOLAS	9-2
9.3. ANÁLISIS DE INUNDACIONES	9-3
9.4. RESULTADOS DE INUNDACIÓN	9-4
9.5. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD FÍSICA.....	9-12
9.5.1. Inundación de las zonas de riego	9-12
9.5.2. Afecciones a las infraestructuras	9-13
9.5.3. Afecciones a las edificaciones.....	9-14
10 ESTUDIO DE TENENCIA DE LA TIERRA.....	10-1
10.1 ANTECEDENTES.....	10-1
10.2 SOLUCIÓN LA RECOVA.	10-1
10.3 SOLUCIÓN EL MONTECILLO 1	10-6
10.4 CONCLUSIONES.....	10-8
11. EVALUACIÓN ECONÓMICA Y FINANCIERA.....	11-1
11.1. METODOLOGÍA	11-1

11.1.1. Indicadores de rentabilidad	11-1
11.1.2. Condiciones de evaluación	11-2
11.1.3. Métodos de evaluación	11-2
11.2. COSTES	11-2
11.2.1. Introducción	11-2
11.2.2. Coste de construcción del proyecto	11-4
11.2.3. Coste de medidas ambientales	11-5
11.2.4. Coste de expropiaciones	11-6
11.2.5. Costes de operación y mantención	11-7
11.2.6. Costes de la eventual central hidroeléctrica.....	11-7
11.3. BENEFICIOS.....	11-8
11.3.1.Generalidades	11-8
11.3.2.Beneficios derivados del riego.....	11-8
11.3.3.Beneficio asociado al valor incremental de la tierra.....	11-14
11.3.4.Beneficio asociado a las transacciones de los derechos de aguas.....	11-14
11.3.5.Beneficio asociado a la generación hidroeléctrica.....	11-15
11.3.6.Beneficio asociado al control de crecidas	11-15
11.3.7.Beneficios por turismo	11-16
11.3.8.Beneficio asociado al agua potable	11-19
11.4. EVALUACIÓN ECONÓMICA	11-21
11.4.1.Escenarios.....	11-21
11.4.2.Resultados.....	11-21
11.5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	11-26
11.6. INDICADORES ADICIONALES	11-29
11.6.1.Generación de empleo.....	11-29
11.6.2.Rentabilidad por hectárea productiva	11-29
11.6.3.Ingreso per cápita asignable al sector agropecuario.....	11-29
11.6.4.Generación de impuestos.....	11-30
11.7. EXTERNALIDADES	11-30
11.8. MOMENTO ÓPTIMO DE LA INVERSIÓN	11-31
11.9. ANÁLISIS FINANCIERO.....	11-31
11.10. RECOMENDACIÓN DEL PROYECTO	11-35
12. CONCLUSIONES SOBRE LAS SOLUCIONES DE EMBALSE	12-1
12.1. DESCRIPCIÓN DE LAS SOLUCIONES	12-1
12.2. VALORACIÓN ECONÓMICA.....	12-2

ANEXOS (EN SOPORTE DIGITAL)

- ANEXO ING 01. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD
- ANEXO ING 02. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE ESTRUCTURAS
- ANEXO ING 03. PLANO DE EVALUACIÓN DE EMBALSE COMO CONTROL DE CRECIDAS
- ANEXO ING 04. MODELO DE BALANCE
- ANEXO ING 05. DIMENSIONAMIENTO DE ESTRUCTURAS
- ANEXO ING 06. TRAZADO VIAL
- ANEXO ING 07. GENERACIÓN
- ANEXO ING 08. PRESUPUESTOS
- ANEXO ING 09. TENENCIA DE TIERRAS
- ANEXO ING 10. EVALUACIÓN ECONÓMICA

1 INTRODUCCIÓN Y DATOS DE PARTIDA

En el análisis preliminar de alternativas, las mejores soluciones de embalse seleccionadas han sido La Recova y El Montecillo. Los estudios agronómicos han determinado las demandas de agua para riego actuales y las demandas futuras para diferentes escenarios. El estudio hidrológico ha confirmado que existen recursos hídricos suficientes, y el estudio de regulación ha determinado las dimensiones de embalse requerido (volumen útil) en ambos emplazamientos, en los diferentes escenarios de demanda futura. La Tabla 9.1-1 recoge los volúmenes de embalse necesarios para obtener una seguridad de riego del 85%.

Tabla 9.1-1. Volumen útil de embalse (hm³) para seguridad de riego del 85%

ESCENARIO	Demanda (hm ³ /año)	Superficie (ha)	Volumen del embalse La Recova (hm ³)	Volumen del embalse Montecillo 1 (hm ³)
1.1	449	28 509.12	198,90	183,58
1.2	433	27 469.35	186,95	171,59
1.3	402	25 493.36	162,00	146,63
1.4	348	22 242.96	121,08	108,72
1.5	305	19 694.36	87,23	72,80

Fuente: Elaboración propia.

En el presente documento se desarrollan a nivel de prefactibilidad los diseños de las presas y sus obras complementarias, con objeto de poder realizar su valoración económica y un estudio comparativo de sus principales variables para recomendar la mejor solución.

Los estudios sedimentológicos realizados han calculado el volumen de materiales arrastrados que quedarían depositados en el embalse, para diferentes capacidades de embalse, en un rango de 80 a 200 hm³. Una vez establecidos por el estudio de regulación los volúmenes de embalse que corresponden a cada solución (La Recova y Montecillo-1) y cada escenario, se obtienen sus correspondientes volúmenes de embalse muerto a considerar. La suma del volumen útil y el volumen muerto es el volumen de embalse.

Tabla 9.1-2. Volumen muerto de embalse

Volumen muerto (hm ³)	Escenario 1.1	Escenario 1.2	Escenario 1.3	Escenario 1.4	Escenario 1.5
La Recova	4,10	4,05	4,00	3,90	3,70
El Montecillo	3,42	3,41	3,37	3,28	3,20

Fuente: Elaboración propia

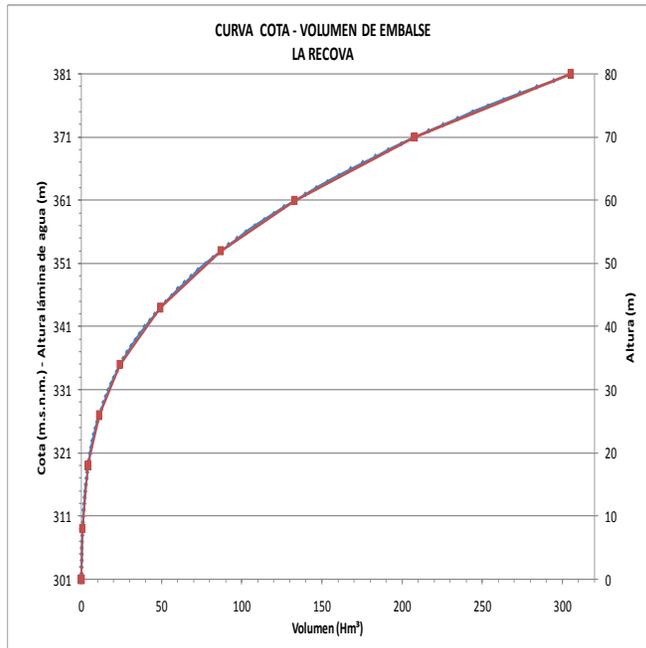
Tabla 9.1-3. Volumen de embalse requerido

Volumen de embalse (hm ³)	Escenario 1.1	Escenario 1.2	Escenario 1.3	Escenario 1.4	Escenario 1.5
La Recova	203	191	166	125	91
Montecillo	187	175	150	112	76

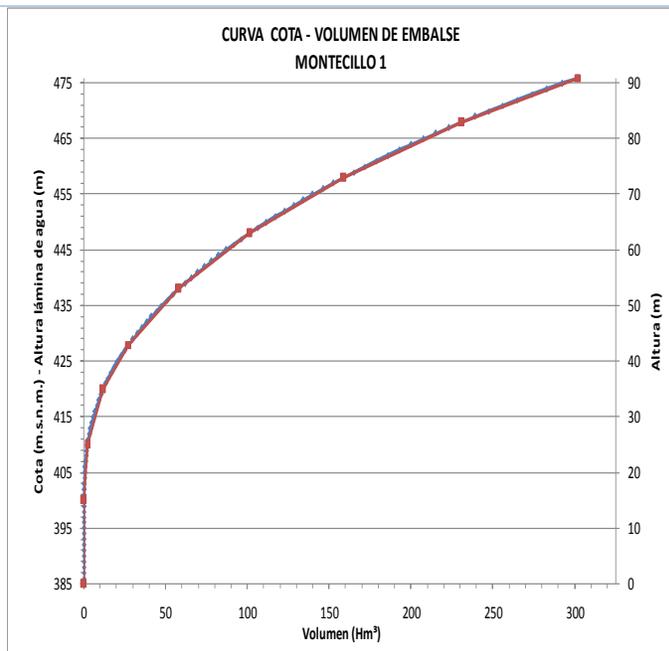
Fuente: Elaboración propia

Estas capacidades de embalse responden a la suma del volumen estricto de riego con seguridad del 85% y el volumen muerto ocasionado por la sedimentación.

A continuación se incluyen las curvas de embalse de ambos emplazamientos:



Cota (m.s.n.m.)	altura (m)	V(hm³)	S(Ha)
301	0	0.00	0.00
309	8	0.59	19.86
319	18	4.09	59.54
327	26	11.01	141.84
335	34	23.92	234.19
344	43	49.12	393.73
353	52	86.81	577.34
361	60	132.88	768.77
371	70	207.88	1008.92
381	80	305.40	1307.87



Cota (m.s.n.m.)	altura (m)	V(hm³)	S(Ha)
385	0	0.00	0.00
400	15	0.21	6.84
410	25	2.23	56.28
420	35	11.86	159.63
428	43	27.42	283.70
438	53	57.98	430.43
448	63	101.11	581.25
458	73	158.66	750.83
468	83	230.89	946.40
476	91	301.86	1131.19

Figura 9.1-1. Curvas de Embalse. Fuente: Elaboración propia

2. TIPOLOGÍA DE PRESA

2.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

En los estudios geotécnicos desarrollados se han determinado las principales características del terreno, que permiten definir la tipología de las presas a proyectar, así como otras recomendaciones de naturaleza constructiva (taludes de rellenos y de excavación, capacidad de soporte, tratamiento del terreno, materiales a utilizar, etc.).

2.1.1. La Recova

Aunque sería posible plantear una tipología de presa de hormigón para los valores obtenidos de resistencia del sustrato (con espesor razonable de recubrimiento para considerar su excavación), la relativa debilidad de los materiales tobáceos en ambos estribos de la presa hace más recomendable una tipología de materiales locales, preferentemente de tipo CFRD o CFGD (enrocado o gravas con pantalla de hormigón). Para el cuerpo de presa se dispone de un importante volumen de gravas aluviales en el vaso, aunque parece haber mayor dificultad para obtener escollera de calidad dentro de la zona inundable. Por tanto, la tipología finalmente recomendada es CFGD (presa de gravas aluviales compactadas, con pantalla de hormigón).

El depósito aluvial de gravas rodadas y bolones en matriz arenosa dentro de la zona inundable del embalse, tiene volúmenes sobrados para cubrir las necesidades del cuerpo de presa, obras de desvío y los agregados para hormigones, previo chancado y clasificación (unos 8.400.000 m³ de gravas y arenas dentro de la zona inundable).

El desvío del río se recomienda en túnel por la margen derecha, excavado en las andesitas, y el evacuador de crecidas por el relieve alomado de la margen izquierda, excavando los materiales de la Fm Montaña (gravas de bolos y cantos rodados en matriz limo-arenosa o arcillo-arenosa) hasta fundar en el sustrato tobáceo, con la posibilidad de encontrar andesitas en su zona final, más cercana al cauce fluvial.

2.1.2. El Montecillo

Aunque la calidad del macizo rocoso y su escaso recubrimiento de suelos en la zona central del valle permiten la fundación de una presa de hormigón, la geometría de la angostura (aproximadamente 1 km de anchura en la base), y el considerable espesor de terraza aluvial en la margen izquierda (21 m), hacen más aconsejable la tipología de materiales locales, de tipo CFRD o CFGD.

Respecto a la disponibilidad de materiales para el cuerpo de presa, el depósito aluvial de gravas rodadas y bolones en matriz arenosa, presenta volúmenes sobrados para el cuerpo de presa, obras de desvío, filtros, drenes, y agregados para los hormigones, dentro de la zona inundable del embalse, previo chancado y clasificación (volumen útil mayor de 9.300.000 m³ de gravas y arenas). Finalmente, la tipología recomendada es CFGD (gravas aluviales compactadas, con pantalla de hormigón).

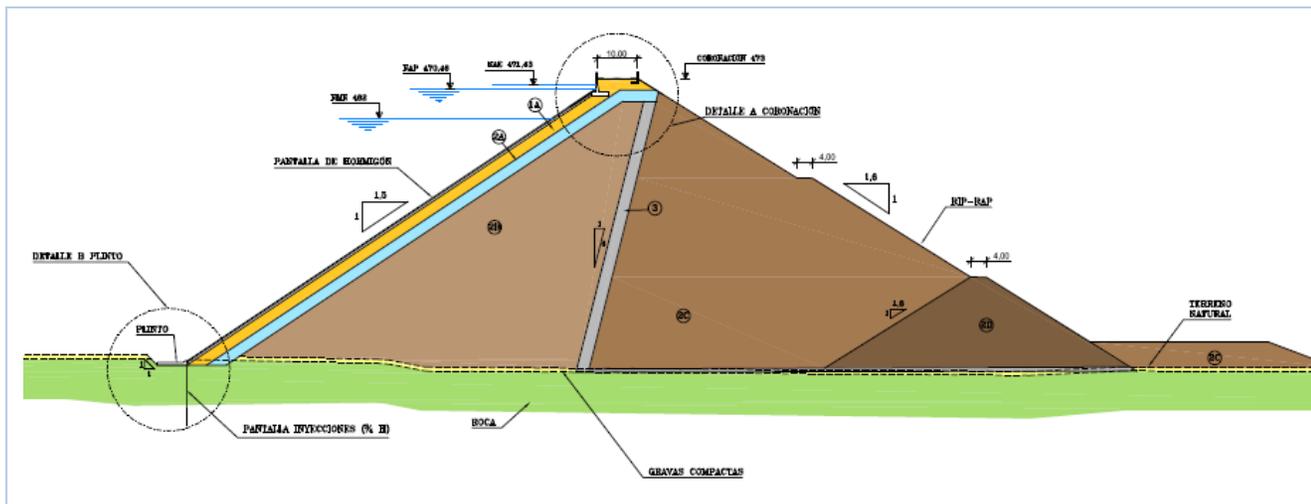
El desvío del río se recomienda en túnel por la margen derecha, excavado previsiblemente en roca andesítica, aunque no es descartable la presencia de otros materiales, tobáceos o sedimentarios, de características geotécnicas más desfavorables, así como zonas locales de falla, que puedan requerir sostenimientos más pesados. El evacuador de crecidas se proyecta en la margen izquierda, de fuerte pendiente, excavando la Fm Montaña.

2.2. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

En la figura 9.2-1 se muestra esquemáticamente la sección tipo propuesta para las soluciones de embalse en La Recova y el Montecillo. En los Anexos se recogen los planos detallados.

La impermeabilización se confía a una pantalla de hormigón con espesor variable ($e = 0,30 + 0,002 * H$) y con juntas verticales cada 16 m. Esta pantalla se apoya sobre dos capas de material seleccionado de mayor permeabilidad (filtros) que garantizarán un mejor apoyo de la pantalla. El cuerpo de presa se ha zonificado en dos grades zonas. La parte aguas arriba está compuesta por una escollera más seleccionada y roca de mejor calidad, a fin de reducir los posibles asentamientos posteriores a la construcción. Aguas abajo de este material se ha dispuesto de un material más heterogéneo a fin de compatibilizar el volumen total de relleno con los materiales disponibles en el vaso del embalse. Entre ambos materiales se dispone una capa de material drenante (*dren chimenea*) ligeramente inclinado hacia aguas abajo, cuya función será evitar que las posibles filtraciones saturen el espaldón aguas abajo de la presa. Dicho dren se conecta con otro dren horizontal con salida en el pie del talud aguas debajo de la presa.

Figura 9.2-1 Sección tipo para la presa: materiales locales con pantalla de hormigón



En el talud aguas abajo se ha dispuesto de dos bermas equidistantes 25 m en altura y de 4 m de anchura. En la parte inferior del espaldón de aguas abajo, por debajo de la segunda berma, se ha dispuesto de un material de escollera con tamaño mayor de 30 cm con la finalidad de colaborar en la estabilidad del mismo.

La pantalla de hormigón apoyará sobre un plinto definido mediante un radier de hormigón de 35 cm de espesor cuya longitud mínima será de 3 m. Dicho radier se anclará al substrato de fundación mediante una serie de anclajes y se asegurará el contacto mediante inyecciones de consolidación de 5 m de profundidad.

En el caso de La Recova, dada la potencia existente de aluvial, se procederá a la ejecución de una pared moldeada para el apoyo del plinto en la roca de cimentación. La impermeabilización de la presa se completa con una pantalla de inyecciones ejecutada desde el plinto con una profundidad máxima de 2/3 de la altura de agua y definida con una monofila de taladros verticales cada 3 m y refuerzos de taladros inclinados 30°. La ejecución de la pantalla hace necesaria la construcción de un parapeto en coronación de 5 m de altura que posibilitará el montaje del moldeado para el hormigonado de la pantalla.

2.3. TALUDES DE PRESA. CÁLCULO DE ESTABILIDAD

Para determinar los taludes de las presas, se desarrolla un análisis estático y dinámico de la estabilidad de las presas que completan los estudios realizados en etapas anteriores.

En los dos casos, la sección tipo de la presa es semejante, mostrando sólo diferencias en la altura y en el sustrato de apoyo. El rango de alturas de presa está sobre los 80-90 m. Los taludes adoptados en ambas presas, y que se comprueban en los cálculos de estabilidad, son los habituales para estas tipologías y materiales: aguas arriba 1V:1,5H y aguas abajo 1V:1,6H.

Los parámetros utilizados para el cálculo de comprobación de su estabilidad se han determinado en base a la caracterización de los materiales durante la campaña geotécnica realizada en terreno. Los parámetros de la escollera han sido adoptados a partir de referencias bibliográficas específicas. Los parámetros geotécnicos obtenidos en la campaña de terreno son los siguientes:

- La resistencia a compresión simple sobre muestras de roca sana, tiene valores máximos de 119 MPa.
- En el desgaste de los Ángeles, se han obtenido valores entre 13,7% y 22,1% (siempre inferiores a 40%).
- La densidad en muestras de roca, se encuentra entre 23,2 y 27,0 kN/m³
- Teniendo en cuenta que se trata en todos los casos de material granular no cohesivo (arenas, gravas y escollera, de diversos tamaños) el parámetro de cohesión es nulo (0 kPa).

Tabla 9.2-1. Parámetros utilizados para las presas

Parámetro	Escollera tipo 2B y 2D	Escollera tipo 2C	Gravas aluviales
Densidad saturada	20 kN/m ³	20 kN/m ³	22 kN/m ³
Ángulo fricción interna Φ	45°	40°	35°
Cohesión	0	0	0

Nota: Los materiales 2B y 2D deben cumplir: Desgaste Los Ángeles <40, RCS >60 MPa y densidad de los bloques >25 kN/m³

Fuente: Elaboración propia.

El ángulo de fricción interna empleado ha sido deducido a partir de bibliografía técnica específica, dada la gran dificultad de realizar un ensayo de corte con escollera, que pocos laboratorios en el mundo pueden realizar. Entre ellos el laboratorio de geotecnia del CEDEX (Centro de Estudios Experimentales del Ministerio de Fomento de España) de quien se ha recogido el artículo *“Análisis de la resistencia de escolleras mediante ensayos de corte directo en caja de 1x1 m². José Estaire y Claudio Olalla. Revista Ingeniería Civil n°144 (2006)”*, que ha servido de referencia para determinar este parámetro en el presente proyecto. En este artículo se concluye que *“Los valores de ángulo de rozamiento secante varían entre unos 55° y 45° para cargas verticales bajas y altas respectivamente para el caso de escollera vertida. Para la escollera compactada, los valores fluctúan entre 60° y 50°, es decir unos 5° más que la escollera vertida”*. Por tanto, se ha adoptado un valor de 40° para las escolleras del espaldón de aguas abajo (tipo 2C) y de 45° para las escolleras de mayor calidad situadas en el espaldón de aguas arriba y del tacón del pie (tipo 2B y 2D).

También se ha consultado la *“Guía para el Proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento de España (2006)”* para elaborar el cuadro de parámetros. Así, la roca Andesita presenta valores de ángulo de fricción básico de 42° con incrementos de hasta 3° (45° en total) en función de la correcta puesta en obra (escollera de mayor calidad y compactada). Una cuidadosa puesta en obra de la escollera redundará en un mayor ángulo de fricción. Se adjunta el cuadro citado de la Guía Técnica.

Tabla 9.2-2. Valores de ϕ_b y $\Delta\phi_c$

MATERIAL (*)	ϕ_b (°)	$\Delta\phi_c$ (°)
Granito muy sano	40-41	1-2
Gneis	41-42	1-2
Cuarcita sana	39-40	1-2
Basalto	40-41	1-3
Riolita y andesita	41-42	1-3
Sienita y granodiorita	41-42	1-3
Dolomías y calizas muy sanas	39-40	1-2
Conglomerados y brechas bien cementadas	39-41	1-2
Areniscas bien cementadas	38-39	1-2

(*) Valor medio: $q_u \geq 80$ MPa (desechando el valor más bajo de una serie de diez probetas).
 Valor mínimo: $q_u \geq 60$ MPa (desechando los dos valores más bajos de una serie de diez probetas).

Fuente: "Guía para el Proyecto y la ejecución de muros de escollera en obras de carretera. Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento de España (2006)"

Las situaciones de cálculo consideradas son las correspondientes a la etapa de construcción y explotación, con la cota de agua en su nivel máximo normal. Por ser zona sísmica, en ambas comprobaciones se ha tenido en cuenta el efecto del sismo. Los coeficientes de seguridad mínimos considerados en los cálculos han sido los siguientes:

Tabla 9.2-3 Situaciones de cálculo y coeficientes de seguridad considerados

Situación de cálculo	Coefficiente de seguridad mínimos
Construcción/Operación NMN + SISMO	1,10
Construcción/Operación NMN	1,50

Fuente: Elaboración propia

Para evaluar la estabilidad de los taludes de la presa durante la ocurrencia de un evento sísmico, se emplea el análisis pseudo-estático, que consiste en imponer fuerzas horizontales y verticales al potencial deslizamiento, que presentan las fuerzas sísmicas inerciales. Estas fuerzas, que son proporcionales a la masa del potencial volumen de deslizamiento, se definen a través de coeficientes sísmicos. Al tratarse de presas en territorio chileno, se han utilizado los estudios efectuados por Saragoni, que establecen el valor de K_h (coeficiente sísmico horizontal) en función de la aceleración máxima esperable, según las siguientes formulaciones:

$$K_h = 0.3 * \frac{a_{max}}{g}; a_{max} < 0.67g \qquad K_h = 0.22 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)^{\frac{1}{3}}; a_{max} > 0.67g$$

De acuerdo con el estudio geológico-geotécnico, para esta zona se determina una aceleración máxima de 0,41 g. Por tanto, para el cálculo pseudo-estático el coeficiente sísmico horizontal es $K_h = 0,123$.

En la práctica habitual se considera para el cálculo citado un coeficiente sísmico vertical K_v nulo por tener escasa influencia sobre los factores de seguridad finalmente calculados. No obstante, y mostrando un lado

conservador, se ha tenido en cuenta una aceleración vertical del orden de la mitad de la horizontal, esto es, un coeficiente sísmico vertical $K_v = 0,061$.

Tabla 9.2-4. Coeficientes sísmicos de cálculo

Coeficiente sísmico cálculo pseudo-estático	Valor
K_h	0,123
K_v	0,061

Fuente: Elaboración propia

El cálculo pseudo-estático para la comprobación de la estabilidad se ha realizado mediante la conocida aplicación de cálculo de equilibrio límite, Geo-Slope 2007. El método empleado es el de Morgenstern-Price por considerar equilibrio de fuerzas y momentos en las distintas rebanadas. En las figuras siguientes se muestran los modelos realizados:

Figura 9.2-2. Modelo Geo-Slope La Recova. Fuente: elaboración propia

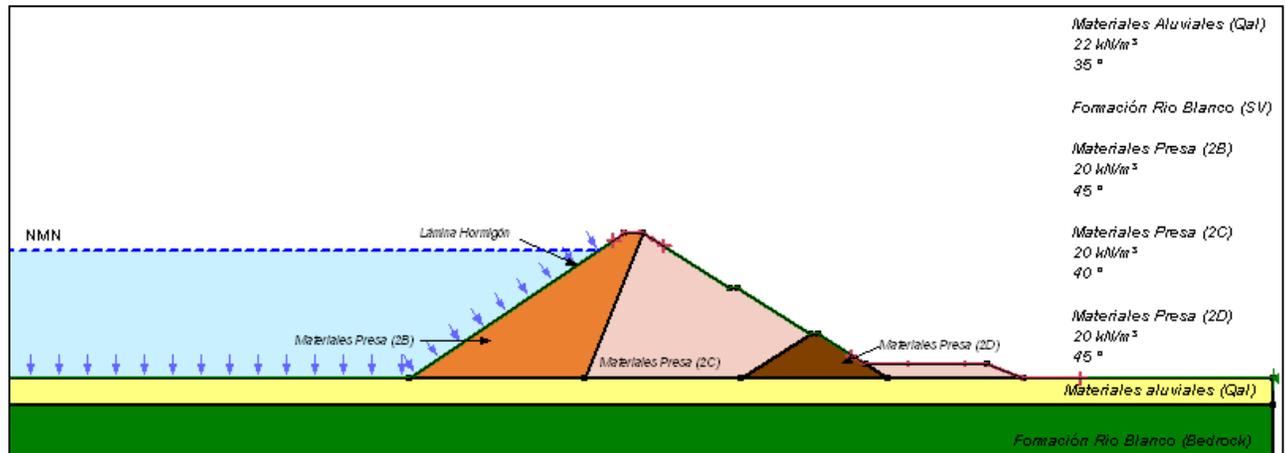
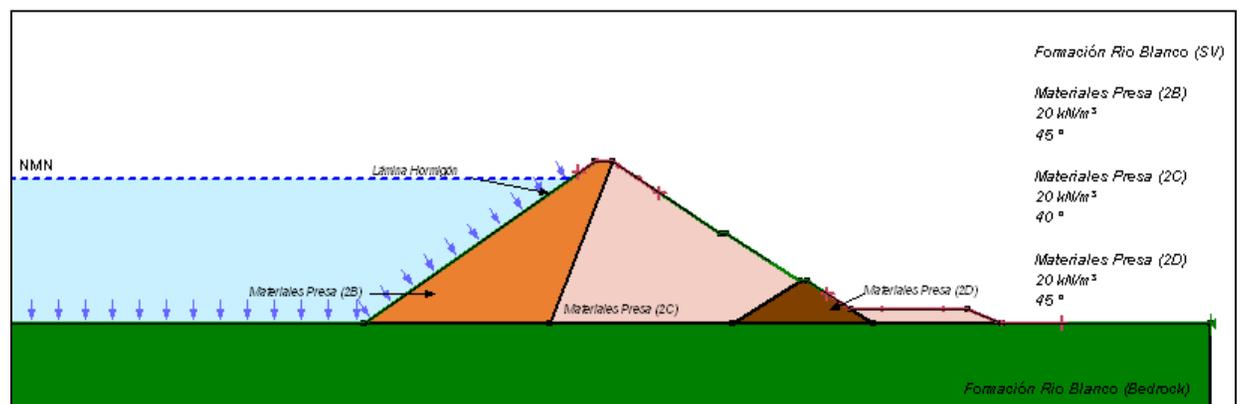


Figura 9.2-3. Modelo Geo-Slope El Montecillo. Fuente: elaboración propia



A continuación se muestran los coeficientes de seguridad obtenidos en los análisis de estabilidad:

Tabla 9.2-5. Coeficientes de seguridad obtenidos en La Recova, talud aguas arriba

Φ' (°)	CONSTRUCCIÓN		
	NO SISMO	SISMO	
	-	$K_v=0$	$K_v=0,5*K_h$
45	1,504	1,169	1,151

Tabla 9.2-6. Coeficientes de seguridad obtenidos en La Recova, talud aguas abajo

Φ' (°)	CONSTRUCCIÓN	OPERACIÓN	
	NO SISMO	SISMO	
	-	$K_v=0$	$K_v=0,5*K_h$
40	1,514	1,157	1,139

SITUACIÓN FALLA	OPERACIÓN		
	NO SISMO	SISMO	
	-	$K_v=0$	$K_v=0,5*K_h$
Mitad coronamiento muro (CP)	1,507	1,128	1,114
Total coronamiento muro (CT)	1,533	1,174	1,155
Vaciamiento embalse (V)	1,932	1,452	1,428

Tabla 9.2-7. Coeficientes de seguridad obtenidos en El Montecillo, talud aguas arriba

Φ' (°)	CONSTRUCCIÓN		
	NO SISMO	SISMO	
	-	$K_v=0$	$K_v=0,5*K_h$
45	1,505	1,191	1,172

Tabla 9.2-8. Coeficientes de seguridad obtenidos en El Montecillo, talud aguas abajo

Φ' (°)	CONSTRUCCIÓN	OPERACIÓN	
	NO SISMO	SISMO	
	-	$K_v=0$	$K_v=0,5*K_h$
40	1,511	1,135	1,117

SITUACIÓN FALLA	OPERACIÓN		
	NO SISMO	SISMO	
	-	$K_v=0$	$K_v=0,5*K_h$
Mitad coronamiento muro (CP)	1,505	1,156	1,138
Total coronamiento muro (CT)	1,505	1,15	1,132
Vaciamiento embalse (V)	1,866	1,409	1,386

Por tanto, bastaría conseguir un ángulo de rozamiento efectivo de 45° en los materiales del espaldón ejecutado aguas arriba y de 40° aguas abajo, para cumplir los coeficientes de seguridad mínimos considerados. En los Anexos se incluyen los resultados de salida de la aplicación de cálculo Geo-Slope2007 para la Sección de La Recova y Montecillo, respectivamente.

2.4. CÁLCULO DE ASENTAMIENTO VERTICAL

Los asientos en la escollera se producen durante la construcción de la obra; por este motivo no se construye paralelamente la pantalla de hormigón aguas arriba, sino que se espera a terminar la construcción del dique. Debido a la sismicidad, es importante el cálculo de los asentamientos inducidos por sismo.

Para calcular las deformaciones de los materiales del cuerpo de presa sometidos a movimientos sísmicos, se ha seguido la metodología *“Embankment dam deformations caused by earthquakes”*. 2003 J. R. Swaisgood, P.E., C.P.G., que obtiene el % de asientos en función de la altura de presa, el espesor de suelos existentes por debajo de la fundación de la presa, el valor de PGA considerado y la magnitud del sismo de diseño.

La expresión de los asientos en coronación es:

$$\% \text{ STTLMT} = e^{(6,07 \text{ PGA} + 0,57 \text{ Ms} + 8,0)}$$

$$\% \text{ STTLMT} = \frac{\Delta}{\text{DH} + \text{AT}} \times 100$$

Donde:

PGA = Peak Ground Acceleration (in g)

M = earthquake magnitude

DH= altura de presa

AT=espesor suelos hasta roca por debajo de la fundación

Δ = asientos

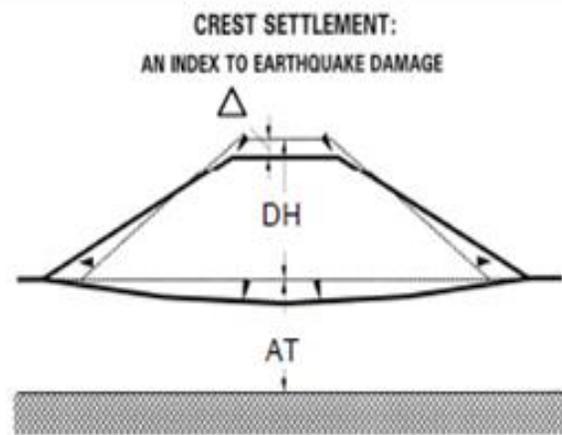


Figura 9.2-4. Asentamiento por sismo

Así, el asiento producido en la coronación de la presa estaría en función de la altura de la presa y el espesor de suelos existente por debajo de la fundación. Habiendo estimado una altura máxima <100 m y cimentando en roca, los parámetros serían:

$$\text{PGA} = 0,41\text{g}$$

$$\text{M} = 8$$

Y por tanto: Asentamiento = 0,38%

En las siguientes figuras se puede comprobar que los valores calculados se encuentran dentro de los rangos habituales obtenidos en otras presas americanas, entre ellas algunas chilenas (Cogoti, Aromos, Paloma y Santa Juana).

Por tanto, se puede concluir que los valores obtenidos (0,38%) se encuentran en el rango de daños denominados “menor” a “moderado”. Según el autor, con este rango de daños debe cuidarse la construcción de la presa. Por tanto se recomienda que además del empleo de escollera de calidad, como la existente en la zona, sea cuidada y adecuada su puesta en obra.

Figura 9.2-5. Estadística de valores de asentamiento de diferentes tipos de presa

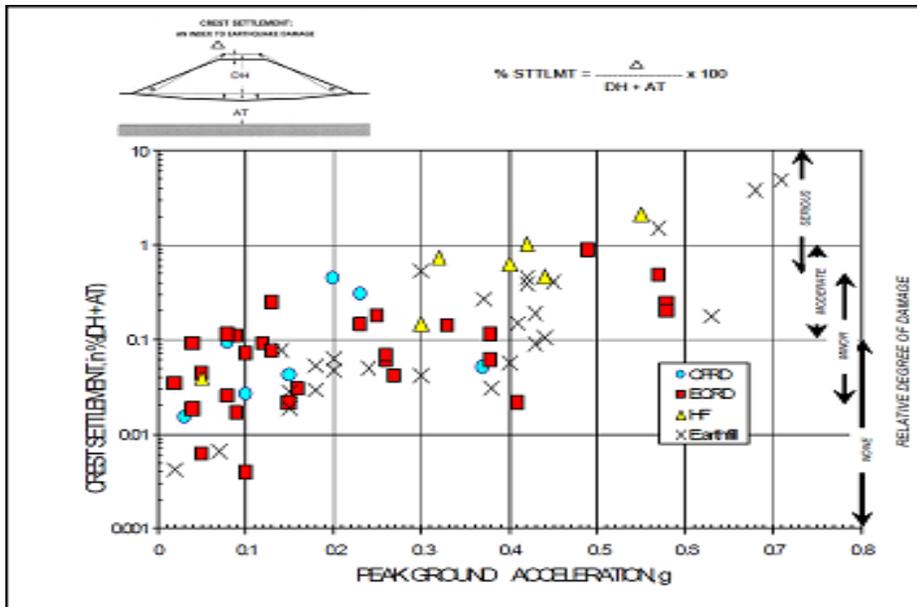
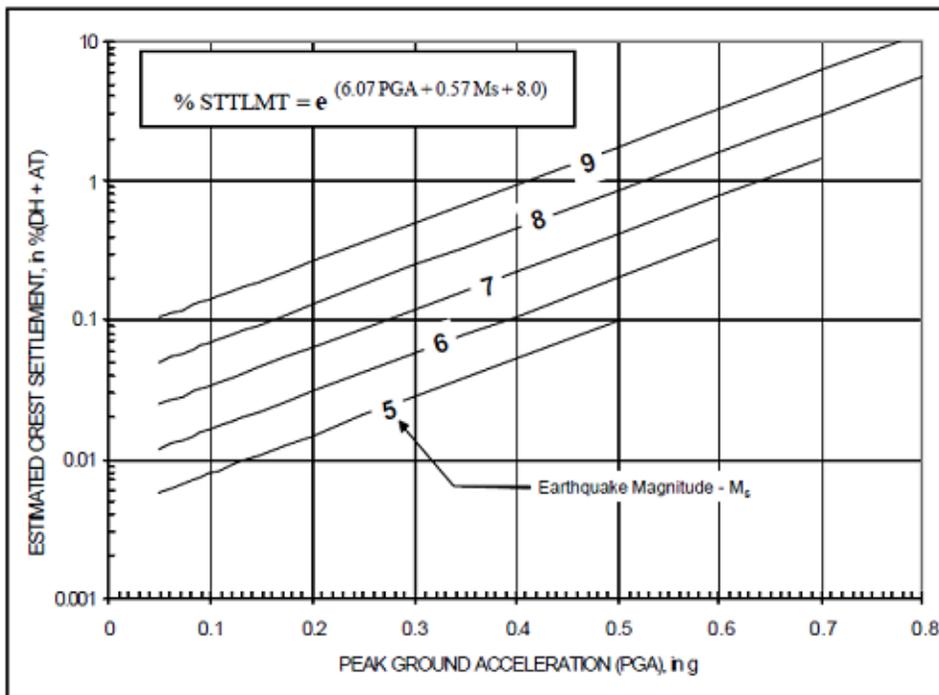


Figura 9.2-6. Estimación de asentamientos

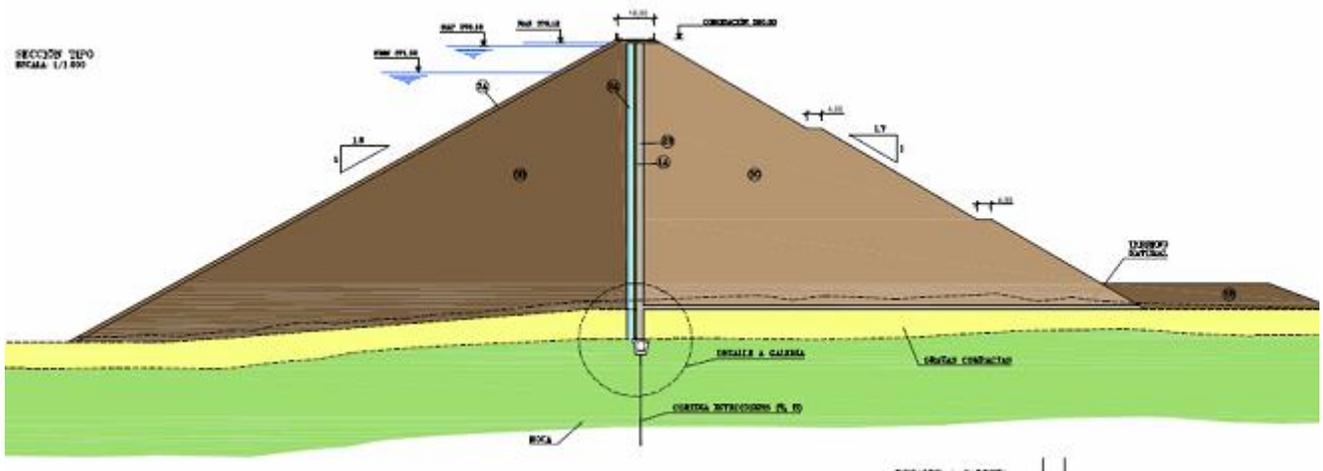


2.5. ANÁLISIS DE LA TIPOLOGÍA DE PRESA DE NÚCLEO ASFÁLTICO

También cabe la posibilidad de plantear una tipología de presa de materiales locales con núcleo asfáltico. Las presas de este tipo construidas hasta la fecha han evidenciado un excelente comportamiento desde el punto de vista de la estanqueidad, en zonas sísmicas, gracias a las propiedades viscoelásticas-plásticas y de ductibilidad que proporciona este tipo de núcleo. El material asfáltico tiene la facilidad de cicatrizar y autosellarse, especialmente ante exigencias extremas como sismos. Este aspecto fue corroborado en las presas de Maopingxi (de 130 m de altura) y Yele (de 125 m de altura) después del terremoto de Wenchuan de mayo de 2008 en China.

La sección tipo de presa tendría un talud aguas arriba 1,8H:1V y aguas abajo 1,7H:1V éste último con dos bermas equidistantes de 4 m de ancho. La pantalla de material asfáltico se situaría coincidente con el eje de la presa, con una anchura constante de 60 cm arropada por una capa vertical de transición de 2 m de anchura aguas arriba y un filtro dren aguas abajo de también 2 m de anchura. Este dren vertical conectaría con otro dren horizontal con salida al talud aguas abajo a pie de presa.

Figura 9.2-7. Tipología de presa de materiales locales con núcleo asfáltico



En el apoyo de la pantalla asfáltica se define un plinto mediante un radier de hormigón que se corresponderá con la parte superior de la galería perimetral. En el caso de La Recova el plinto del núcleo se debería apoyar sobre un muro colado que permitirá salvar el espesor de aluvial existente en la zona.

La impermeabilización de la presa se completa con una pantalla de inyecciones ejecutada previamente a la ejecución de la galería perimetral, con una profundidad máxima de 2/3 de la altura de agua y definida con una monofila de taladros verticales cada 3 m y refuerzos de taladros inclinados 30°. El ancho de coronación sería de 10 m en todos los casos. El evacuador de crecidas se plantearía frontal, en la ladera izquierda, independiente del cuerpo de la presa.

Las diferencias entre la tipología de presa de materiales locales con núcleo asfáltico y la tipología de presa de materiales locales con pantalla de hormigón, son las siguientes:

- 1) Con un diseño y una construcción adecuadas, las presas con núcleo de asfalto no necesitan mantenimiento, mientras que la pantalla de hormigón debe ser revisada (especialmente las juntas) para evitar fisuras y posibles filtraciones.
- 2) La solución con núcleo asfáltico, a diferencia de la presa con pantalla de hormigón, permitiría poner en carga la presa antes de su finalización, lo que posibilitaría reducir los condicionantes del desvío del río al reducirse el tiempo durante el cual se hace necesaria la ataguía.
- 3) El asfalto es un material plástico y viscoelástico, lo que le confiere una capacidad de autosellado cuando está expuesto a asentamiento de terraplenes o daños por sismos. Vale decir, que este tipo de núcleo se adapta mucho mejor a zonas sísmicas.
- 4) El plinto del núcleo de asfalto es geoméricamente más simple y más corto, lo que simplifica las tareas de construcción
- 5) Los núcleos asfálticos pueden tolerar asentamientos tanto en la fundación como deformaciones en el terraplén causadas por cargas estáticas o sísmicas mucho mejor que las losas de hormigón inclinadas que conforman la cara estanca aguas arriba, por lo que puede reducir las exigencias de los materiales a emplear en los espaldones.
- 6) La tensión a la cual se producen las fisuras pueden incrementarse usando mezclas asfálticas más enriquecidas o por medio de la incorporación de aditivos para mejorar la ductilidad del concreto asfáltico. El uso de bitumen blando incrementa la calidad del auto sellado y permite la operación con temperaturas ambientes bajas durante las etapas de producción del material, transporte y construcción del núcleo. Existe una amplia experiencia en el uso de aditivos los que en cada proyecto particular se ajustan con el fin de adecuarse a las condiciones climáticas y de construcción.
- 7) Los muros de núcleo asfáltico requieren un proceso constructivo más delicado y cuidadoso, que no disponen o conocen la mayoría de las empresas constructoras, lo cual limita las posibilidades de seleccionar la empresa constructora.
- 8) Los costes de construcción de una presa de materiales locales con núcleo asfáltico son siempre mayores que los correspondientes a una presa con pantalla de hormigón. Estos costes pueden compensarse a largo plazo por el menor coste de conservación.
- 9) El talud de aguas arriba en una presa con núcleo asfáltico tiene que ser necesariamente más tendido que el de una presa con pantalla de hormigón, ya que en la primera media presa (espaldón de aguas arriba) está saturado y en la otra no. En el diseño que se ha pensado para la pantalla de núcleo asfáltico se ha considerado un talud de aguas arriba 1.8H:1V y aguas abajo 1.7H:1V. En la presa con pantalla de hormigón se ha considerado unos taludes de 1.5H:1V aguas arriba y 1.6H:1V aguas abajo, por lo que el volumen del dique es menor en la presa con pantalla de hormigón respecto de la de núcleo asfáltico.
- 10) El aliviadero es exactamente el mismo en ambas tipologías.
- 11) No hay justificación técnica para decir que el desvío del río pueda resolverse de forma distinta en una tipología. En ambas tipologías es preferible un desvío del río fuera del cuerpo de la presa, si los túneles de desvío pueden excavarse en la roca del cauce. Si el desvío se hace por el cuerpo del espaldón hay una junta delicada en ambas tipologías. Es verdad que es previsible una mejor adherencia del hormigón asfáltico al hormigón de las galerías en la presa con núcleo asfáltico, pero también es cierto que esa junta queda oculta y si falla es de más difícil tratamiento. En la presa con pantalla de hormigón las juntas

de la pantalla con el emboquille de estos túneles (cuando se construyen dentro del espaldón) son delicadas y similares a las que se colocan en la junta del plinto con la pantalla.

- 12) Una presa con núcleo asfáltico tiene normalmente menor caudal de filtración y la pantalla tiene un comportamiento más plástico, por lo que es una excelente tipología. El problema de esta tipología es que su experiencia de construcción está limitada a unas determinadas empresas (generalmente centroeuropeas) y que su coste de construcción es mayor.

No hay experiencias previas en Chile de presas de núcleo asfáltico. Las experiencias europeas son escasas (España, Austria, Alemania, Noruega y Suecia). En definitiva, la opción de materiales locales con pantalla de hormigón es la solución tradicional cuando existe abundancia de materiales granulares en la zona, como es el caso. La opción de núcleo asfáltico proporciona una mayor calidad, garantía de impermeabilidad, durabilidad y mejor comportamiento frente a los riesgos sísmicos, pero tiene el inconveniente de resultar más cara que la anterior. A veces el precio puede estar justificado, cuando la fundación del plinto de la pantalla de hormigón resulta muy desfavorable, o cuando se requieren mayores garantías de durabilidad, o se busca reducir el coste de conservación. También puede ocurrir que las condiciones de las obras de desvío de una presa con pantalla de hormigón, que son generalmente mediante un túnel, resulten tan costosas que pudieran hacer más barata la presa de núcleo asfáltico, que no requiere necesariamente del túnel de desvío.

Sin embargo, esta tipología de presas de núcleo asfáltico es demasiado novedosa en la actualidad en Chile, en donde no conocemos precedentes, y existe incertidumbre en cuanto a los costes. Por este motivo, se recomienda la solución de materiales locales con pantalla de hormigón en ambos casos para el presente Estudio de Prefactibilidad, aunque en fase de Factibilidad debería analizarse también la posible conveniencia del núcleo asfáltico.

3. EVACUADOR DE CRECIDAS

3.1. CRITERIOS ADOPTADOS

Los datos de partida para el cálculo de laminación de crecidas que permite la definición del elemento evacuador y su capacidad de desagüe son los siguientes:

1. Hidrogramas de crecida de entrada al embalse en régimen natural (resultados incluidos en el “*Estudio hidrológico de crecidas*”).
1. Nivel máximo normal de embalse, en función del volumen necesario para satisfacer las demandas.
2. Características del evacuador de crecidas con sus diferentes elementos:
 - Vertedero frontal
 - Canal colector
 - Rápidas de descarga
 - Trampolín y protección

Al igual que se hiciera en el “Estudio de Crecidas” desarrollado en la Etapa 5 del presente informe, para la laminación de crecidas se ha utilizado el software HEC-HMS.

El Reglamento de Obras Mayores de la DGA divide los embalses en tres categorías: A, B y C. Bajo dicho reglamento, los embalses a diseñar pertenecen a la categoría C (grandes, de altura máxima de muro igual o superior a 30 m, o bien de capacidad igual o superior a 60 hm³). Por lo tanto, el caudal de diseño de la obra de evacuación de crecidas corresponde al caudal asociado a un periodo de retorno de 1.000 años. Para el embalse de La Recova $Q_{1.000 \text{ años}}=2.709,10 \text{ m}^3/\text{s}$ y para Montecillo-1 $Q_{1.000 \text{ años}}=2.058,60 \text{ m}^3/\text{s}$

Este diseño debe ser verificado para la crecida asociada a un periodo de retorno de 10.000 años que corresponde en La Recova a un caudal $Q_{10.000 \text{ años}}= 3.133,40 \text{ m}^3/\text{s}$ y en El Montecillo-1 a un caudal $Q_{10.000 \text{ años}}= 2.380,00 \text{ m}^3/\text{s}$, de forma que el nivel máximo extraordinario del embalse (NAE) durante dicha crecida no supere la cota de coronación de los embalses.

Tabla 9.3-1. Caudales de diseño del evacuador de crecidas para cada solución de embalse

Periodo de retorno (T años)	Embalse La Recova Q (m ³ /s)	Embalse Montecillo-1 Q (m ³ /s)
1.000 (crecida de diseño)	2.709,30	2.058,60
10.000 (crecida de verificación)	3.133,40	2.380,00

Fuente: Elaboración propia

El diseño hidráulico del evacuador de crecidas de ambos embalses se realiza siguiendo la metodología descrita en la publicación técnica de recursos hídricos “*DESING OF SMALL DAMS*” del U.S. Bureau of Reclamation.

El evacuador de crecidas es un elemento de control cuyo diseño proporciona un comportamiento óptimo de caudales cuanto más se aproxime al perfil descrito por la lámina de agua inferior vertiente.

3.2. VERTEDERO

El perfil del labio del vertedero frontal es del tipo USBR, el cual se define mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \cdot \left(\frac{X}{H_0}\right)^n$$

Donde K y n son constantes que dependen de la inclinación del paramento aguas arriba del vertedero y de la velocidad de aproximación del agua.

La ecuación que rige el comportamiento hidráulico de un vertedero está dada por:

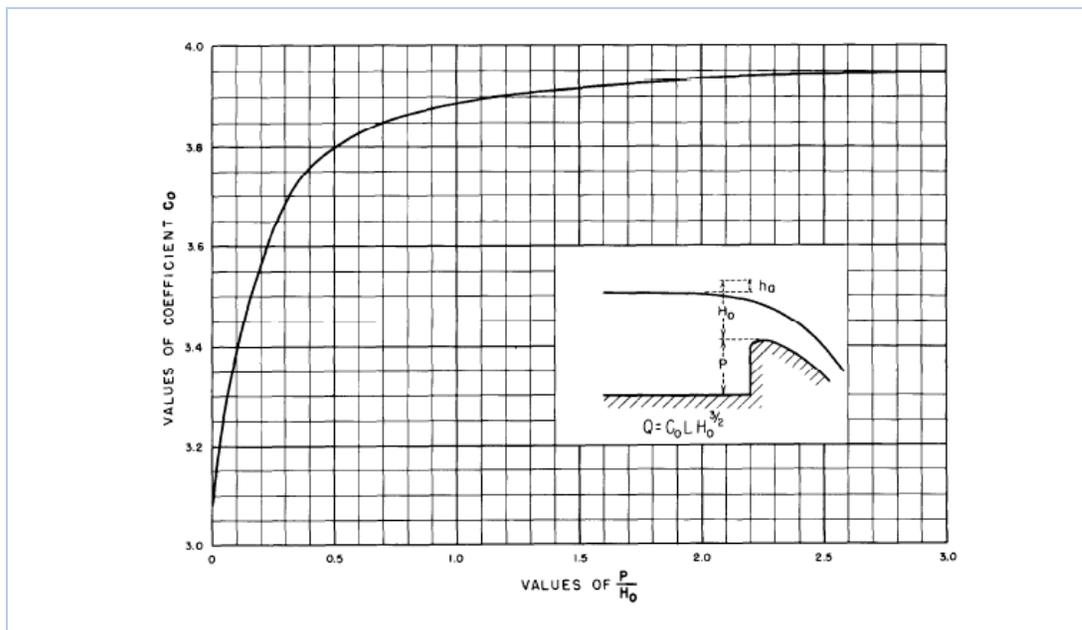
$$Q = C_0 \cdot L \cdot H_e^{3/2}$$

Donde Q representa el caudal vertido (m^3/s), C el coeficiente de descarga ($m^{0.5}/s$), L la longitud del vertedero (m) y H_e la carga de energía (m).

El coeficiente de descarga C_0 depende del tipo de vertedero seleccionado. En el caso de estudio, se utiliza el tipo USBR, cuya variabilidad está dada por la curva indicada en la Figura 9.3-1.

Figura 9.3-1. Coeficiente de descarga vertedero estricto con pared vertical aguas arriba

Fuente: "Desing of Small Dams" Bureau of Reclamation



Para poder determinar la longitud del vertedero así como el resto de parámetros, es necesario realizar una iteración de caudales, longitud de vertedero y coeficiente de descarga ya que todos ellos están relacionados entre sí (ecuación implícita).

Los resultados de estos tanteos se presentan en los Anexos. En la Tabla 9.3-2, se resumen los valores encontrados para las dos soluciones de embalse y cada uno de los 5 escenarios estudiados. El valor de P representa la altura del muro aguas arriba del vertedero. La iteración de caudales y por consiguiente de los coeficientes de descarga se ha realizado con el software Hec-HMS, con su módulo de laminación, a partir de la cota de inicio de vertido definida por el volumen de embalse necesario para satisfacer las demandas.

Tabla 9.3-2. Longitud de vertedero para la crecida de 1.000 años de periodo de retorno

Escenario	Q entrante T=1000 (m ³ /s)	Q saliente T=1000 (m ³ /s)	L (m)	q (m ³ /s/m)	Cota N.M.N (m.s.n.m.)	Cota en crecida (m.s.n.m.)	Ho crecida (m)	Co (m ^{0.5} /s)
LA RECOVA								
1.1	2,709.30	1,587.90	40.00	39.70	371.60	378.74	7.14	2.08
1.2	2,709.30	1,701.70	45.00	37.82	370.00	376.90	6.90	2.08
1.3	2,709.30	1,850.00	50.00	37.00	367.00	373.80	6.80	2.09
1.4	2,709.30	2,040.80	55.00	37.11	361.00	367.80	6.80	2.09
1.5	2,709.30	2,196.70	60.00	36.61	355.00	361.70	6.70	2.10
EL MONTECILLO								
1.1	2,058.60	1,234.70	30.00	41.16	464.00	471.30	7.30	2.07
1.2	2,058.60	1,349.90	35.00	38.57	462.00	469.00	7.00	2.07
1.3	2,058.60	1,475.40	40.00	36.89	458.00	464.80	6.80	2.08
1.4	2,058.60	1,590.00	45.00	35.33	452.00	458.60	6.60	2.08
1.5	2,058.60	1,694.00	50.00	33.88	446.00	452.40	6.40	2.09

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados recogidos en la tabla anterior se observa que el escenario 1.1 corresponde al caso más desfavorable para el dimensionamiento hidráulico del evacuador de crecidas y sus elementos por tener un mayor caudal específico y por tanto mayor carga hidráulica. Por eso, en los apartados siguientes se desarrollan los cálculos correspondientes a dicho escenario en ambas soluciones de embalse. El vertedero USBR tiene la forma indicada en la **Figura 9.3-2** Figura 9.3-2, en función de su longitud, y está definido por las ecuaciones que aparecen en la misma figura, y que determinan el talud aguas arriba y abajo de la cresta. El parámetro P es la altura del paramento aguas arriba (m); H_o es la altura de carga sobre el vertedero (m); K n, X_c, Y_c, R₂ y R₁ son factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina, que se obtienen a partir de la razón h_a/H_o (ver tabla 9.3-3).

Figura 9.3-2. Elementos del perfil de vertedero estricto y coeficientes que lo definen

Fuente: "Desing of Small Dams" Bureau of Reclamation

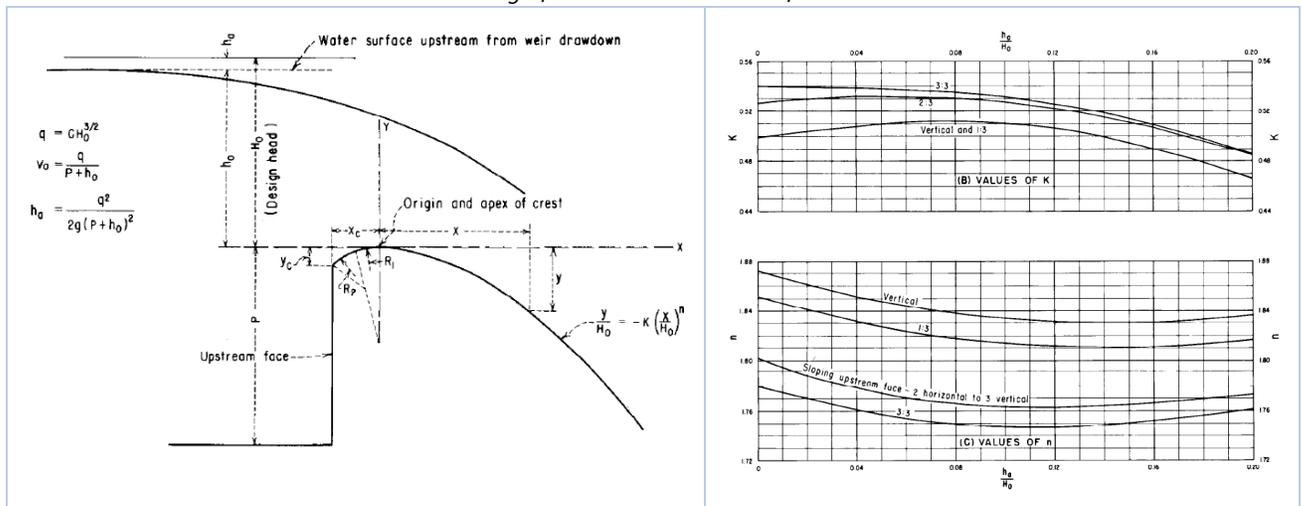


Tabla 9.3-3. Factores para la determinación de la forma del vertedero USBR – Escenarios 1.1

Factor	La Recova	El Montecillo
Xc	1,61	1,34
Yc	0,57	0,29
R1	3,32	3,40
R2	3,32	3,40
L vert (m)	40.00	30.00
ha/Ho	0.11	0.11
K	0.51	0.53
n	1.830	1.748
Ho	7.10	7.32
ha	0.79	0.81

Fuente: Elaboración Propia

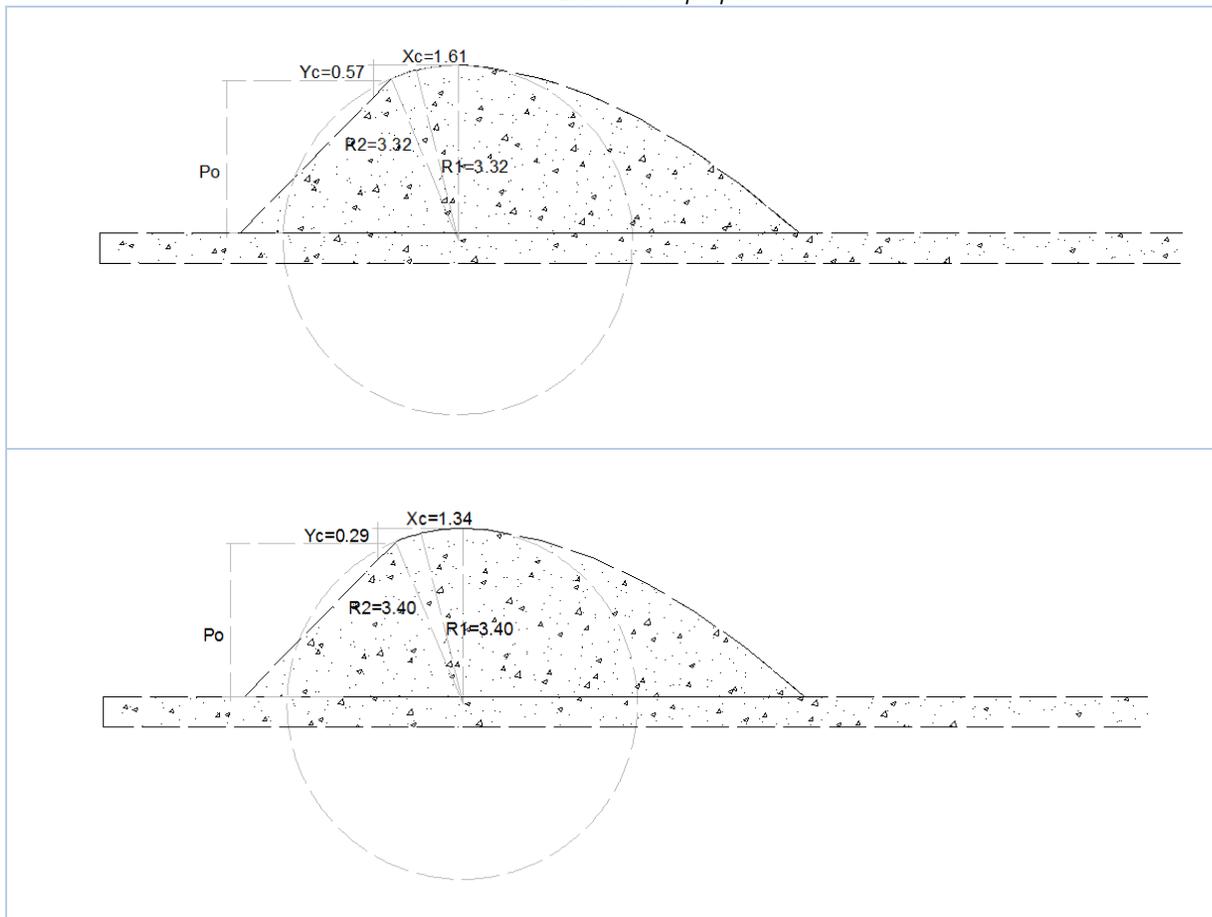
A partir de los valores de estos coeficientes, se definen las ecuaciones geométricas de los perfiles de aguas abajo de los vertederos:

La Recova: $y = -0,09974 \cdot x^{1,83}$

El Montecillo 1: $y = -0,1196 \cdot x^{1,748}$

Figura 9.3-3. Perfil del vertedero de La Recova y El Montecillo-1

Fuente: Elaboración propia



El caudal asociado a la crecida de 10.000 años tiene un valor de 3.133,40 m³/s para La Recova y 2.380,00 m³/s para El Montecillo 1. Para obtener el valor H_o, H_d y h_a se realizaron los mismos procedimientos y cálculos descritos anteriormente. Los valores obtenidos para la crecida de 10.000 años para todos los escenarios se recoge en la Tabla 9.3-4.

Tabla 9.3-4. Caudales asociados a las crecidas milenaria y decamilenaria

LA RECOVA									
Escenario		Q entrada T=1000 (m ³ /s)	Q aliviado T=1000 (m ³ /s)	Cota crecida T=1000 (m)	H vertedero crecida T= 1.000 (m)	Q entrada T _{10.000} (m ³ /s)	Q aliviado T _{10.000} (m ³ /s)	Cota crecida T _{10.000} (m)	H vertedero crecida T= 10.000 (m)
1.1	V = 203 Hm ³	2,709.30	1,587.90	378.74	7.14	3,133.40	1,890.85	379.67	8.07
1.2	V = 191 Hm ³		1,701.70	376.90	6.90		2,037.10	377.80	7.80
1.3	V = 166 Hm ³		1,850.00	373.80	6.80		2,203.50	374.60	7.60
1.4	V = 125 Hm ³		2,040.80	367.80	6.80		2,414.80	368.60	7.60
1.5	V = 91 Hm ³		2,196.70	361.70	6.70		2,581.50	362.50	7.50
EL MONTECILLO 1									
Escenario		Q entrada T=1000 (m ³ /s)	Q aliviado T=1000 (m ³ /s)	Cota crecida T=1000 (m)	H vertedero crecida T= 1.000 (m)	Q entrada T _{10.000} (m ³ /s)	Q aliviado T _{10.000} (m ³ /s)	Cota crecida T _{10.000} (m)	H vertedero crecida T= 10.000 (m)
1.1	V = 187 Hm ³	2,058.60	1,234.70	471.30	7.30	2,380.00	1,474.00	472.30	8.30
1.2	V = 175 Hm ³		1,349.90	469.00	7.00		1,602.30	469.90	7.90
1.3	V = 150 Hm ³		1,475.40	464.80	6.80		1,739.70	465.60	7.60
1.4	V = 112 Hm ³		1,590.00	458.60	6.60		1,867.50	459.40	7.40
1.5	V = 76 Hm ³		1,694.00	452.40	6.40		1,992.00	453.10	7.10

Fuente: Elaboración propia

Una vez definido el perfil de la sección de la cresta de vertido, se aborda el cálculo del perfil hidráulico del evacuador de crecidas, para el caudal de diseño asociado al periodo de retorno T=1.000 años del escenario 1.1 (hidráulicamente el más desfavorable).

A partir de la ecuación que describe del vertedero, se discretizan los valores de X, Y, α y d para un ΔX dado, siendo X e Y las coordenadas (en metros), α el ángulo entre la horizontal y el perfil de aguas abajo del vertedero (en radianes) y d la distancia entre el par de coordenadas continuas (en metros).

El caudal en cada sección depende de su energía. Haciendo balances de energía entre diferentes secciones la diferencia de energía entre dos secciones será la diferencia de cota entre ellas menos las pérdidas producidas entre las mismas. Es decir, la energía E₁ en un punto (1) es igual a la energía E₂ en un punto (2) mas las pérdidas friccionales (Δf en metros) y singulares (Δs en metros). Para cada par de coordenadas continuas se realiza el balance de la energía del flujo para definir la relación entre sus niveles de agua.

$$E_1 = E_2 + \Delta f + \Delta S$$

Por otra parte, en canales abiertos la energía E (en metros de columna de agua) se define como:

$$E = z + h \cdot \cos(\alpha) + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Donde z es la cota (m) y v la velocidad de escurrimiento (m/s). Para obtener la velocidad, el caudal es

$$v = \frac{Q}{A}$$

Donde A es el área mojada (m^2) y Q el caudal (m^3/s). Las pérdidas por fricción se pueden definir como:

$$\Delta f = d \cdot Jm$$

$$Jm = \sqrt{J_1 \cdot J_2}$$

$$J_i = \left(\frac{Q \cdot n}{A_i \cdot R_{hi}^{2/3}} \right)^2$$

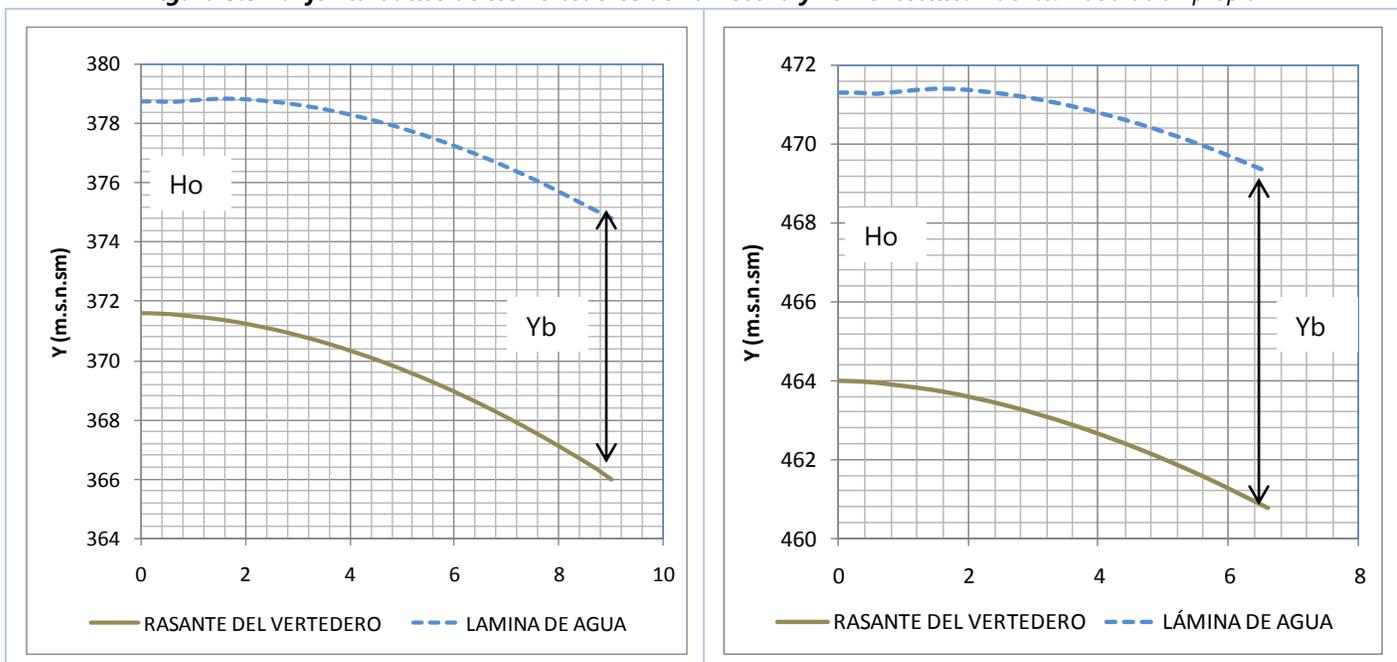
Donde d es la distancia entre las secciones (1) y (2), J_i la pendiente de la carga de energía en i , n la rugosidad del canal ($m^{0.5}/s$), A_i el área mojada en i (m^2) y R_{hi} el radio hidráulico en i (m) que se define como A_i/P_i donde P_i es el perímetro mojado en i (m). La rugosidad utilizada es 0,015.

Para definir el eje hidráulico se necesita una condición inicial, que en este caso es la energía que produce el caudal asociado a la crecida de 1.000 años de periodo de retorno. En la Tabla 9.3-5 se presentan los valores adoptados para la condición de borde, cuyos cálculos se recogen en los Anexos. En la Figura 9.3-4 se muestra el ejemplo del eje hidráulico obtenido para la crecida de 1.000 años de periodo de retorno.

Tabla 9.3-5. Valores de condición de borde. Fuente: Elaboración Propia

Parámetro	Valor de condición de borde	
	LA RECOVA	EL MONTECILLO
q ($m^3/s/m$)	39,70	41,16
ho (m)	7,14	7,32
v (m/s)	5,56	5,62
E (m)	8,72	8,93

Figura 9.3-4. Eje hidráulico de los vertederos de La Recova y El Montecillo. Fuente: Elaboración propia



Una vez definida la geometría de los vertederos, se obtienen las siguientes dimensiones para el caudal asociado a un periodo de retorno de 1.000 años:

La Recova:

La carga de agua H_o (m) sobre vertedero es 7,14 m

La altura de la lámina de agua Y_b (m) al final del vertedero es 8,88 m

Montecillo 1:

La carga de agua H_o (m) sobre vertedero es 7,32 m

La cota de la lámina de agua Y_b (m) al final del vertedero es 8,57 m

3.3. CANAL COLECTOR

Para comprobar que el vertedero no sufre anegamiento se define el perfil hidráulico del canal colector comprobando el funcionamiento conjunto del sistema vertedero-canal colector.

El canal colector recibe las aguas descargadas por el vertedero frontal. Para el canal colector se propone un canal de sección rectangular de anchura variable. En La Recova, esta anchura varía desde la longitud del vertedero (40 m) hasta una anchura de 25 m al final, con una pendiente de 4,10%, una longitud de 60 m. En El Montecillo, la anchura inicial será igual a la longitud del vertedero (30 m), reduciéndose hasta 20 m de anchura al final del canal, con una pendiente del 3% y una longitud de 60 m.

Para la determinación del eje hidráulico en el canal colector se ha utilizado la metodología indicada en la publicación "*Design of Small Dams*" del USBR.

La ecuación diferencial de la cantidad de movimiento (ecuación de Navier-Stokes) establece el equilibrio entre las fuerzas de inercia, masa, presión y viscosidad por unidad de volumen que actúan sobre una partícula fluida elemental. El flujo gradualmente variado, es un flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo del canal. Se tendrán en cuenta las siguientes hipótesis:

- La pérdida de altura en una sección es igual que la de un flujo uniforme con las mismas características de velocidad y radio hidráulico.
- La pendiente del canal es pequeña (<10%). Esto quiere decir que la profundidad del flujo puede medirse verticalmente o perpendicularmente al fondo del canal y no se requiere hacer corrección por presión ni por arrastre del aire.
- Considerando que el canal colector recibe las aguas del vertedero para dirigir las a la rápida de descarga cuya pendiente generará un régimen supercrítico, al final del canal colector se producirá una sección crítica. Con lo que la condición de contorno del canal colector será que en su sección final se dé el calado crítico.

Se entiende que en cualquier tramo corto de canal colector, la cantidad de movimiento al principio del tramo mas cualquier aumento debido a las fuerzas externas, debe ser igual a la cantidad de movimiento al final del tramo. La ecuación que define el eje es la siguiente:

$$\Delta y = \frac{Q_2}{g} \cdot \frac{(v_1 + v_2)}{(Q_1 + Q_2)} \cdot \left((v_2 - v_1) + \frac{v_1 \cdot (Q_2 - 1)}{Q_2} \right)$$

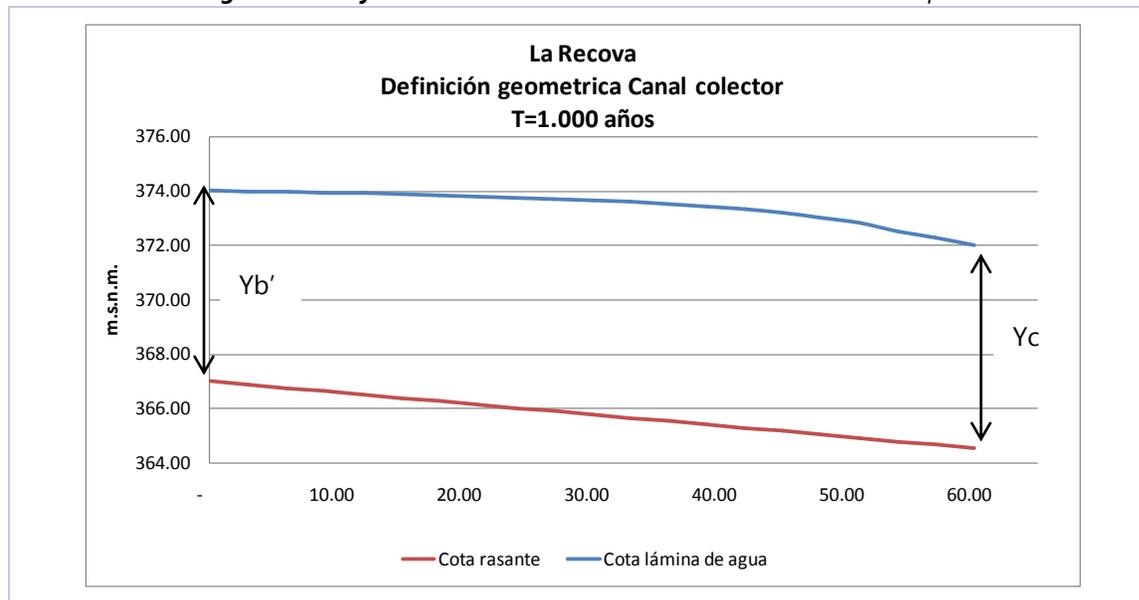
Donde Δy es el cambio de elevación (m), Q_1 (m^3/s) y v_1 (m/s) son los valores al inicio del tramo y Q_2 (m^3/s) y v_2 (m/s) son los valores al final del tramo.

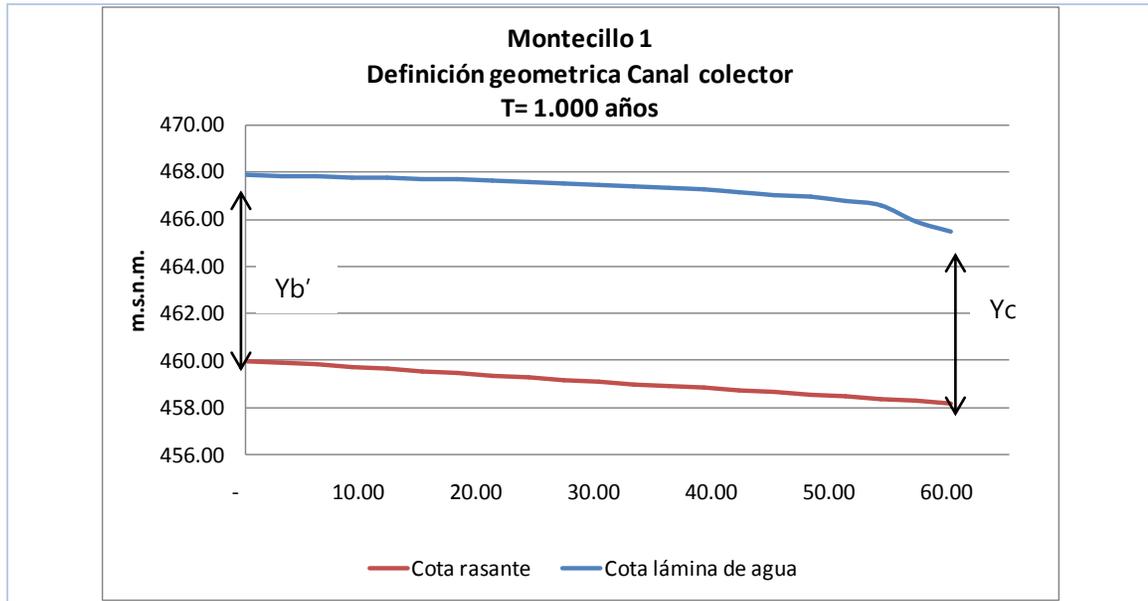
El proceso de cálculo es iterativo, de forma que conociendo la condición de contorno de la altura h y discretizando el canal colector en secciones, se itera el valor de h lo que genera la variación del área mojada y la velocidad de escurrimiento y por tanto un valor de Δy diferente, luego se comprueba que se cumpla la relación $h_1 = h_2 + \Delta y$. Los cálculos iterativos realizados se recogen en los Anexos. A continuación se comprueba que el canal colector no produce anegamiento del vertedero; es decir: $Y_b \geq Y_b'$.

Tabla 9.3-6. Valores de lámina de agua en vertedero y canal colector. Fuente: Elaboración Propia

Vertedero	Sección inicial H_o (m)	Sección final de control Y_b (m)
La Recova	7,14	8,88
Montecillo 1	7,32	8,57
Canal Colector	Sección inicial Y_b' (m)	Sección final de control Y_c (m)
La Recova	6,99	7,44
Montecillo 1	7,87	7,30

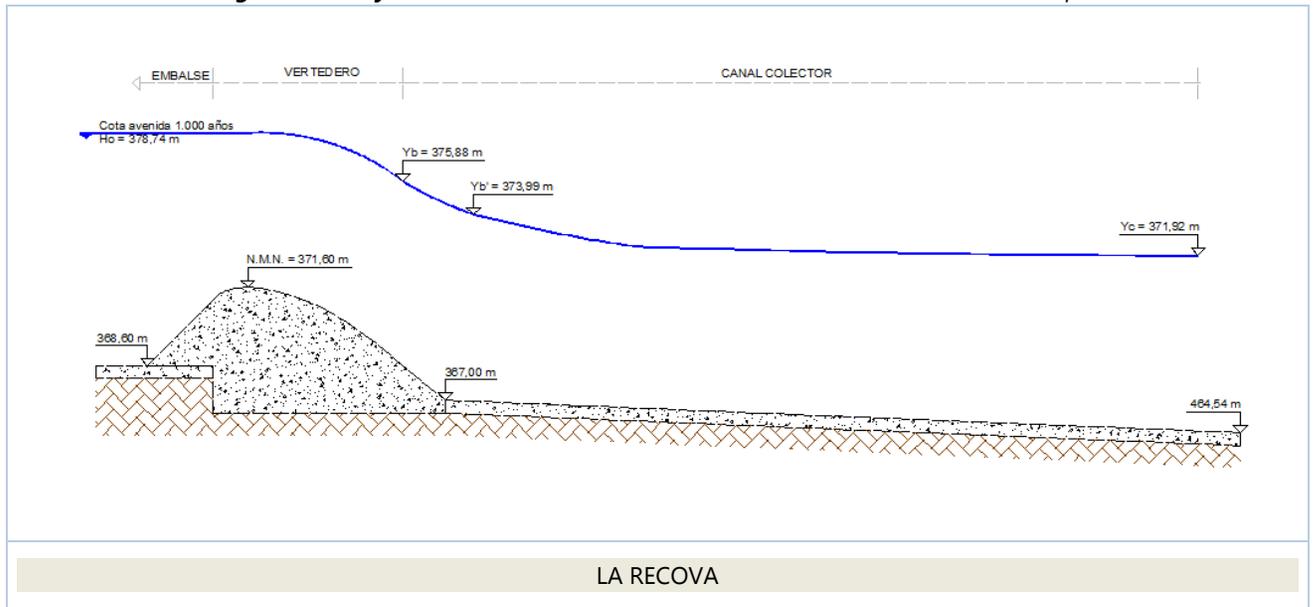
Figura 9.3-5. Eje hidráulico canal colector. Fuente: Elaboración Propia

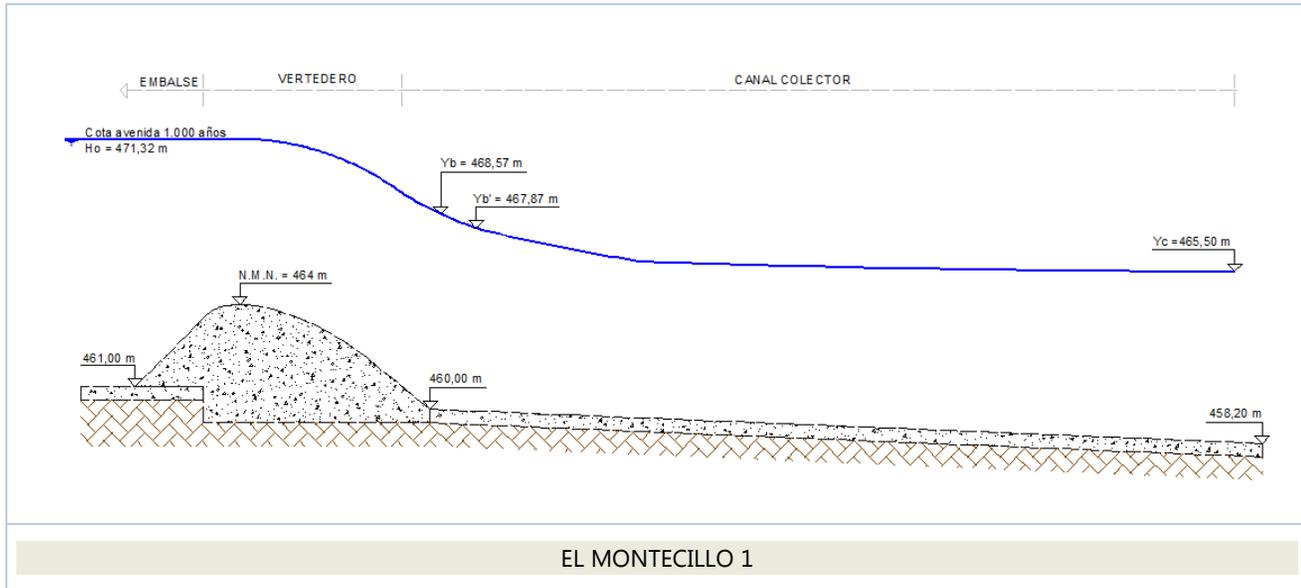




Se adjuntan los esquemas de funcionamiento hidráulico del sistema vertedero+canal colector para La Recova y Montecillo 1, con el caudal de crecida asociado al periodo de retorno de 1.000 años.

Figura 9.3-6. Eje hidráulico vertedero+canal colector. Fuente: Elaboración Propia





3.4. RÁPIDAS DE DESCARGA

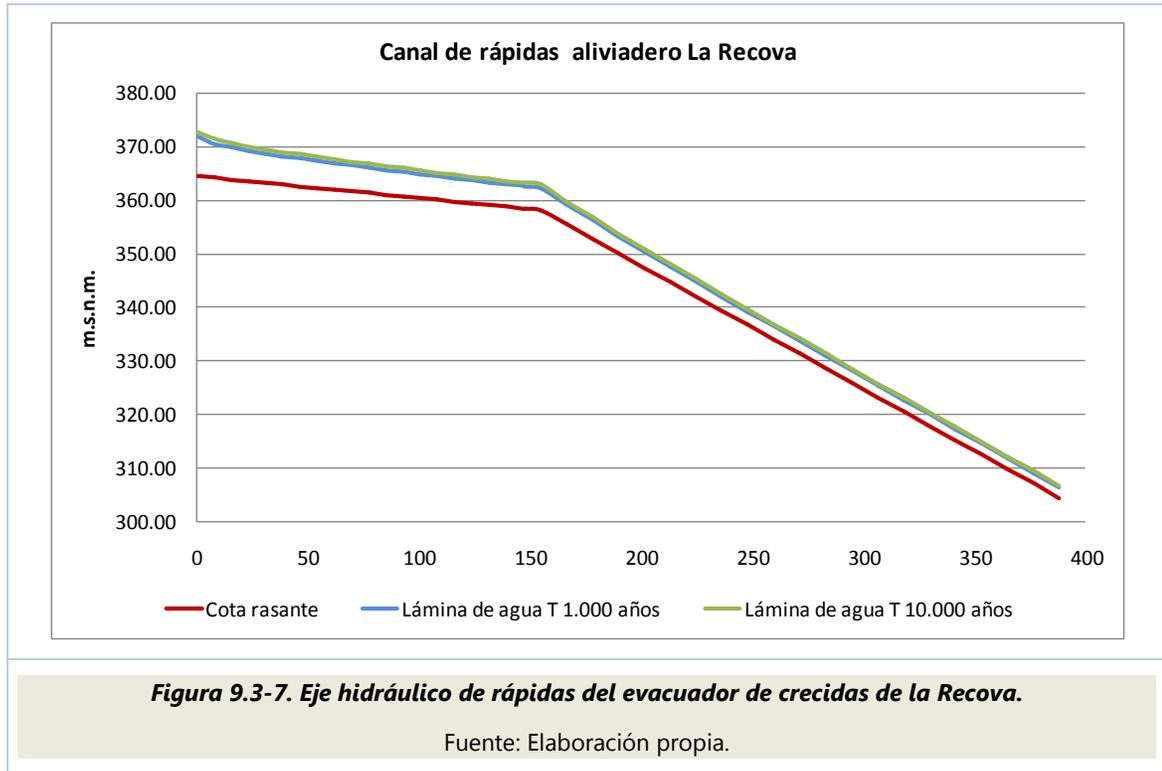
En La Recova, para el escenario de diseño de mayor caudal (1.1) se propone el eje hidráulico de un primer tramo de rápida para un canal abierto de 25 m de ancho, pendiente de 0,041 m/m y longitud aproximada de 154 m. el segundo tramo de rápida se diseña para un ancho de 25 m, pendiente 0,23 m/m y longitud aproximada de 233 m. Para ambas rápidas se considera el mismo valor de Manning de rugosidad de 0,015. El diseño se realiza para el caudal de 1.587,93 m³/s y se verifica para la crecida de 10.000 años de periodo de retorno.

El cálculo del eje hidráulico de las rápidas de descarga sigue el mismo proceso de cálculo que el canal colector y se recogen en los Anexos. En la Figura 9.3-7 se muestra el eje hidráulico obtenido para la crecida de 1.000 y 10.000 años. En la Tabla 9.3-7 **Tabla 9.3-** se presenta un resumen de los valores del Número de Froude (Fr) y la velocidad en la sección final de las rápidas proyectadas, según el caudal asociado a la crecida de 1.000 y 10.000 años de periodo de retorno. Los cálculos se desarrollan en los Anexos.

Tabla 9.3-7. Número de Froude en sección final de las rápidas

Tramo	Q (m ³ /s)	Fr	v (m/s)	N	Y (m)
Rápida 1	1.587,93	2,44	15,47	0,015	4,11
Rápida 2		7,25	31,98	0,015	1,99
Rápida 1	1.890,85	2,35	15,98	0,015	4,73
Rápida 2		6,91	32,84	0,015	2,30

Fuente: Elaboración Propia



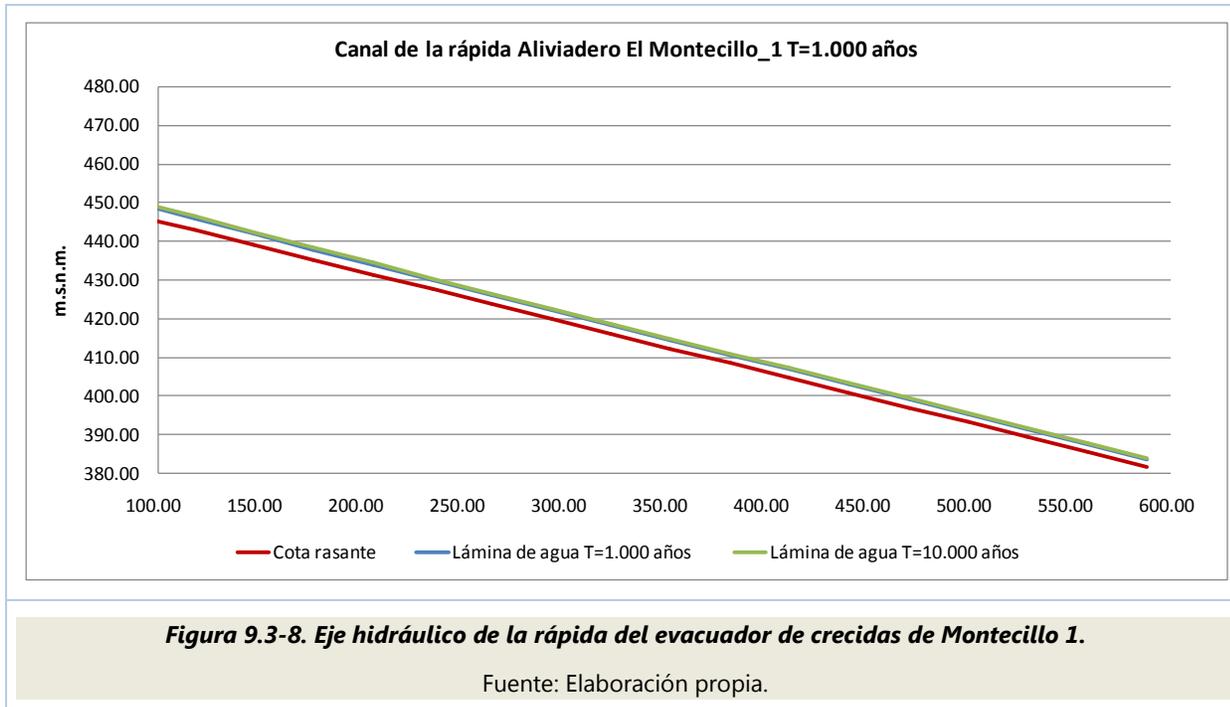
Análogamente, en El Montecillo, para el escenario de diseño de mayor caudal (1.1) se propone el eje hidráulico de una rápida en canal abierto de 20 m de ancho, pendiente de 0,13 m/m y longitud aproximada de 564 m. Para la rápida se considera un único número de Manning (rugosidad) de valor 0,015. El diseño se realiza para el caudal de 1.236,72 m³/s y se verifica para la crecida diez milenaria.

En la figura 9.3-8 se muestra el eje hidráulico obtenido para la crecida de los 1.000 años, y en la Tabla 9.3-8 se presenta un resumen de los valores del Número de Froude Fr y la velocidad en la sección final de las rápidas proyectadas. Los cculos se desarrollan en los Anexos.

Tabla 3.49.3-8. Número de Froude en sección final de las rápidas

T años	Q (m ³ /s)	Fr	v (m/s)	n	Y (m)
1.000	1.236,72	6,89	30,62	0,015	2,02
10.000	1.470,07	6,71	31,94	0,015	2,31

Fuente: Elaboración Propia



A partir del dimensionamiento hidráulico del escenario más desfavorable (1.1) se determinan las dimensiones de los elementos del evacuador de crecidas para el resto de escenarios, de forma que se mantenga la misma carga hidráulica en los distintos evacuadores, tal y como se recoge en los Anexos, cuyos resultados se resumen en la Tabla 9.3-9.

Tabla 9.3-9. Dimensiones evacuador de crecidas

Escenario	Q _{ALIVIADO T₁₀₀₀} (m ³ /s)	L (m) vertedero	q (m ³ /s/m) en vertedero	B (m) canal colector+rápida	q (m ³ /s/m) en vertedero
LA RECOVA					
1.1	1,587.90	40.00	39.70	25.00	63.52
1.2	1,701.70	45.00	37.82	30.00	56.72
1.3	1,850.00	50.00	37.00	35.00	52.86
1.4	2,040.80	55.00	37.11	40.00	51.02
1.5	2,196.70	60.00	36.61	45.00	48.82
EL MONTECILLO 1					
1.1	1,234.70	30.00	41.16	20	61.74
1.2	1,349.90	35.00	38.57	25	54.00
1.3	1,475.40	40.00	36.89	30	49.18
1.4	1,590.00	45.00	35.33	35	45.43
1.5	1,694.00	50.00	33.88	40	42.35

Fuente: Elaboración Propia

3.5. ALTURA DE LOS MUROS Y AIREACIÓN DEL FLUJO

Para determinar la altura de muros necesaria en el evacuador de crecidas se ha realizado su análisis hidráulico mediante el software Hec-Ras. De la simulación, se obtienen las principales características hidráulicas de su funcionamiento frente al caudal laminado ($Q_{Laminado}$ para $T_{1.000}$), entre ellas sus alturas de agua a lo largo del perfil longitudinal del evacuador de crecidas, tal como se recoge en las Figuras 9.3-9 y 9.3-10 **Figura** .

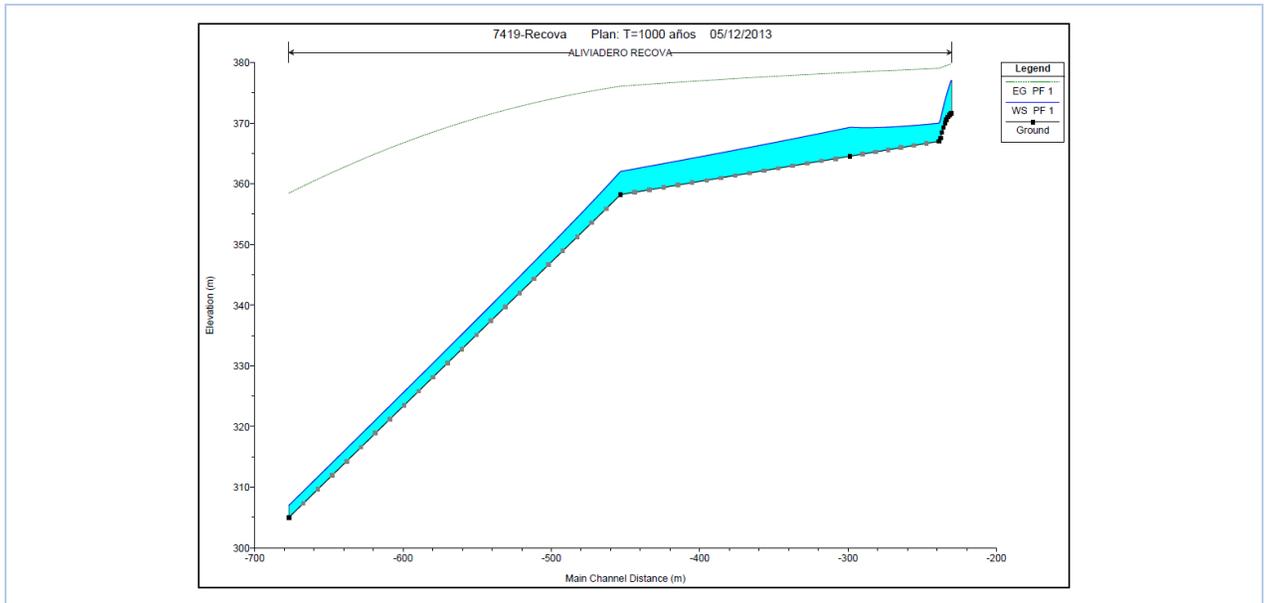


Figura 9.3-9 Perfil hidráulico para caudal asociado a la crecida milenaria en la alternativa la Recova
 Fuente: Elaboración propia.

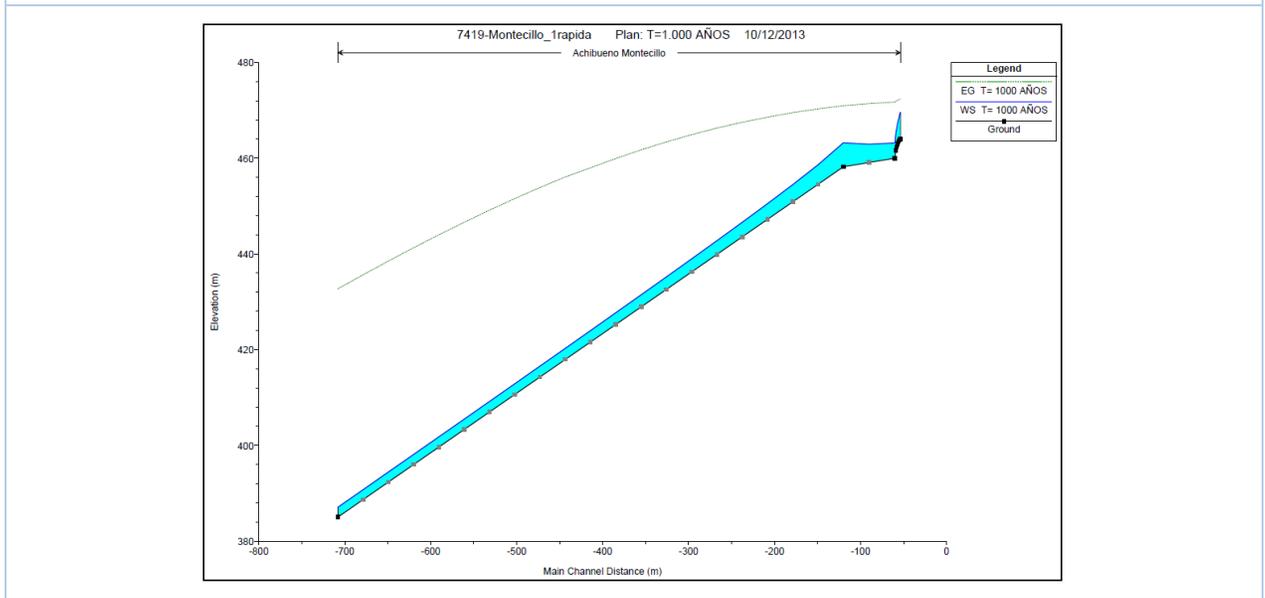


Figura 9.3-10. Perfil hidráulico para caudal asociado a la crecida milenaria en la alternativa Montecillo 1.
 Fuente: Elaboración propia.

En las conducciones abiertas y régimen supracrítico (rápidas) la elevada velocidad superficial del agua produce un arrastre de aire por rozamiento. La turbulencia se produce por el rozamiento con el radier y los muros, y depende de la velocidad de la corriente y de la rugosidad del contorno. La turbulencia se inicia en el radier de la sección crítica y va transmitiéndose hacia la superficie de la lámina conforme progresa la corriente hacia aguas abajo, formando una capa límite en donde se inicia la intrusión del aire, si el recorrido es suficiente para llegar a la superficie. Esta intrusión se propaga hacia adentro del agua formando otra capa límite hasta que las burbujas alcanzan un estado de equilibrio entre las salientes y las entrantes. Según el espesor y la velocidad de la lámina, la capa emulsionada alcanza el fondo o una profundidad intermedia.

El entumecimiento producido por la mezcla agua-aire puede ser notable con las altas velocidades usuales en los aliviaderos, y puede significar un 25% o más, con la consiguiente repercusión en la altura de los muros, que es preciso tener en cuenta para evitar desbordamientos en las rápidas abiertas.

Se ha realizado el cálculo de la incorporación de aire al flujo, de forma que el porcentaje medio de aire expresado en volumen de aire respecto a la unidad de volumen de agua, "C_a" (concentración de aire), según Douma puede estimarse con la siguiente relación:

$$C_a = 10 \cdot \sqrt{0,2 \cdot \frac{v^2}{g \cdot R_h} - 1}$$

El aire incorporado produce un esponjamiento del líquido con un aumento de la altura del escurrimiento, de forma que el nuevo calado (h') será:

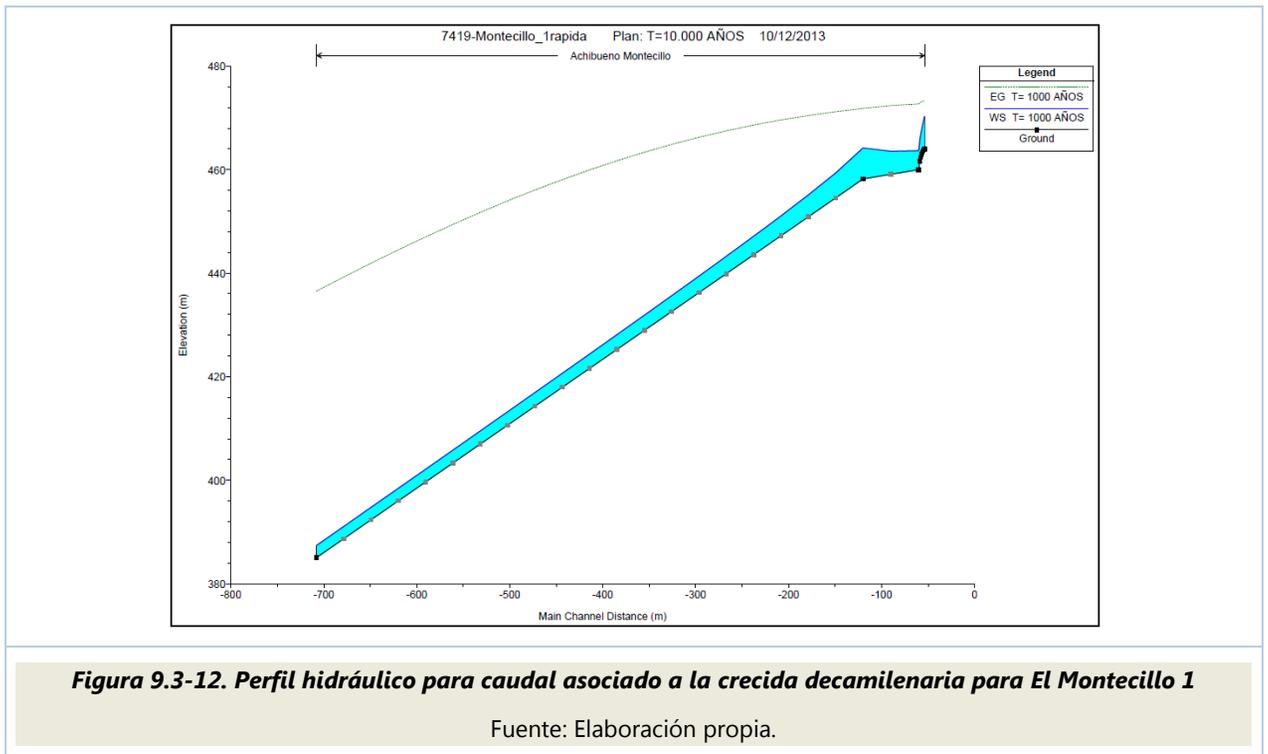
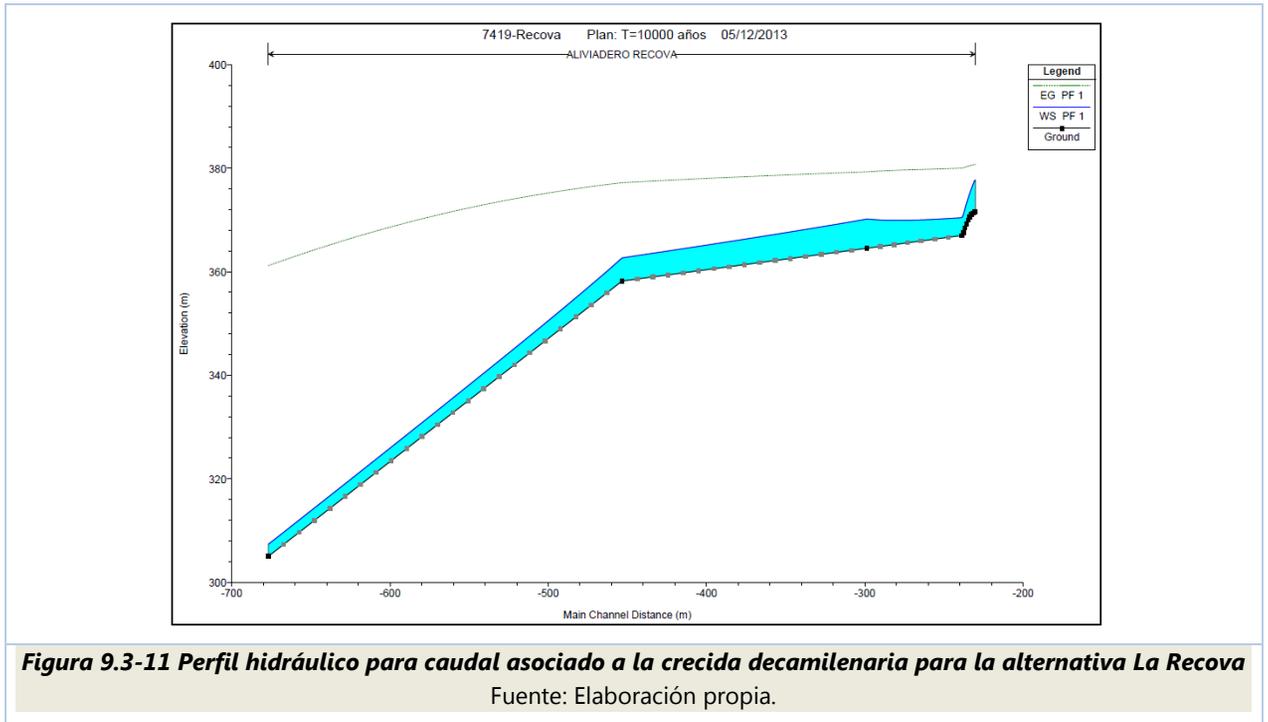
$$h' = h \cdot \sqrt{1 + 0,01 \cdot C_a}$$

Por otra parte, el Bureau of Reclamation propone la fórmula siguiente (*Design of Small Dams*) para obtener la revancha r necesaria en un canal sobre el calado h del agua sin emulsión de aire en función de la velocidad v:

$$r = 0,61 + 0,037 \cdot V \cdot \sqrt[3]{h}$$

Siendo: r la revancha mínima en m, V la velocidad (m/s) y h el calado (m). De forma que el muro mínimo debe ser aquel formado por **h' + r**, que contempla tanto el efecto de la aireación como el revancha mínima.

Una vez definidas las alturas de muro a proyectar, deben ser verificadas para el caudal laminado correspondiente a la crecida de periodo de retorno 10.000 años, sin que se produzcan desbordamientos en el evacuador de crecidas. En las Figuras 9.3-11 **Figura** y 9.3-12 se recoge el perfil longitudinal de la lámina de agua obtenido para el caudal correspondiente a la crecida laminada de 10.000 años. Los resultados de Hec-Ras y la comprobación de revanchas se recogen en los Anexos.



3.6. VERTIDO DEL CAUDAL

Para la restitución al cauce de los caudales desaguados por el evacuador de crecidas se ha definido al final de la rápida un trampolín de 25 m de ancho en el caso de La Recova y 20 m en El Montecillo 1, con radio vertical de 10 m y ángulo de lanzamiento de 30° en ambos casos y para los distintos escenarios definidos.

Situando el origen de coordenadas en el extremo del trampolín, la ecuación de la trayectoria que sigue el chorro del agua es:

$$y = x \cdot \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2 \cdot g}{2 \cdot v^2} \cdot \sec^2 \theta$$

donde:

θ = ángulo que forma la tangente al extremo del trampolín con la horizontal

v = velocidad del agua al final del canal

Para el caudal asociado a la crecida laminada de proyecto de 1.000 años de periodo de retorno y para la alternativa La Recova, en la sección final del canal de descarga la altura de agua es 1,99 m y su velocidad 31,98 m/s, por tanto el alcance será de 96,79 m. En el caso de El Montecillo 1, la altura de agua es 2,03 m y su velocidad 30,62 m/s, por tanto el alcance será de 72,37 m.

Para el caudal asociado a la crecida de 10.000 años de periodo de retorno, y para la alternativa La Recova, en la sección final del canal de descarga la altura de agua es 2,30 m y su velocidad de 32,84 m/s, por tanto el alcance será de 101,20 m. En el caso de El Montecillo 1, la altura de agua es 2,31 m y su velocidad 31,94 m/s, por tanto el alcance será de 79,15 m.

4. ALTURA DE PRESA

La cota de coronación de las presas queda definida por la cota más desfavorable obtenida a partir de los siguientes valores:

- Cota de agua durante la crecida de proyecto + revancha por oleaje
- Cota de agua durante la crecida de proyecto+ revancha por sismo
- Cota de agua durante la crecida extrema + revancha mínima de 0,50 m

4.1. CÁLCULO DE REVANCHAS

4.1.1. Revancha por oleaje

La altura de oleaje se refiere al máximo nivel sobre la superficie libre que alcanza una ola después de reventar sobre el talud de aguas arriba durante una tormenta (h_{Ola}). De acuerdo al *USBR*, la revancha mínima se refiere a la diferencia entre la coronación de la presa y el nivel máximo de agua que pudiera resultar cuando ocurriera la crecida de proyecto. En la determinación de la revancha, se requiere conocer las siguientes variables:

- Dirección de diseño del viento: Se puede suponer fijando el punto en la línea de la ribera opuesta según el mayor trecho del espejo de agua del embalse desde el sitio de la presa.
- Fetch efectivo: El cálculo del fetch efectivo (F) se define como:

$$F = \frac{\sum X_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum \cos \alpha}$$

Donde: Xi: Largo de línea "i", desde eje presa hasta ribera. [millas]

α_i : Angulo entre la línea "i" y la línea central o de diseño.

F: Fetch Efectivo. [millas]

- Velocidad de diseño del viento sobre el agua: De acuerdo con el Bureau of Reclamation, se sugiere una velocidad de viento sobre la mayor longitud desde la presa a la ribera opuesta, de $V_d = 50$ [mph] y aconseja una velocidad del viento no inferior a 50 millas/h.
- Duración mínima del viento.

Para determinar la altura debido al oleaje se consideran las siguientes expresiones empíricas (*USBR*), en donde el fetch (F) se expresa en millas, la altura debida al oleaje (h_{Ola}) en pies y el viento en mph:

Tabla 9.4-1. Expresiones empíricas de cálculo de altura de ola

Autor	Expresión
Stevenson	$h_{Ola} = 2,5 + 1,5 \times \sqrt{F} - \sqrt[4]{F}$
Molitor	$h_{Ola} = 2,5 + 0,17 \sqrt{v F} - \sqrt[4]{F}$
Creager	$h_{Ola} = \frac{F^{0,37} v^{0,48}}{3,41}$
Bureau of Reclamation	$h_{Ola} = 0,075 (v - 8,5)$

Fuente: *USBR*

Tabla 9.4-2. Valores obtenidos revancha por oleaje – Alternativa LA RECOVA

FORMULACIÓN	Pies	Metros
Stevenson	3.54	1.08
Molitor	3.09	0.94
Creager	2.60	0.79
Bureau of Reclamation	3.11	0.95
Revancha por oleaje	5.30	1.62

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.4-3. Valores obtenidos revancha por oleaje - Alternativa EL MONTECILLO 1

FORMULACIÓN	Pies	Metros
Stevenson	3.70	1.13
Molitor	3.21	0.98
Creager	2.79	0.85
Bureau of Reclamation	3.11	0.95
Revancha por oleaje	5.56	1.69

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2. Revancha por sismicidad

Esta revancha se calcula aplicando la siguiente expresión:

$$H_{sism} = K \cdot T \cdot \frac{\sqrt{g \cdot H}}{2\pi}$$

donde:

- K: aceleración sísmica horizontal multiplicada por el coeficiente del terreno
- T: periodo natural del terremoto en segundos (se toma 1s)
- H: altura del embalse (m)

En el caso de estudio, aplicando la formulación recogida, se obtiene:

La Recova: $H_{sismicidad} = 1 + h_{sism} = 1 + 0,71 = 1,71m.$

El Montecillo 1: $H_{sismicidad} = 1 + h_{sism} = 1 + 0,70 = 1,70m.$

4.2. CORONACIÓN DE PRESA

Las revanchas totales para el caudal de diseño se resumen a continuación para cada una de las soluciones de embalse, y como ejemplo el cálculo de la cota de coronación para el escenario 1.1 (capacidad máxima).

Tabla 4.29.4-4. Revanchas y cotas de coronación resultantes

REVANCHAS	LA RECOVA		EL MONTECILLO 1	
	Revancha (m)	Cota de coronación (m.s.n.m.)	Revancha (m)	Cota de coronación (m.s.n.m.)
Por oleaje	1,62	$378,74 + 1,62 = 380,36$	1,69	$471,30 + 1,69 = 472,99$
Por ola sísmica	1,71	$378,74 + 1,71 = 380,45$	1,70	$378,74 + 1,70 = 473,00$
Por crecida extrema + 0,50 m	$0,93 + 0,50$	$378,74 + 0,93 + 0,50 = 380,17$	$1,00 + 0,50$	$471,30 + 1,00 + 0,50 = 472,80$

Fuente: Elaboración Propia

La mayor altura de ola se obtiene por el criterio sísmico en ambas propuestas y en todos los escenarios. En base a ello se adopta como cota de coronación de la presa los valores que muestra la **Tabla 9.4-5**

Tabla 9.4-5 Cotas de coronación adoptadas

LA RECOVA							
Escenario	Volumen de embalse (hm ³)	Cota vertedero N.M.N m.s.n.m.	Cota de crecida T _{1.000} (m)	Cota de crecida T _{10.000} (m)	Oleaje (m)	Sismo (m)	Cota coronación (m.s.n.m.)
1.1	203	371.60	378.74	379.67	1,62	1,71	380.50
1.2	191	370.00	376.90	377.80			379.00
1.3	166	367.00	373.80	374.60			376.00
1.4	125	361.00	367.80	368.60			370.00
1.5	91	355.00	361.70	362.50			364.00
MONTECILLO							
Escenario	Volumen de embalse (hm ³)	Cota vertedero N.M.N m.s.n.m.	Cota de crecida T _{1.000} (m)	Cota de crecida T _{10.000} (m)	Oleaje (m)	Sismo (m)	Cota coronación (m.s.n.m.)
1.1	187	464.00	471.30	472.30	1,69	1,70	473.00
1.2	175	462.00	469.00	469.90			471.00
1.3	150	458.00	464.80	465.60			467.00
1.4	112	452.00	458.60	459.40			461.00
1.5	76	446.00	452.40	453.10			455.00

Fuente: Elaboración Propia

5. OBRAS DE DESVÍO DEL RÍO Y DESAGÜES DEL EMBALSE

5.1. OBRAS DE DESVÍO DEL RÍO

5.1.1. Caudales de diseño

Para la construcción de la presa es necesario desviar las aguas del río Achibueno de forma que nos permita ejecutar la obra principal en seco. La crecida de diseño para el desvío del río durante el período de construcción se debe asociar a un período de retorno de modo tal que el riesgo hidrológico no sea mayor al 10%.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Siendo:

- R= riesgo asociado (10 %)
- T= periodo de retorno en años
- n= años de construcción (3 años)

Resolviendo la ecuación, se obtiene que el caudal de diseño de las obras de desvío debe ser al menos el correspondiente a la crecida de 30 años de periodo de retorno. Teniendo en cuenta que en el estudio de crecidas se calcularon caudales de crecida asociados a periodos de retorno de 20, 50, 100, 200, 500, 1.000 y 10.000 años, se establece que los caudales de cálculo para las obras de desvío sean los correspondientes a la crecida de 50 años de periodo de retorno, siendo para las dos soluciones propuestas los caudales que se recogen en la Tabla 9.5-1

Tabla 9.5-1. Caudales correspondientes al diseño de los desvíos de río

La Recova	Montecillo 1
Q _{50 años} = 2.034,10 m ³ /s	Q _{50 años} = 1.546,60 m ³ /s

Fuente: Elaboración propia

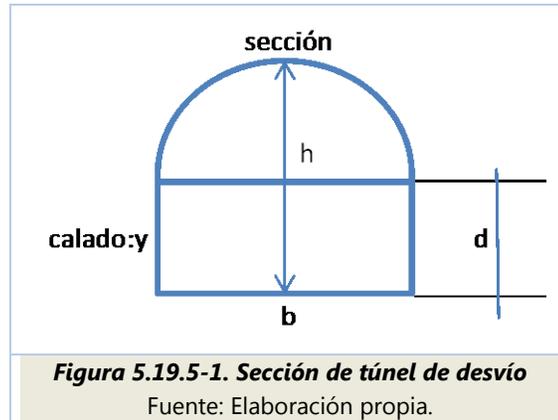
5.1.2. Dimensionamiento

Para la tipología de presas propuesta, el desvío del río se plantea mediante un doble túnel con capacidad suficiente para evacuar los caudales correspondientes a la crecida de T= 50 años, recogidos en la Tabla 9.5-2 **Tabla**, lo que implica disponer de dos túneles de sección en herradura de ancho 9 m para La Recova y de 8 m para El Montecillo 1, con banqueta de 4,50 m en ambos casos. El hecho de que se dimensionen dos túneles responde a su posterior utilización como desagüe de fondo y toma de agua.

Además, se proyecta una ataguía de tierras compactadas, con taludes 1,8H:1V en ambos lados, y ancho de coronación de 5 m. La altura de las ataguía se obtiene a partir de los cálculos de la curva de descarga de las galerías, cuyo resumen se recoge en los Anexos. Los detalles de las galerías así como de la ataguía propuesta se recogen en los planos.

El diseño de cada uno de los túneles se obtiene en función del caudal necesario de desagüe funcionando en lámina libre preferiblemente. La cota de arranque considerada para el radier de los túneles con la que se calcula la cota de coronación de la ataguía es 304 m.s.n.m en La Recova y 406 m.s.n.m en El Montecillo 1.

Se calcula la capacidad hidráulica de la sección propuesta para evacuar el caudal de diseño en lámina libre con diferentes alturas de agua, obteniendo un caudal de 1.019,26 m³/s por cada túnel (en total 2.038,52 m³/s) en La Recova, y 775,56 m³/s por cada túnel (en total 1.551,12 m³/s) en El Montecillo 1.



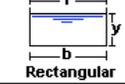
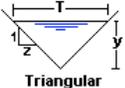
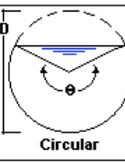
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	b+2y	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	(b+zy)y	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	b + 2zy
 Triangular	zy ²	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	2zy
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\text{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3} Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Figura 9.5-2. Características hidráulicas en función de la sección de cálculo
Fuente: Elaboración propia.

Se calcula la altura necesaria de la ataguía igualando la energía estática aguas arriba en caso de crecida a la energía de entrada en los túneles de desvío, teniendo en cuenta las pérdidas generadas en el emboquille de los túneles, y por fricción a lo largo de toda su longitud.

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + Z_1 = h_f + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + Z_2$$

Siendo:

γ = Peso específico. Se asume constante a lo largo del recorrido del fluido

h_f = Disipación por fricción a través del recorrido del fluido (pérdidas por fricción)

V = Velocidad del fluido (m/s)

g = aceleración de gravedad (9,81 m/s²)

P = presión a lo largo de la línea de corriente

Z = cota estática (m)

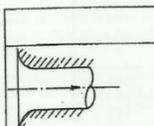
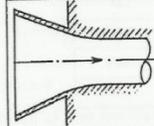
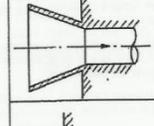
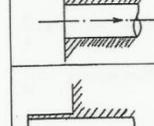
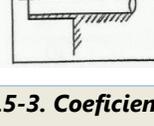
DESCRIPCIÓN	K_e
 ENTRADA ABOCINADA	0,05
 CON ALETAS EN ANGULO REDONDEADO	0,20
 CON ALETAS EN ANGULO BRUSCO	0,50
 ARISTAS SIN REDONDEAR	0,60
 ESPIGA SALIENTE	0,65

Figura 5.19.5-3. Coeficiente K de pérdidas en la entrada de túneles de desvío
Fuente: Elaboración propia.

Aplicando el criterio anterior se obtiene la cota de coronación de ataguía a construir, siendo para La Recova 327,24 m.s.n.m. y para El Montecillo 427,03 m.s.n.m.

Tanto al inicio como al final de las galerías (túneles) será necesario ejecutar dos canales que conduzcan las aguas desde el río hasta el comienzo de la obra de desvío propiamente dicha y viceversa. Una vez completada la obra principal se procederá al cierre del desvío del río mediante la instalación de ataguías en las guías previstas a tal efecto, en las dos torres, y posterior hormigonado de los tapones. Este cierre permitirá acometer las obras de acondicionamiento de los dos túneles para su utilización como desagüe de fondo y obra toma. El esquema de la solución diseñada de las obras complementarias de desvío de río se adjunta en los Anexos de este documento y en los Planos.

A continuación se incluye el resumen del cálculo hidráulico correspondiente a cada desvío. En los Anexos se recogen los cálculos hidráulicos completos de las galerías así como de las ataguías propuestas.

Tabla 9.5-2. Curva de descarga para una galería con caudal mínimo $Q=Q_{50}/2 \text{ m}^3/\text{s}$ – Alternativa LA RECOVA

y	y/h	sen (α)	α	A	P	R	Q	V	T	h	F	H	Cota Atagüa
(m)			(°)	(m ²)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m)	(m)	Nº Froud	(m)	(m.s.n.m.)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.06	0.00	0.00	4.50	10.00	0.45	18.64	4.14	9.00	0.50	1.87	4.78	308.78
1.00	0.11	0.00	0.00	9.00	11.00	0.82	55.55	6.17	9.00	1.00	1.97	6.40	310.40
1.50	0.17	0.00	0.00	13.50	12.00	1.13	103.03	7.63	9.00	1.50	1.99	7.98	311.98
2.00	0.22	0.00	0.00	18.00	13.00	1.38	157.76	8.76	9.00	2.00	1.98	9.48	313.48
2.50	0.28	0.00	0.00	22.50	14.00	1.61	217.81	9.68	9.00	2.50	1.96	10.88	314.88
2.65	0.29	0.00	0.00	23.85	14.30	1.67	236.65	9.92	9.00	2.65	1.95	11.28	315.28
3.15	0.35	0.00	0.00	28.35	15.30	1.85	301.75	10.64	9.00	3.15	1.92	12.58	316.58
3.50	0.39	0.00	0.00	31.50	16.00	1.97	349.10	11.08	9.00	3.50	1.89	13.44	317.44
4.00	0.44	0.00	180.00	36.00	17.00	2.12	418.85	11.63	9.00	4.00	1.86	14.61	318.61
4.50	0.50	0.00	180.00	40.50	18.00	2.25	490.64	12.11	9.00	4.50	1.82	15.72	319.72
5.00	0.56	0.11	192.76	44.99	15.30	2.94	651.46	14.48	8.94	5.03	2.06	19.59	323.59
5.50	0.61	0.22	205.68	49.43	16.32	3.03	730.03	14.77	8.77	5.63	1.99	20.55	324.55
6.14	0.68	0.36	222.75	54.93	17.66	3.11	825.79	15.03	8.38	6.55	1.88	21.61	325.61
6.50	0.72	0.44	232.78	57.89	18.44	3.14	875.49	15.12	8.06	7.18	1.80	22.11	326.11
6.70	0.74	0.49	238.54	59.48	18.90	3.15	901.31	15.15	7.85	7.58	1.76	22.36	326.36
7.00	0.78	0.56	247.50	61.78	19.60	3.15	937.05	15.17	7.48	8.26	1.69	22.68	326.68
7.50	0.83	0.67	263.62	65.34	20.87	3.13	986.64	15.10	6.71	9.74	1.55	23.08	327.08
8.00	0.89	0.78	282.12	68.44	22.32	3.07	1019.26	14.89	5.66	12.10	1.37	23.24	327.24
8.50	0.94	0.89	305.47	70.92	24.15	2.94	1025.93	14.47	4.12	17.20	1.11	23.07	327.07
9.00	1.00	1.00	360.00	72.31	28.44	2.54	950.41	13.14	0.00				

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9.5-3. Curva de descarga para galería con caudal mínimo $Q=Q_{50}/2 \text{ m}^3/\text{s}$ – Alternativa EL MONTECILLO 1

Y	y/h	sen (α)	α	A	P	R	Q	V	T	h	f	H	Cota ataguía
(m)			($^{\circ}$)	(m ²)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(m/s)	(m)	(m)	N ^o Frou d	(m)	(m.s.n.m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.06	0.00	0.00	4.00	9.00	0.44	17.57	4.39	8.00	0.50	1.98	4.69	410.69
1.00	0.13	0.00	0.00	8.00	10.00	0.80	52.00	6.50	8.00	1.00	2.08	6.38	412.38
1.50	0.19	0.00	0.00	12.00	11.00	1.09	95.92	7.99	8.00	1.50	2.08	7.99	413.99
2.00	0.25	0.00	0.00	16.00	12.00	1.33	146.19	9.14	8.00	2.00	2.06	9.50	415.50
2.50	0.31	0.00	0.00	20.00	13.00	1.54	201.03	10.05	8.00	2.50	2.03	10.91	416.91
3.00	0.38	0.00	180.00	24.00	14.00	1.71	259.29	10.80	8.00	3.00	1.99	12.21	418.21
3.50	0.44	0.00	180.00	28.00	15.00	1.87	320.17	11.43	8.00	3.50	1.95	13.44	419.44
4.00	0.50	0.00	180.00	32.00	16.00	2.00	383.13	11.97	8.00	4.00	1.91	14.59	420.59
4.50	0.56	0.13	194.36	35.99	14.30	2.52	502.19	13.95	7.94	4.53	2.09	17.73	423.73
5.00	0.63	0.25	208.96	39.92	15.32	2.61	570.02	14.28	7.75	5.15	2.01	18.71	424.71
5.50	0.69	0.38	224.05	43.71	16.38	2.67	634.45	14.51	7.42	5.89	1.91	19.56	425.56
6.00	0.75	0.50	240.00	47.31	17.49	2.70	692.68	14.64	6.93	6.83	1.79	20.25	426.25
6.50	0.81	0.63	257.36	50.61	18.70	2.71	741.26	14.65	6.24	8.10	1.64	20.76	426.76
7.00	0.88	0.75	277.18	53.51	20.08	2.66	775.56	14.49	5.29	10.11	1.46	21.03	427.03
7.50	0.94	0.88	302.09	55.82	21.82	2.56	787.54	14.11	3.87	14.41	1.19	20.96	426.96
8.00	1.00	1.00	360.00	57.13	25.87	2.21	730.86	12.79	0.00	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Se adjuntan unas tablas-resumen con los resultados obtenidos y adoptados en el diseño:

Tabla 9.5-4. Resultados diseño de desvío provisional en la Alternativa LA RECOVA

LA RECOVA							
$Q_{T=50 \text{ años}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q_{T=50 \text{ años}} / \text{túnel (m}^3/\text{s)}$	Y (m)	$Q_{\text{MÁX}} / \text{túnel (m}^3/\text{s)}$	$Q_{\text{MÁX}} \text{ TOTAL (m}^3/\text{s)}$	H ATAGUÍA (m)	Z ATAGUÍA (m.s.n.m)	Z ATAGUÍA ADOPTADA (m.s.n.m)
2034.10	1017.05	8.00	1019.26	2038.53	23.24	327.24	327.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.19.5-5. Resultados diseño de desvío provisional en la Alternativa EL MONTECILLO 1

MONTECILLO 1							
$Q_{T=50 \text{ años}} \text{ (m}^3/\text{s)}$	$Q_{T=50 \text{ años}} / \text{túnel (m}^3/\text{s)}$	Y (m)	$Q_{\text{MÁX}} / \text{túnel (m}^3/\text{s)}$	$Q_{\text{MÁX}} \text{ TOTAL (m}^3/\text{s)}$	H ATAGUÍA (m)	Z ATAGUÍA (m.s.n.m)	Z ATAGUÍA ADOPTADA (m.s.n.m)
1546.60	773.30	7.00	775.56	1551.11	21.03	427.03	427.10

Fuente: Elaboración propia

5.2. OBRA DE TOMA Y DESAGÜE DE FONDO

Los elementos de desagüe, además del evacuador de crecidas, son la toma intermedia y el desagüe de fondo, que proporcionan la funcionalidad necesaria para suministrar los caudales (riego y caudal ecológico) objeto del proyecto, y posibilitan un desembalse parcial o total.

Cada uno de estos conductos, están integrados por una obra o torre de toma, una galería o túnel (que se utiliza como desvío durante la construcción de la presa, y una cámara de compuertas a la salida del túnel, que incorpora la obra de restitución de caudales al río. La torre de toma y la galería se ejecutan en la primera fase de las obras, para constituir el desvío, y la caseta de válvulas se ejecuta en fase final, completando las instalaciones.

La torre del desagüe de fondo se sitúa a una cota superior a la cota del volumen muerto del embalse, y la embocadura de la torre de la toma intermedia a una cota sensiblemente más alta. Las cotas establecidas se muestran en la Tabla 9.5-6.

Tabla 5.29.5-6. Cotas de torres de toma y desagüe de fondo

ESCENARIO	LA RECOVA		EL MONTECILLO 1	
	Volumen de sedimentos (hm ³)	COTA (m.s.n.m.)	Volumen de sedimentos (hm ³)	COTA (m.s.n.m.)
		Desagüe fondo y Toma		Desagüe fondo y Toma
1.1	4,10	319,00	3,41	412,00
1.2	4,05	318,90	3,41	412,00
1.3	4,00	318,80	3,37	411,90
1.4	3,90	318,60	3,28	411,80
1.5	3,70	318,20	3,20	411,60

Fuente: Elaboración propia.

En cuanto al desagüe de fondo, su dimensionamiento está condicionado al tiempo establecido para el vaciado del embalse. Para el dimensionamiento de la toma de agua se ha considerado el caudal máximo instantáneo demandado, obtenido como el valor máximo mensual de la suma del caudal por demanda de riego y del caudal ecológico correspondiente, tal y como se recoge en el ejemplo realizado para el Escenario 1.1 de La Recova que se recoge en la Tabla 9.5-7. El esquema de la solución diseñada se adjunta en los Anexos de este documento y Planos.

Tabla 9.5-7. Ejemplo del cálculo del caudal de diseño de las obras de toma. La Recova

CAUDAL (m ³ /s)	LA RECOVA - Escenario 1.1											
	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Ecológico (m ³ /s)	1,34	2,22	4,73	5,97	5,96	8,46	8,56	5,86	4,88	2,97	2,31	1,56
Demanda mensual de riego (hm ³ /mes)	10,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,12	22,75	62,64	99,15	109,43	90,57	54,01
Caudal demanda de riego (m ³ /s)	4,12	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	8,49	24,17	37,02	40,86	37,44	20,17
Caudal total por toma (m ³ /s)	5,45	2,22	4,73	5,97	5,96	8,51	17,05	30,03	41,90	43,82	39,75	21,73

Fuente: Elaboración propia.

Aplicando el procedimiento anterior para ambas alternativas y escenarios, se obtienen los caudales de las tomas que se recogen en la Tabla 9.5-8.

Tabla 9.5-8. Caudales de toma (m³/s)

EMBALSE	CAUDAL DE TOMA (m ³ /s)				
	Escenario 1.1	Escenario 1.2	Escenario 1.3	Escenario 1.4	Escenario 1.5
LA RECOVA	43,80	42,30	39,50	34,70	30,90
EL MONTECILLO 1	43,70	42,20	39,40	34,60	30,80

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los caudales anteriores (considerando el valor mayor para el dimensionamiento: 44 m³/s), se definen las obras de toma en base al nivel mínimo de las mismas, establecido a la cota 319 m.s.n.m en La Recova y a la cota 412 m.s.n.m. en El Montecillo 1. Aplicando la fórmula de Bernoulli se obtiene:

$$Z_e = Z_c + \Delta h$$

Donde:

Z_e = cota de embalse mínimo = 323 m.s.n.m. (Recova) y 416 m.s.n.m. (El Montecillo 1)

Z_c = cota eje salida toma = 308,90 m.s.n.m. (Recova) y 403,90 m.s.n.m. (El Montecillo 1)

Δh = pérdidas de carga de todos los componentes de la conducción.

A continuación se adjunta la tabla con valores del coeficiente K de pérdidas considerado

Tabla 9.5-9. Coeficiente K de pérdidas

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES	
Accidente	K
Válvula esférica (totalmente abierta)	10
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5
Válvula de retención (totalmente abierta)	2
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,15
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	0,15
T por salida lateral	1,80
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35
Válvulas de chorro Howell-Bunger	0,25

Fuente: Elaboración propia.

Las válvulas y elementos electromecánicos serán objeto de diseño y cálculo en la fase de factibilidad del proyecto. A efectos del presente estudio preliminar, se han adoptado diámetros de conducciones y valvulería de 1.800 mm. Considerando las pérdidas en la hipótesis más desfavorable (conducción forzada entre cámara de compuertas y caseta de válvulas) se obtienen los siguientes valores, para un diámetro de conducción de 1.800 mm:

Tabla 9.5-10. Comprobación hidráulica obra de toma

LA RECOVA			EL MONTECILLO 1		
Cota de embalse (m.s.n.m)	Caudal para 1Ø1.800 mm	Caudal para 2Ø1.800 mm	Cota de embalse (m.s.n.sm)	Caudal para 1Ø1.800 mm	Caudal para 2Ø1.800 mm
319	22 m ³ /s	44 m ³ /s	412	22 m ³ /s	44 m ³ /s
371,60 (N.M.N)	48,83 m ³ /s	97,67 m ³ /s	464 (N.M.N)	49,68 m ³ /s	99,35 m ³ /s

Fuente: Elaboración propia.

Sistema de compuertas

A la salida de la obra de desvío se prevé la construcción de una cámara de compuertas para el desagüe de fondo y otra para la toma, donde se instalarán los siguientes elementos:

a) Desagües de fondo:

- **Tapón** para efectuar la transición entre el túnel y la sección de regulación. La sección hidráulica del túnel pasa a una doble sección de 1,80x1,80 m, permitiendo la instalación de las correspondientes compuertas.
- **Compuertas:** Se instalarán dos compuertas iguales por conducto, la primera de mantenimiento y la segunda de regulación. Dichas compuertas serán de tipo Bureau de dimensiones 1,80x1,80 m.

b) Conducto de toma:

- **Tapón** para efectuar la transición entre el túnel y la sección de regulación. La sección hidráulica del túnel pasa a una doble sección circular de Ø1.800 mm, permitiendo la instalación de las correspondientes compuertas.
- **Compuertas:** Se instalará en cada conducto una compuerta tipo Bureau para mantenimiento y una válvula tipo Howell-Bunger para regulación. Las compuertas Bureau serán de 1,80x1,80 m. Las válvulas Howell son de Ø 1.800 mm.
- **Para suministro de caudal ecológico (y posible central):** en todas las soluciones se prevé una derivación adicional independiente y centrada entre ambos conductos hidráulicos, desde el tapón de hormigón, con diámetro Ø 600 mm y la instalación de una válvula de guarda tipo mariposa Ø600 mm. Aguas abajo de la válvula de guarda se dispondrá una bifurcación con salida en T del mismo diámetro Ø600 hacia la posible central hidroeléctrica, con otra válvula mariposa y brida ciega. La conducción principal continuará centrada entre los conductos de salida de la toma, finalizando con una válvula Howell-Bunger Ø600 mm en ambas alternativas.

5.3. OBRA DE ENTREGA

La incorporación al río del caudal, a través del desagüe de fondo y de la toma, alcanza elevadas velocidades, por lo que se propone la ejecución de un cuenco disipador de energía tipo USBR, que permite la entrega al

río sin provocar erosiones. Para estas obras de amortiguamiento, se considera la máxima energía con la que podría llegar el flujo para el caudal de diseño.

El USBR propone distintos tipos de cuencos disipadores de acuerdo al número de Froude Fr y a la velocidad del flujo. En este caso el cuenco tipo II del USBR cumple con las velocidades mínimas y el N° de Froude requerido:

- $V \text{ max (m/s)} > 18 \text{ m/s}$, siendo de 23,77 m/s para el caso más desfavorable (Escenario 1.1)
- $N^{\circ} \text{ de Froude} > 4,5$, siendo de 5,66 para el caso más desfavorable (Escenario 1.1).

Las dimensiones del cuenco se presentan en la Tabla 9.5-11 para el caso más desfavorable (Escenario 1.1).

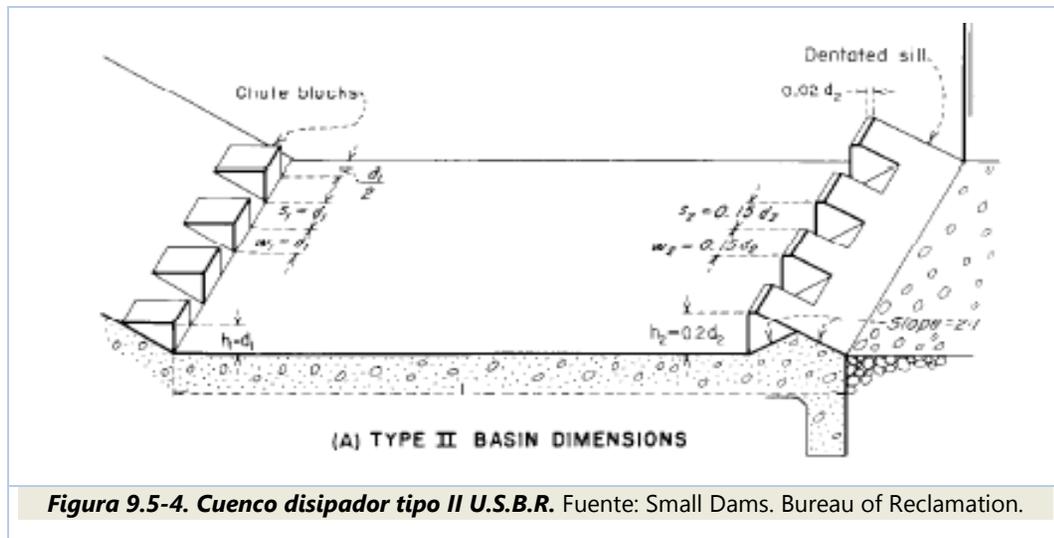


Figura 9.5-4. Cuenco disipador tipo II U.S.B.R. Fuente: Small Dams. Bureau of Reclamation.

Tabla 5.39.5-11. Dimensiones de cuenco disipador de energía tipo II (USBR)

Parámetros inicio de cuenco	$y_1 = h_1$ (y_1 altura conjugada) (m)	1,80
	h_1 adoptado (m)	1,80
	w_1 adoptado (ancho diente) (m)	1,80
	$N^{\circ} w_1$ (uni)	16
	b (ancho estanque) (m)	32,00
	s_1 adoptado (ancho entre dientes) (m)	1,80
	s_1' (ancho entre diente y muro) (m)	0,90
	N dientes (chute blocks) (un)	16
Parámetros final de cuenco	y_2 (m) altura conjugada	13,50
	$1.05 \cdot y_2$	14,20
	h_3 (m) altura normal aguas abajo	0,879
	Grada (altura extra para empalmar altura y_3 con h)	0,00
	$h_3 + \text{grada}$	0,90
	h_2 (altura diente fin de estanque) (m)	2,70
	h_2 adoptado	2,80
	LIII (largo estanque) (m)	58,20
	LIII adoptado (m)	58,50
	w_2 (ancho de dientes) (m)	2,03

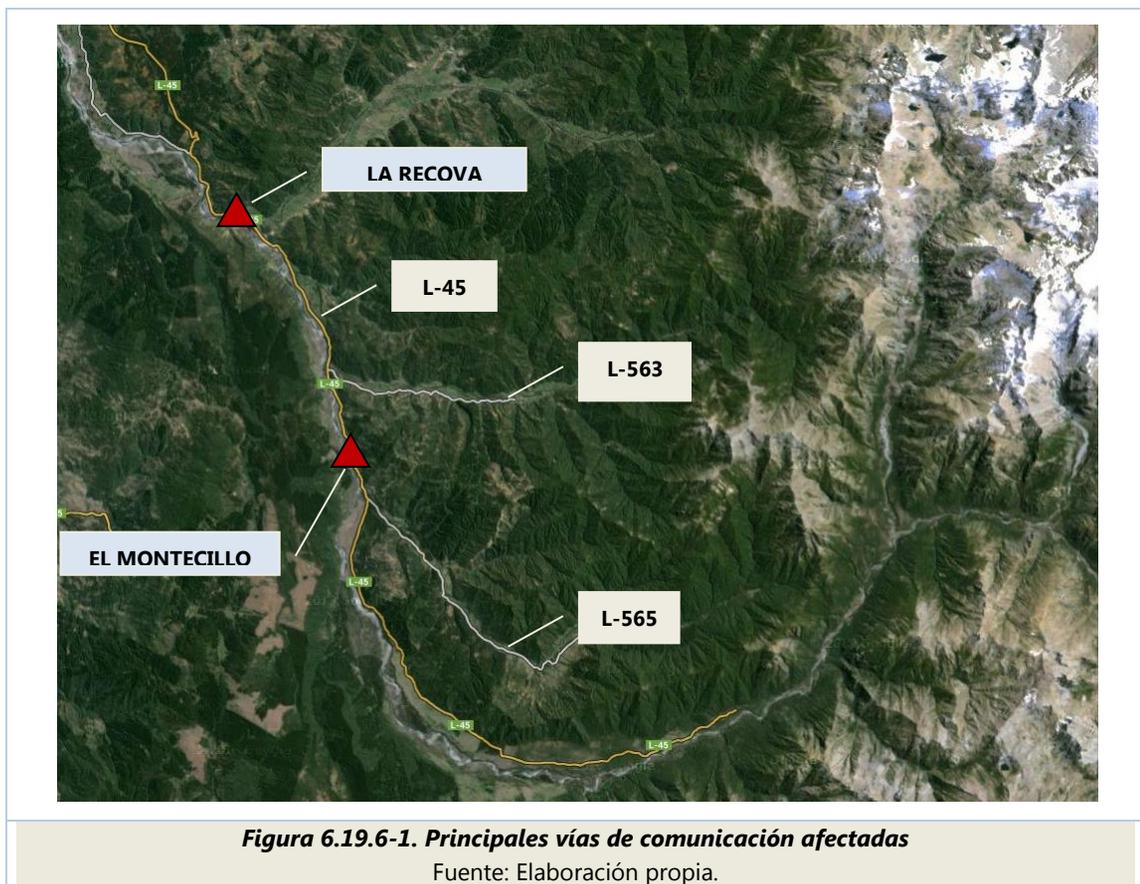
	w2 adoptado (m)	3,00
	Nº w2 (u)	5,00
	s2 (espacio entre dientes) (m)	2,03
	s2 adoptado(m)	3,00
	Nº w2 (u)	5,00
	$u=0.02*y^2$ (ancho superior del diente) (m)	0,27
	u adoptado (m)	0,30

Fuente: Elaboración Propia

6. OBRAS COMPLEMENTARIAS

6.1. VARIANTES DE INTERFERENCIA

A partir de la información cartográfica disponible, se han identificado los caminos e infraestructuras afectados por la ejecución de las obras, considerando su reposición con objeto de darles continuidad a su trazado, y facilitar la accesibilidad al pie y a la coronación de las presas. En el caso de estudio, las vías de comunicación principales afectadas por la inundación de los embalses son la L-45, L-563 y L-565, tal y como se recoge en la Figura **Figura 6.19.6-1**. En los Planos del presente documento se recogen las propuestas de reposición de dichas vías de comunicación, habiendo realizado la definición geométrica de los caminos de acceso a las distintas ubicaciones de las presas.



Estos caminos se han definido mediante el empleo del programa Trazado 3, aplicación de software propia de TYPSA, desarrollada para diseño de obras lineales, que permite a partir de la información cartográfica definir los ejes de replanteo de los caminos, su trazado en planta, alzado, perfiles transversales y con ello su movimiento de tierras. Los caminos se han definido manteniendo la misma sección tipo del existente y ajustando su trazado (planta – alzado) al terreno existente minimizando el movimiento de tierras, y cumpliendo con la normativa vigente. Además de las vías de comunicación anteriores, existen caminos de pequeña importancia así como otros servicios (pequeñas líneas eléctricas locales) a cuyos efectos se ha previsto una partida presupuestaria dentro de la valoración económica de las alternativas, que considera su reposición.

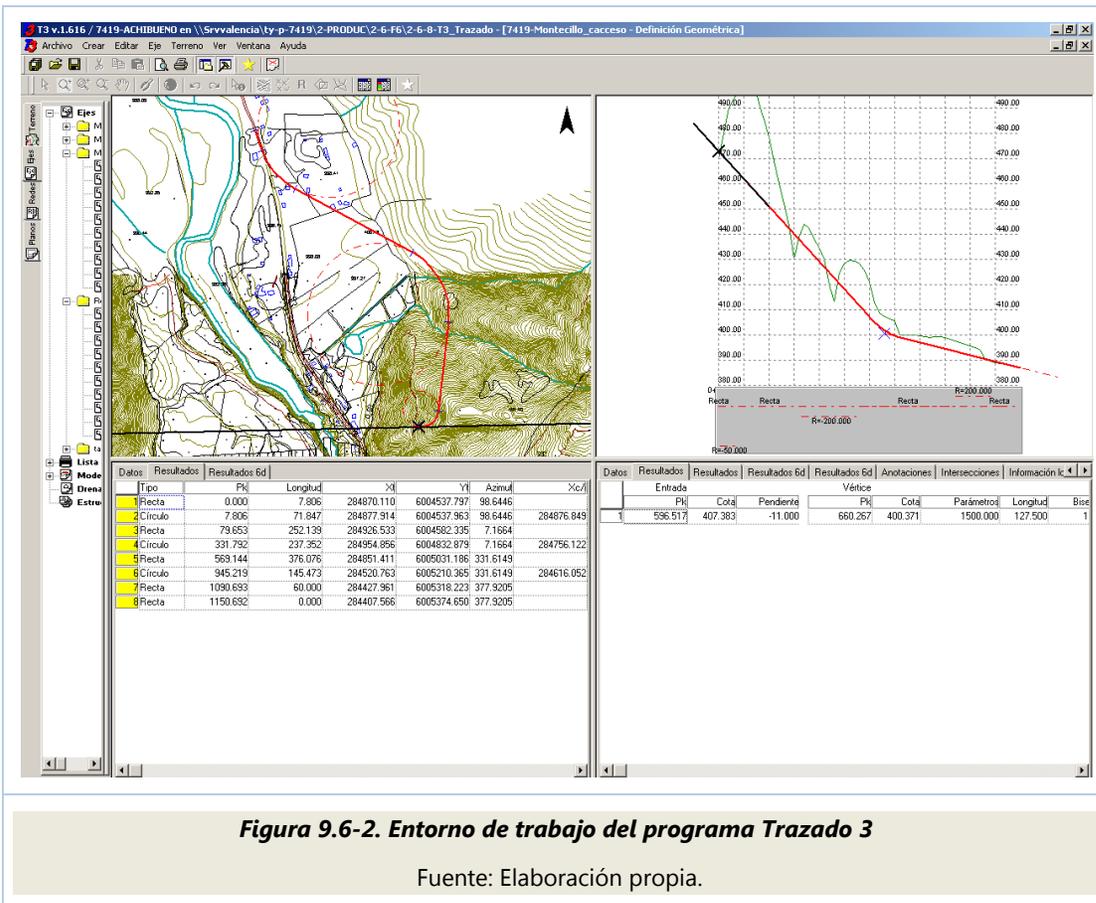


Figura 9.6-2. Entorno de trabajo del programa Trazado 3

Fuente: Elaboración propia.

6.2. CANALES DE DISTRIBUCIÓN DEL AGUA DE RIEGO

6.2.1. Mejoramiento de la red de canales existente

En la situación futura, las superficies de riego consideradas suponen incorporar a la zona regable algunas superficies de riego sin derechos otorgados, que se abastecen actualmente de derrames de otros sectores. En esos escenarios futuros se requiere la realización o adecuación de bocatomas en el río Achibueno y de los correspondientes canales para hacer efectivo el riego. Para ello, se distinguen 3 tipos de actuaciones:

- 1) Obras de mejora para incorporar el sector 8, que riega actualmente de derrames.

Se han reconocido los principales canales que captan de los diferentes esteros y que abastecerían a la mayor parte de la superficie incluida en el sector 8. Existen bastantes canales más pequeños que captan de esteros, pero que en la mayoría de los casos no corresponden a los predios en el sector 8. Del estudio de demandas, se obtiene para la SCP que se requiere 0,7 m³/s para el sector 8. Según informa la Junta de Vigilancia y los propios regantes, durante los primeros meses de campaña de riego, los regantes que captan de los esteros no tienen problema de suministro, pues los derrames producidos son muchos, pero al final de la campaña no tienen seguridad, pues se reduce la captación de los canales del Achibueno proporcionalmente al número de acciones, pasando de 1,5 l/s y acción, a quizás 0,4 l/s y acción, y por tanto apenas se producen derrames. A pesar del aumento de riego tecnificado, hay una superficie de cultivos grande que produce inevitablemente derramas (como el arroz), y podría suponerse

que los regantes del sector 8 dispondrán de agua. No obstante, hay que proponer nuevas obras para proporcionar seguridad de riego a este sector.

Estimamos que se podría utilizar el canal Tapia para que capte, transporte y descargue el caudal adicional de $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$ demandados por el sector 8 al estero El Burro. Para ello, aguas abajo de la confluencia del estero El Burro y el Estero Lloinco, se ejecutaría una bocatoma de captación conjunta de los canales principales que actualmente riegan el sector 8 (Maiten, Vergara, La Loma y Comunero Vergara). Las captaciones actuales están muy próximas, por lo cual parece razonable proyectar la obra de unión desde la captación a estos canales.

Según los antecedentes recopilados, el caudal por derechos del canal Tapia es de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$, aunque se han estimado unas necesidades agronómicas en SCP de $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$. La capacidad del canal podría llegar hasta $2 \text{ m}^3/\text{s}$. Este canal tiene una longitud aproximada de $4,2 \text{ km}$, de los cuales $1,5 \text{ km}$ están revestidos en sección rectangular de $2 \times 1 \text{ m}$. Por tanto, las obras de adecuación consistirían en revestir $2,7 \text{ km}$ de canal, en sección de $2 \times 1 \text{ m}$.

2) Garantizar el agua al sector 7, que riega con aportes de los ríos Liguay y Achibueno.

Se ha estimado unas necesidades en SCP para este sector de $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$, aunque si se considera la suma de sus derechos, el caudal es mayor ($5,8 \text{ m}^3/\text{s}$), por lo que se presupone que el canal no tiene problemas de capacidad. En efecto, este sector tiene acciones del río Liguay y Achibueno. Actualmente dispone de 180 acciones del Liguay (25 l/s y acción) y 900 acciones del Achibueno ($1,5 \text{ l/s}$ y acción). El canal Bodega con captación en el río Achibueno, entrega agua al Canal Liguay en el PK 4.622.

La capacidad estimada en el Estudio de factibilidad de unificación de bocatomas del Río Achibueno es de $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$, muy superior a los derechos que posee. Si a este caudal se le restan $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondientes a los derechos del canal Bodega antes de su confluencia con el canal Liguay, o para más seguridad, $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$, que se corresponden a la estimación de necesidades en SCP, en el punto de confluencia se podría disponer de unos $2,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

El agua del río Liguay procede fundamentalmente de los derrames producidos por los riegos del Achibueno al norte y los del Melado al sur, por lo que en la época de escasez de agua, los derrames son muy pocos y tienen déficit. No se dispone de datos históricos para conocer los aportes del canal Liguay a este sector en el mes de máximas necesidades, pero parece que el aporte del canal Bodega sería suficiente para satisfacer las necesidades de riego del sector 7. Se solicitaron estos datos a la Comunidad de Aguas del Canal Liguay, pero no han sido facilitados.

En caso contrario, cabe la alternativa de considerar un aporte adicional de $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ desde el canal Tapia-Vásquez (sector 2), o desde los derrames Nocles en el que se vierten recursos del derivado Monsalve perteneciente al mismo canal Tapia-Vásquez, pero existe el inconveniente de la lejanía de la captación.

3) Obras de mejoramiento en redes existentes, para incorporar la nueva superficie dotada con riego.

Puesto que se ha aumentado la superficie en secano que pasa a ser regadío, pareciese que se deberían considerar nuevas obras para el abastecimiento de agua para riego de esta nueva superficie. Sin embargo, debe aclararse que casi la totalidad de superficie que en la situación actual aparece como secano y que en SCP pasan a ser cultivadas con riego, corresponde con superficies en predios que actualmente ya tienen infraestructura de riego, o al menos, tienen posibilidad de tomar agua de los canales existentes, pero que actualmente no se pueden regar por falta de recurso, no de infraestructura. Por tanto, no sería necesario la ampliación de la red de canales, si bien es cierto que muchas de las obras

actuales de distribución (marcos partidores que permitan derivar los derechos correspondientes a un determinado canal y compuertas de entrega en predio), están en mal estado o no existen, por lo que la entrega en predio se realiza mediante tacos rústicos.

La mayoría de las obras de mejora en este sentido consistirían en la modernización de las infraestructuras (revestimiento de algunos tramos de canales que presentan problemas de filtraciones) y la reparación de marcos partidores en mal estado y compuertas de entrega o distribución. Muchos de los tramos actualmente revestidos se llevaron a cabo con las ayudas y fondos del Estado para este tipo de obras, pero en los últimos años se dejaron de hacer al terminar este tipo de ayudas.

Tabla 9.6-1. Estimación de actuaciones de mejora de las infraestructuras de riego

Infraestructura	Actuación	Dimensiones
Canal Tapia	Revestimiento de hormigón en sección 2m x 1m	2,7 km
Canal Maitén, Vergara, La Loma y Comunero Vergara	Realización de una bocatoma común	6 m x 4 m
	Obra de unión desde bocatoma	0,4 km

Fuente: Elaboración propia.

6.2.2. Definición de canales de distribución. Valoración económica estimada

En el presente proyecto no se han proyectado canales matrices de conducción desde el embalse hasta la zona de riego, dado que la orografía del terreno entre el punto de ubicación de las dos soluciones propuestas y la zona de riego, permite conducir los caudales demandados por gravedad, y no se justifica la necesidad de plantear el diseño de canales artificiales de distribución, empleándose el propio cauce del río para tal efecto.

En caso de que las pérdidas en el río fueran muy altas, habría que optar entre proyectar embalses de mayor capacidad para compensarlas o construir estos canales matrices. Por ello, se ha realizado un análisis comparativo de ambas situaciones a partir de la estimación del coste que supondría la ejecución de dichos canales frente al coste de incrementar el volumen en los embalses, considerando un intervalo razonable de pérdidas en el río.

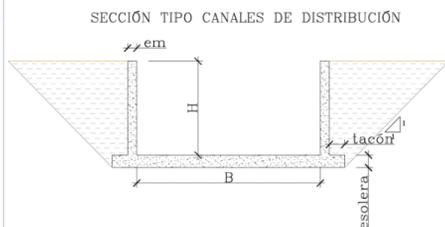
El canal principal de distribución debe tener capacidad para los caudales asociados a las demandas de riego. Se propone un canal de sección rectangular en hormigón, que irá disminuyendo su sección hidráulica. En las tablas siguientes se recoge las principales características geométricas de los canales necesarios, así como la justificación del presupuesto estimado.

En la determinación del presupuesto total se incluye además de las partidas correspondientes necesarias para la ejecución de dichas obras, los costes de expropiación de los terrenos, los dispositivos de telemando así como los elementos de regulación.

Tabla 9.6-2. Presupuesto de las infraestructuras de riego

PRESUPUESTO ESTIMADO CANALES DE DISTRIBUCIÓN											
MEDICIONES											
DIMENSIONES						Hormigón	Acero	Encofrado	Rellenos	Excavación	
espesor solera (m)	espesor muros (m)	ancho tacón (m)	B (m)	H (m)	B' (m)	m³/m	kg/m	m²/m	m³/m	m³/m	
0.40	0.30	0.50	5.00	3.00	13.40	4.44	222.00	12.80	23.06	42.50	
0.30	0.25	0.30	4.00	3.00	11.70	3.03	151.50	12.60	19.62	34.65	
0.30	0.25	0.30	4.00	2.00	9.70	2.53	126.50	8.60	10.75	21.28	
0.25	0.25	0.25	3.00	2.00	8.50	2.00	100.00	8.50	9.58	17.58	

DIMENSIONES			LA RECOVA - PRESUPUESTO ESTIMADO (\$)					
B (m)	H (m)	L aprox.(m)	Hormigón	Acero	Encofrado	Rellenos	Excavación	Presupuesto
5.00	3.00	9,280.00	2,642,155,200.00	1,529,668,800.00	2,004,480,000.00	361,119,600.00	1,597,320,000.00	8,134,743,600.00
4.00	3.00	7,975.00	1,549,532,531.25	897,097,781.25	1,695,684,375.00	264,042,281.25	1,119,151,687.50	5,525,508,656.25
4.00	2.00	9,530.00	1,546,111,462.50	895,117,162.50	1,383,041,250.00	172,799,746.88	821,140,537.50	4,818,210,159.38
3.00	2.00	15,000.00	1,923,750,000.00	1,113,750,000.00	2,151,562,500.00	242,446,289.06	1,067,871,093.75	6,499,379,882.81
TOTAL								24,977,842,298.44
TOTAL incluyendo costes de expropiación, dispositivos de telemando y elementos de regulación								34,968,979,217.81



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.6-3. Presupuesto de las infraestructuras de riego

PRESUPUESTO ESTIMADO CANALES DE DISTRIBUCIÓN														
MEDICIONES														
DIMENSIONES						Hormigón	Acero	Encofrado	Rellenos	Excavación				
espesor solera (m)	espesor muros (m)	ancho tacón (m)	B (m)	H (m)	B' (m)	m³/m	kg/m	m²/m	m³/m	m³/m				
0.40	0.30	0.50	5.00	3.00	13.40	4.44	222.00	12.80	23.06	42.50				
0.30	0.25	0.30	4.00	3.00	11.70	3.03	151.50	12.60	19.62	34.65				
0.30	0.25	0.30	4.00	2.00	9.70	2.53	126.50	8.60	10.75	21.28				
0.25	0.25	0.25	3.00	2.00	8.50	2.00	100.00	8.50	9.58	17.58				
<p>SECCIÓN TIPO CANALES DE DISTRIBUCIÓN</p>						DIMENSIONES			EL MONTECILLO 1 - PRESUPUESTO ESTIMADO (\$)					
						B (m)	H (m)	L aprox.(m)	Hormigón	Acero	Encofrado	Rellenos	Excavación	Presupuesto
						5.00	3.00	20,080.00	5,717,077,200.00	3,309,886,800.00	4,337,280,000.00	781,388,100.00	3,456,270,000.00	17,601,902,100.00
						4.00	3.00	7,975.00	1,549,532,531.25	897,097,781.25	1,695,684,375.00	264,042,281.25	1,119,151,687.50	5,525,508,656.25
						4.00	2.00	9,530.00	1,546,111,462.50	895,117,162.50	1,383,041,250.00	172,799,746.88	821,140,537.50	4,818,210,159.38
3.00	2.00	15,000.00	1,923,750,000.00	1,113,750,000.00	2,151,562,500.00	242,446,289.06	1,067,871,093.75	6,499,379,882.81						
TOTAL									34,445,000,798.44					
TOTAL incluyendo costes de expropiación, dispositivos de telemando y elementos de regulación									48,223,001,117.81					

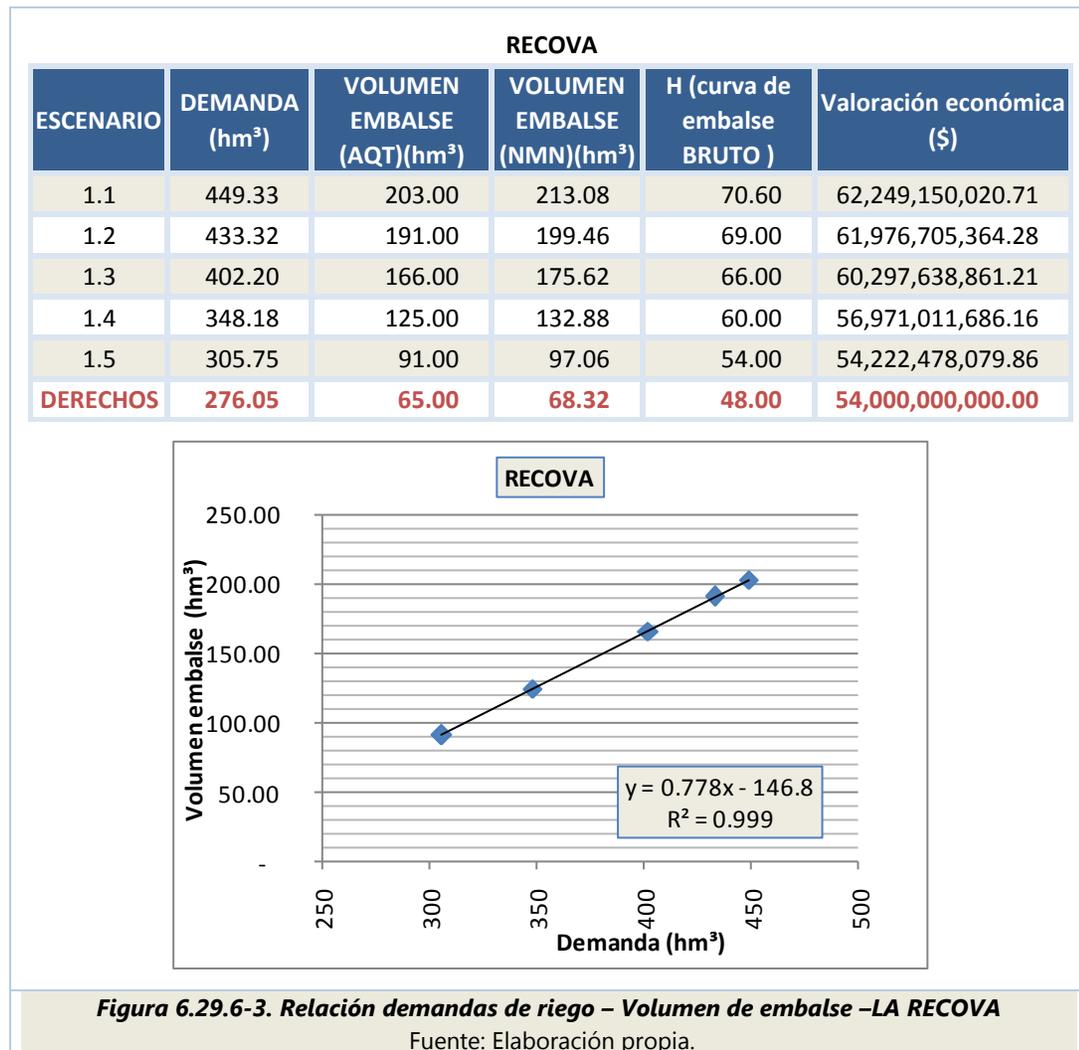
Fuente: Elaboración Propia

6.2.3. Análisis comparativo

A partir de los resultados obtenidos en el estudio de regulación, se puede obtener la relación entre las demandas, las pérdidas en el río y el volumen de embalse necesario, asociándola a su vez con el presupuesto de los embalses según volumen y/o altura de presa.

El objetivo es determinar el incremento de coste que supone el incrementar el volumen de los embalses proyectados para poder suplir las pérdidas en el río, cuya magnitud se desconoce, y contrastar dicho sobre coste con el que implica la ejecución de canales de distribución.

Cabe señalar, que la valoración económica de las alternativas de embalse corresponde con los presupuestos preliminares obtenidos según las partidas del “Análisis de costos” y que será objeto de desarrollo al final del presente volumen del Informe Final.



Estimación del volumen necesario según pérdidas - Estimación económica

DEMANDA ESCENARIO 1.1	%PERDIDAS TOTALES EN EL RÍO	VOLUMEN DE EMBALSE NECESARIO	Incremento de pérdidas (%)	H (curva de embalse)	Incremento de altura	Valoración económica (\$)	Incremento de presupuesto (\$)
599.10	25.00	318.24	22.05	81.15	10.55	70,575,583,236	8,326,433,215
561.66	20.00	289.25	17.05	78.50	7.90	69,251,742,574	7,002,592,554
528.62	15.00	263.67	12.05	76.02	5.42	68,009,853,443	5,760,703,423
499.25	10.00	240.93	7.05	74.60	4.00	67,298,989,577	5,049,839,556

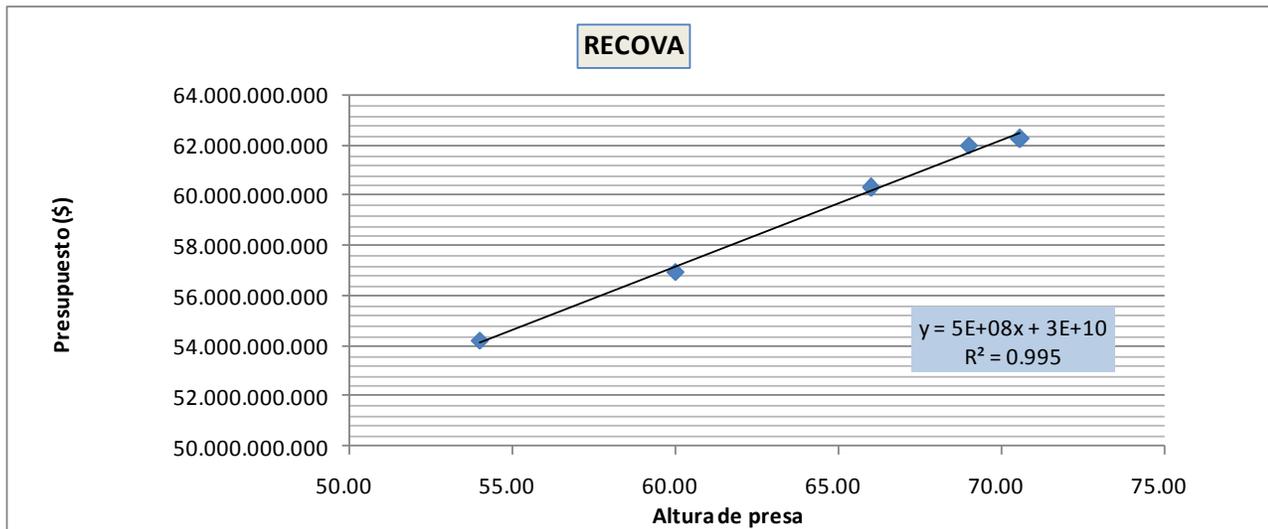


Figura 9.6-4. Estimación económica por incremento de volumen. LA RECOVA

Fuente: Elaboración propia.

MONTECILLO

ESCENARIO	DEMANDA (hm ³)	VOLUMEN EMBALSE NETO (hm ³)	VOLUMEN EMBALSE BRUTO	H (curva de embalse BRUTO)	Valoración económica (\$)
1.1	449.33	187.00	199.92	79.00	64,615,699,624.69
1.2	433.32	175.00	185.57	77.00	64,051,012,403.95
1.3	402.20	150.00	158.66	73.00	61,147,138,983.05
1.4	348.18	112.00	122.48	67.00	56,315,957,595.84
1.5	305.75	76.00	91.43	61.00	52,033,931,921.94
DERECHOS	276.05	56.00	57.98	53.00	45,100,000,000.00

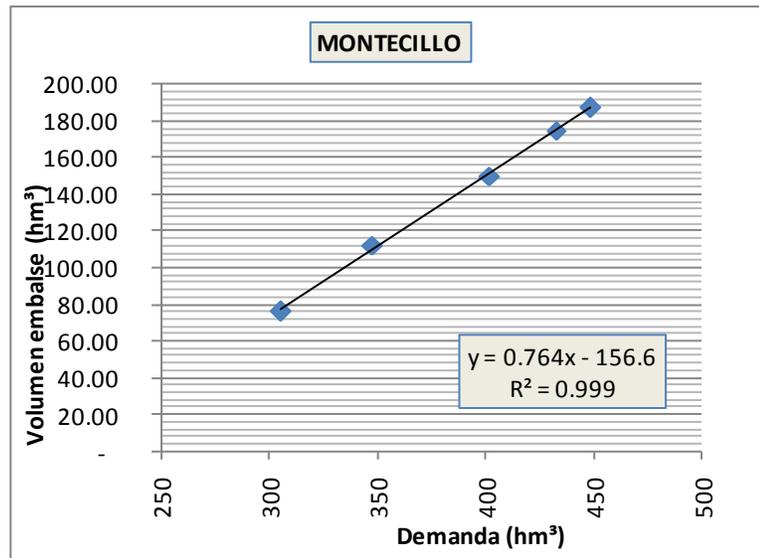


Figura 6.29.6-5. Relación demandas de riego – Volumen de embalse. EL MONTECILLO 1

Fuente: Elaboración propia.

Estimación del volumen necesario según pérdidas - Estimación económica

DEMANDA ESCENARIO 1.1	%PERDIDAS TOTALES EN EL RÍO	VOLUMEN DE EMBALSE NECESARIO	Incremento de pérdidas (%)	H (curva de embalse)	Incremento de altura	Valoración económica (\$)	Incremento de presupuesto(\$)
599.10	25.00	301.06	21.14	90.92	11.92	71,641,589,423.38	7,025,889,798.70
561.66	20.00	272.39	16.14	87.84	8.84	69,485,998,781.85	4,870,299,157.17
528.62	15.00	247.08	11.14	84.95	5.95	67,466,317,272.56	2,850,617,647.87
499.25	10.00	224.59	6.14	82.22	3.22	65,550,549,070.08	934,849,445.39

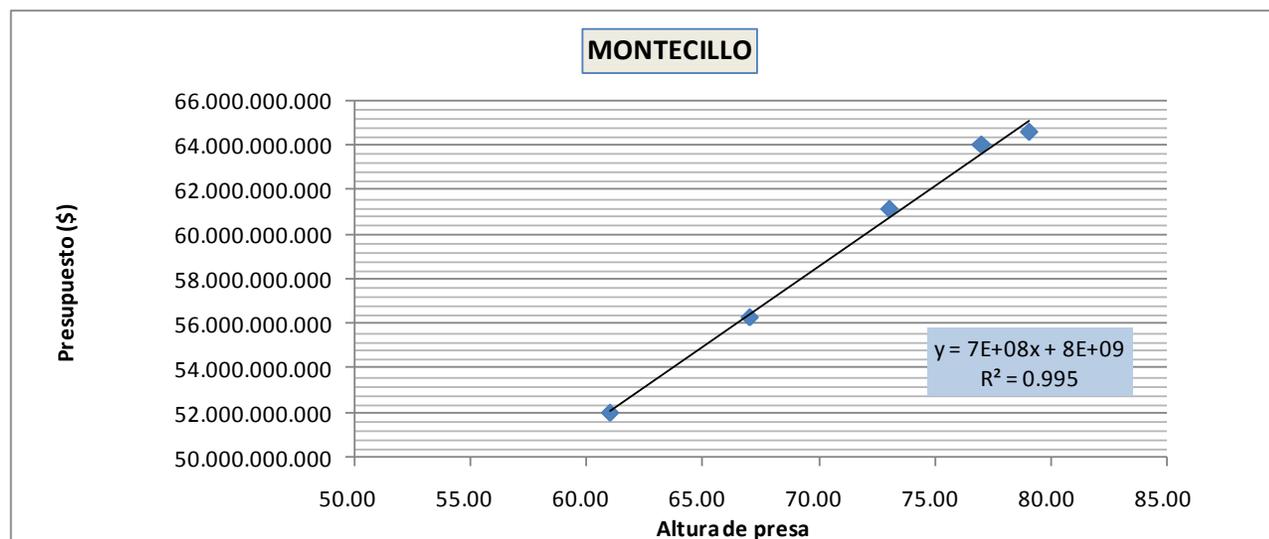


Figura 9.6-6. Estimación económica por incremento de volumen. EL MONTECILLO 1

Fuente: Elaboración propia.

A la vista de los resultados, se observa que el sobrecoste de incrementar el volumen de los embalses para suplir las eventuales pérdidas en el río, es siempre inferior al coste de la ejecución de canales de conducción.

Esta conclusión es consecuente con el criterio adoptado de dejar un exceso de volumen en los embalses proyectados, entre un 2,50-6,50%, tal y como se desarrolla en el "Estudio de regulación" del presente informe.

Cabe mencionar que al no ejecutar canales de distribución, siendo el propio cauce el que acomete dicha función, no es necesario realizar un cambio de los puntos de captación actuales.

6.3. SISTEMA REMOTO DE AFORO DE CAUDALES

6.3.1. Criterios de diseño

En el presente apartado se define a nivel preliminar un sistema de medición de caudales, la transmisión de los datos y su centralización en un Centro de Control.

El sistema estaría compuesto por 10 estaciones de medida de caudales ubicadas en las principales bocatomas de los canales, que enviarían la señal hasta el Centro de Control ubicado en las oficinas de la Junta de Vigilancia del río Achibueno 1ª Sección, en Linares.

Por otra parte, se construirá una estación fluviométrica a pie de presa, que transmitirá la señal vía cable hasta un centro de control secundario ubicado en la propia presa. Desde allí, se reenviará la señal vía radio hasta el Centro de Control principal instalado en la Junta de Vigilancia, incorporando así los datos sobre caudales totales evacuados por la presa.

Las bocatomas donde se proyecta que quedarían instaladas las estaciones de medida son:

Primera Sección:

- Bocatoma unificada de los canales La Cuarta (o Chivato) y Mesamávida
- Bocatoma del Canal San Luis
- Bocatoma unificada de los canales Tapia-Vásquez y Compañía Chilena de Fósforos
- Bocatoma del Canal Almendro Abajo o Grande
- Bocatoma del Canal El Huapi
- Bocatoma unificada del Canal Bodega (o ExFiscal), Vásquez Sur y Recreo
- Bocatoma unificada de los canales La Aguada y San Gabriel

Segunda Sección:

- Bocatoma del Canal Tapia
- Bocatoma del Canal Cuéllar (o Huimeo)
- Bocatoma unificada de los canales Pica y Loyola

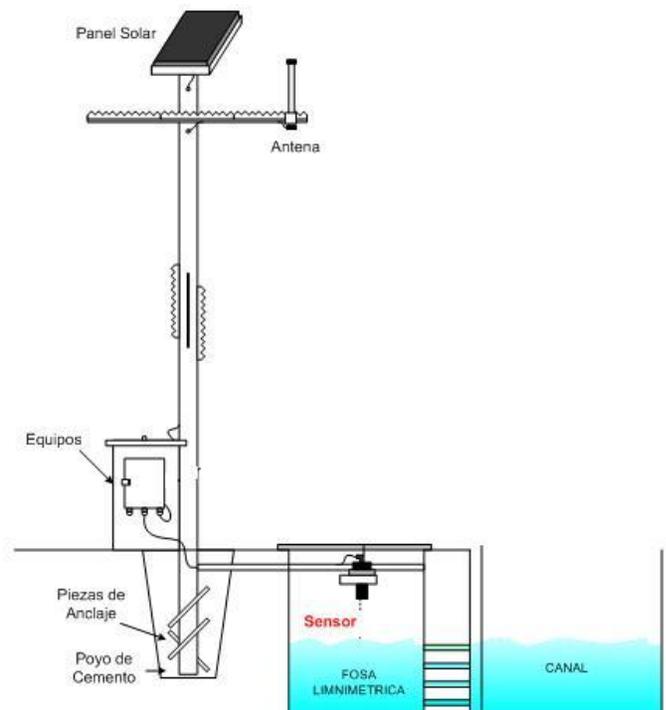
Los caudales que reúnen estas bocatomas suman más del 90% de los caudales de riego administrados por ambas Juntas de Vigilancia. Los 10 puntos de medida de caudales en las bocatomas se representan en el esquema de la Figura 9.6-7. **Figura 6.3**

Están compuestas por:

- Sensor (limnómetro piezorresistivo)
- Terminal de radioteleetría (emisor)
- Panel solar fotovoltaico
- Antena de radioenlace
- Mástil sustentador metálico (cimentado)
- Armario de protección de equipos.

En la **Figura 6.3** Figura 9.6-8 se representa el esquema de conexión centralizada de la red.

Figura 9.6-7. Estaciones de medida fluviométrica



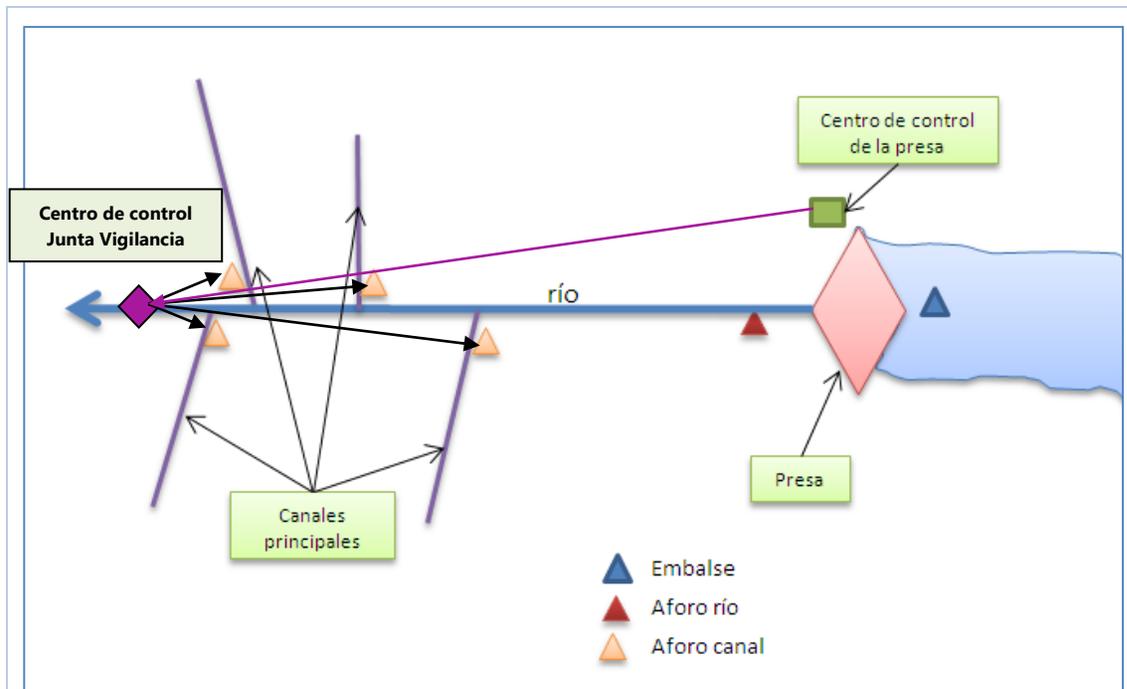


Figura 6.39.6-8. Esquema de los puntos de control definidos

Fuente: Elaboración propia.

6.3.2. Sistema de transmisión

El sistema de enlace proyectado es vía radiofrecuencia. Se considera que este sistema es el más seguro, sencillo y fiable para las condiciones de uso en alta montaña, de difícil climatología y sin infraestructuras consolidadas de telecomunicación, proporcionando un medio de comunicación seguro y de bajo coste de mantención, para el envío de señales analógicas y digitales a larga distancia. La alta calidad del emisor de radio permite trabajar en cualquier condición ambiental.



La fuente de alimentación de los terminales de radiotelemetría (transmisores y receptores) es una sencilla placa solar fotovoltaica de 30 W, con batería de 11,5 a 15 VDC y hasta 100 Ahr. Estos equipos incorporan un microprocesador y placas de circuito de entradas / salidas de señal, todo ello integrado en caja de aluminio. Estos terminales se alojan, junto con las baterías, en un armario de intemperie ubicado en el poste metálico que sirve también para soporte de la antena de transmisión y la placa fotovoltaica. El transmisor de señal no requiere de ningún tipo de licencia o trámite para su instalación, lo que facilita la puesta en servicio inmediato y el bajo coste de mantención.

El protocolo de comunicación desarrollado por el proveedor de estos terminales de monitoreo y comunicación (Modbus, Allen Bradley DF1, Profibus, etc.) garantiza la integridad de las señales transmitidas, sin originar ninguna interferencia ni falsa señal, controlando en todo momento el estado de la comunicación y permitiendo de manera remota avisos de falla, pérdida de alimentación eléctrica y bajo nivel de batería.

El transmisor de radiofrecuencia es de un solo canal, sintetizado, con modulación directa de frecuencia. La frecuencia de trabajo es de 405 a 490 MHz, y espaciado entre canales de 12,5 KHz, con potencia de emisión de 500 mW. La detección de señal RSSI tiene una sensibilidad de -120 a +100 dBm. El alcance es de 10 km. Para los casos de mayores necesidades de distancia, se dispondrán unidades de repetición de señal de radio. El software manejado por el microprocesador es gratuito y está basado en el sistema Windows, con conexión a través de puerto serie RS232 de 9 pin.

En fases posteriores de proyecto se definirá el diseño de las pequeñas obras civiles descritas, y establecer la frecuencia de medición y envío de datos, así como la mejor ubicación de los repetidores de la señal de radio.

Especificaciones técnicas

General

Tª ambiente: -20 a +60°C 0-99% HR
De acuerdo con EMC 89/336/EEC, EN55022, EN50082-1, AS3548
Caja en extrusión de aluminio
Dimensiones : 130x185x60 mm
Terminales extraíbles para fácil sustitución
Terminales para cables de 2.5 mm²
Indicación LED de alimentación, estado, E/S y comunicación

Alimentación

12-24 VAC o 15-30 VDC, con protección de sobrecarga y polaridad inversa.
(Opcional transformador a 110-220 VAC)
Alimentación a batería de 11.5 a 15 VDC
Incluye circuito de carga de batería para batería de 1.2-12 Ahr
Regulador para panel solar de hasta 30W y batería solar de 100Ahr
Monitorización interna de fallo de alimentación, nivel de carga solar y voltaje batería. Posibilidad de transmitir remotamente estos valores.
Alimentación en lazo para transmisor 2 hilos 24VDC 150mA

Transmisor de Radio

De un solo canal, sintetizado, modulación directa de frecuencia.
Frecuencia de cambio del sintetizador : 4 MHz
Frecuencia de trabajo : 405-490 MHz
Espacio entre canales : 12,5 KHz
Potencia de emisión : 500 mW
Sensibilidad receptor : 0,4 V(-114dBm) 12 dB SINAD
Detección de señal/RSSI : -120 a 100 dBm
Sujeto a cambios sin previo aviso.

De acuerdo con norma ETS 300 220 10-500 mW EIRP (Europa)

Alcance esperado: a 500mW EIRP : 10 Km
Posibilidad de extensión del rango mediante unidades 105U como repetidores
Conector de antena coaxial SMA o BNC
Protección mediante descargador de gas.

Puerto Serie

RS232/485 a 9600 baud, 8 bits, sin paridad, 1 bit stop
Conector RS232 : 9 pin hembra
Conector RS485: terminales. Distancia máxima 2000 mts

Transmisión de datos

Transmisión por excepción con actualización periódica de datos.
El tiempo de actualización es configurable por el usuario.
Transmisión de datos como cadena de bits con protocolo sincrónico de 16 bit con función de chequeo de error CRC.
Reconocimiento automático de integridad de señal y capacidad de 5 reintentos de envío antes de dar alarma de fallo de comunicación.
Velocidades de transmisión :
Radio : 4800 bd Serie : 9600 bd
Tiempo de transmisión de radio típico : 80 ms

Programación

Mediante software gratuito basado en Windows a través de puerto serie RS232 9 pin hembra

En cuanto a la antena de transmisión, tendrá capacidad de transmisión de señal UHF (banda 450) de 400-420 MHz y 430-470 MHz, potencia admisible de 250 W e impedancia de 50 Ohmios, con características mecánicas adecuadas (resistencia a vientos de hasta 200 km/h, peso <10 kg, material de acero inoxidable y teflón, y sujeción a tubo de acero de 50 a 60 mm de diámetro.

6.3.3. Bocatomas

En cada una de las 10 bocatomas de los canales de riego indicados anteriormente se ha proyectado la instalación de una estación de medida de caudales fluviométricos, mediante un sistema de toma de datos (niveles de agua) y transmisión de señal vía radio.

En principio, se podrá utilizar las estructuras de bocatomas existentes, sin necesidad de ejecutar obra civil adicional, salvo la necesaria para la fundación del mástil o poste, y la instalación de los sensores. En cada bocatoma la instalación prevista es la siguiente.

- Medida de niveles mediante la instalación de un limnómetro (tipo piezorresistivo).
- Alimentación eléctrica mediante energía fotovoltaica con un panel solar de 60 W que se ubicará en un mástil. Éste albergará también la antena del radioenlace que transmita el nivel en el canal al centro de control situado en la Junta de Vigilancia.
- Sistema de radioenlace (formado por un equipo transmisor en la parte del sensor y otro receptor en la parte del sistema de adquisición de datos) para envío de señales al edificio de control de la Junta de Vigilancia (se realizarán pruebas para determinar la necesidad de instalar, o no, equipos repetidores para el radioenlace).
- Armario con sus correspondientes protecciones para la instalación del equipo de radio, regulador-cargador, protecciones eléctricas y las baterías correspondientes para casos de falta de energía fotovoltaica.

6.3.4. Presa y embalse

El sistema de control de caudales comienza en la propia presa con la toma de datos de los caudales de entrada y salida del embalse.

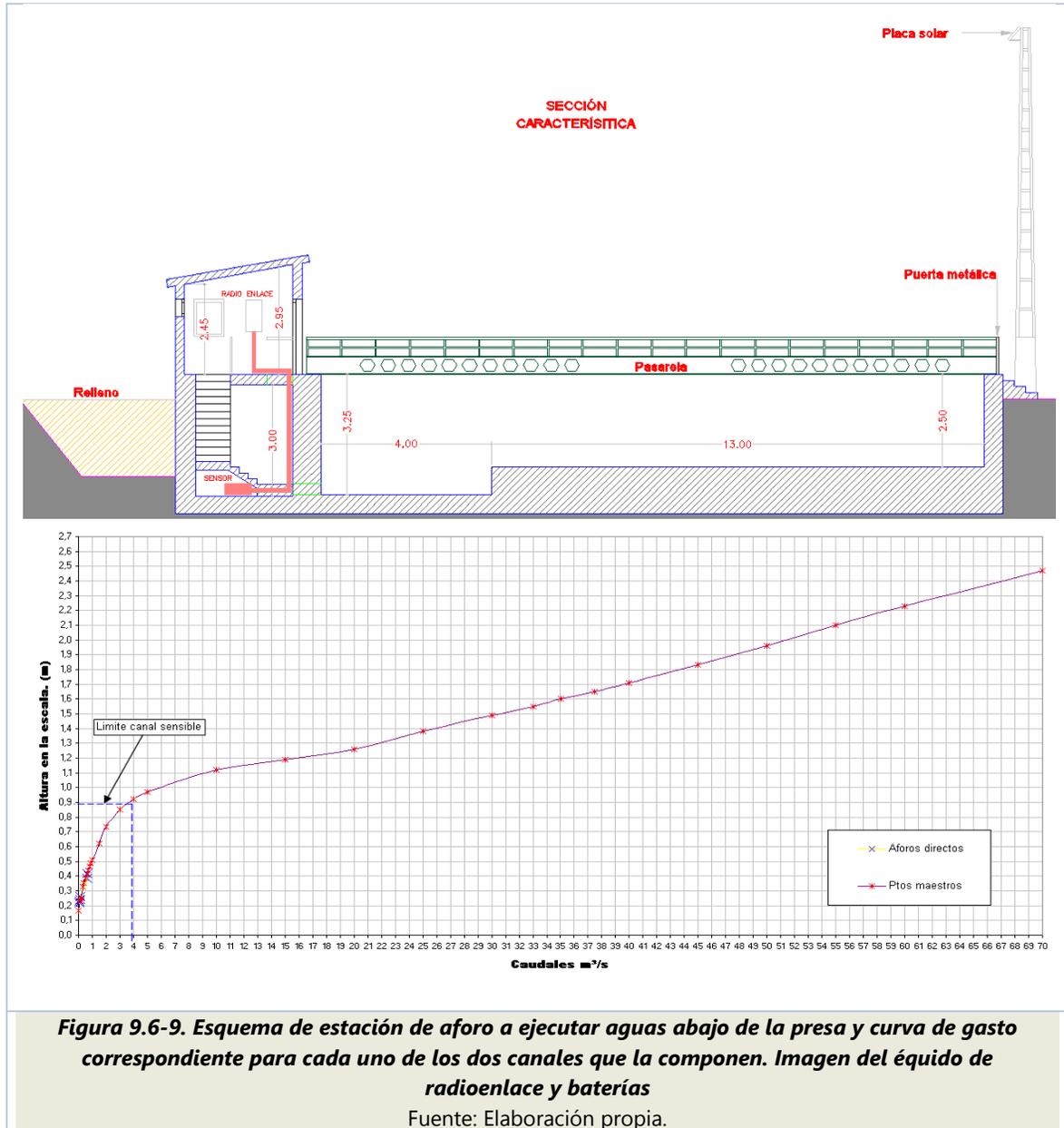
Los caudales de salida del embalse desde los diferentes elementos de desagüe de la presa, es decir evacuador de crecidas, desagüe de fondo y toma, se controlan desde la propia presa.

Los caudales de entrada al embalse se determinan mediante la instrumentación propia de la presa (ya considerada en el presupuesto de la misma) que permitirá disponer de forma continua del nivel de embalse. Con la variación temporal de dicho nivel y la curva de embalse (cota-volumen), mas la información de los caudales salientes, se podrán deducir los caudales de entrada. Esta variable, al igual que todas las correspondientes a la instrumentación de la presa, se concentran en el centro de control previsto.

Complementariamente a las mediciones de caudal realizadas en la propia presa, se proyecta la construcción de una estación fluviométrica a pie de presa, que permitirá conocer con mayor precisión los caudales desaguados, particularmente con valores pequeños donde las curvas de desagüe de los elementos de regulación presentan, habitualmente, más incertidumbre. La estación de aforos de pie de presa está diseñada para poder medir con precisión un caudal en torno al doble de la demanda máxima prevista para la zona de estudio del río Achibueno, que es de unos 70 m³/s.

La estructura de control (obra civil) es muy sencilla: se compone de dos canales, el primero de ellos denominado "sensible" por el hecho que permitirá conocer con precisión los caudales hasta un valor determinado, como el caudal ecológico previsto para aguas abajo de la presa (por ejemplo entre 1 y 9 m³/s en la Recova o entre 0,5 y 7 m³/s en Montecillo-1). Posteriormente seguirá un canal de mayores dimensiones que permitirá aforar con precisión hasta un valor en torno a los 70 m³/s.

La estación de medida y monitoreo está compuesta por un sensor limnómetro (tipo piezorresistivo) que nos permitirá conocer en continuo el nivel de agua en el canal, y un emisor de señal vía cable hasta el centro de control de la presa. La instalación eléctrica se realizará aprovechando la propia instalación prevista en la presa.



■ Limnómetro piezorresistivo

Datos técnicos

Información general	Fabricante	Endress+Hauser	
	Denominación del instrumento	Waterpilot FMX 165	
Aplicación	Medida de niveles en pozos y plantas depuradoras		
Funcionamiento y diseño del sistema	Principio de funcionamiento	Convierte la presión hidrostática que hay en una columna de líquido en una señal proporcional al nivel del líquido	
	Módulos	Waterpilot FMX 165 y fuente de alimentación de 12...30 Vcc	
	Construcción	Sensor de cable sin accesorios de montaje o con abrazadera de sujeción y caja de conexión IP 54	
	Transmisión de la señal	4...20 mA (dos hilos)	
Entrada	Variable de proceso	Nivel determinado a partir de la medida de la presión hidrostática en una columna de líquido	
	Campo de medida	Fijado permanentemente desde 0,1 bar hasta 20 bar. Ver "Estructura del producto"	
Salida	Señal de salida	420 mA	
	Unidades de evaluación	Conexión a fuentes de alimentación de transmisores, contactores o unidades de registro	
	Carga	900 Ω como máximo	
Precisión	Condiciones de referencia	Conforme a DIN 16 086	
	Error de conformidad (incluyendo repetibilidad e histéresis)	±0,2% FS (conforme al procedimiento del punto límite)	
	Estabilidad a largo plazo	0,1% FS/año	
	Variación térmica	Señal cero y span de salida +/- 1% del span	
	Coefficiente de temperatura	Señal cero y span de salida ± 0,15% del span/10 K	
Condiciones de ser	Condiciones físicas		
	Rango de temperatura de funcionamiento	0/70°C	
	Temperatura de almacenamiento	-20/80°C	
	Protección de entrada	Caja de conexión IP 54	
	Compatibilidad electromagnética	Emisiones de interferencias conforme a EN50081-1 Inmunidad a las interferencias conforme a EN50082-2 y a la norma industrial NAMUR, con 10 V/m. Recomendamos utilizar un cable apantallado para el instrumento	
	Medio del proceso		
	Rango de temperatura de proceso	0/70°C	
	Rango de presión de proceso	Véase la "Estructura del producto" para consultar los rangos de presión admisibles	
	Construcción mecánica	Material de las piezas en contacto con el agua	
		Cabezal de la sonda	1.4571
Cable de suspensión		Cable antideslizante con trenzado de alambre y capa aislante de polietileno (PE), radio de doblado mínimo de 200 mm y longitud de hasta 200 m sin protección adicional contra trones	
Obturador		Viton	
Diafragma de proceso		Al ₂ O ₃ , cerámica de óxido de aluminio	
Accesorios para el montaje		Abrazadera de sujeción de acero con mordazas de metal prensado galvanizado	
Célula de medida			
Líquido de relleno		Sin aceite, sensor seco	
Fuente de alimentación		Tensión de alimentación	1230 V cc
Certificados y autorizaciones		Protección contra explosiones	PTB, EEx ia IIC
Documentación adicional	Información técnica sobre el Waterpilot FMX 160: TI 182F/00/en Información sobre el sistema del Waterpilot FMX 160 / FMX 166: SI 028F/00/en		



6.3.5. Junta de Vigilancia

En las oficinas de la Junta de Vigilancia se instalará un centro de control principal, que recibirá y recopilará toda la información del sistema a través de un receptor de radiofrecuencia, alimentado también mediante placa solar fotovoltaica con batería (para garantizar su autonomía e independencia de la red eléctrica) y antena de radiofrecuencia:

- Comunicación con el centro de control secundario en la presa, desde donde se recibe la señal con los datos del nivel del embalse y caudales de cada elemento de desagüe, incorporando los datos del caudal de la estación fluviométrica a pie de presa.
- Comunicación con cada una de las bocatomas para recibir la información de los caudales que se están derivando en cada momento.

Las instalaciones que componen este centro de control son:

- Estancia auxiliar para albergar todo el sistema (que se supone existente y en zona urbana)
- Receptor de comunicaciones por radiofrecuencia conectado con emisores desde las unidades de medición en las bocatomas y desde el centro de control secundario en la presa.
- Acometida eléctrica en baja tensión para los equipos. Placa fotovoltaica de 100 MW con batería para el receptor.
- Concentrador de señales y PLC con PC y software necesario (proporcionado gratuitamente por el proveedor de los equipos de monitoreo) para el procesamiento de los datos recibidos. El sistema de adquisición de datos es un PC de uso industrial, encargado de procesar las señales de los sensores y adaptarlas con el software correspondiente para la lectura directa de caudales.

6.3.6. Valoración del sistema

A continuación se incluye la estimación del coste de la instalación del sistema remoto de aforo de caudales descrito. En la misma se ha considerado que la estación fluviométrica de pie de presa se ejecutará simultáneamente con la construcción de la propia presa a fin de aprovechar la existencia de la contrataguía y evitar la necesidad de desviar el río.

Tabla 9.6-4. Presupuesto estimado

CONTROL REMOTO DE CAUDALES		UBICACIÓN	PRECIO (\$)	CANTIDAD	IMPORTE (\$)
ud	Obra civil de estación fluviométrica a pie de presa	PRESA	84.375.000	1	84.375.000
ud	Suministro e instalación de caseta prefabricada para sensorización de estación fluviométrica.	PRESA	4.860.000	1	4.860.000
m	Escala limnimétrica, totalmente instalada y números cada metro incluidos	PRESA (2) Y BOCATOMAS	50.625	10+2	607.500
ud	Limnómetro piezorresistivo con una precisión inferior al centímetro. Incluye caja de protección, suministro, instalación y calibrage hasta su correcto funcionamiento	PRESA Y BOCATOMAS	1.653.750	10 + 1	18.191.250
Ud	Estación fluviométrica de monitoreo en cada bocatoma, compuesto por: Sistema de alimentación de energía mediante panel solar de 60W y baterías, pararrayos, soporte para paneles, regulador fotovoltaico, protecciones, cercado metálico de seguridad, armario compacto, cables y elementos auxiliares.	BOCATOMAS	2.362.500	10	23.625.000
Ud	Sistema de comunicaciones para transmisión desde estación fluviométrica o desde centro de control secundario, incluyendo: sistema de radioenlace emisor, mástil-soporte de 6 m de altura, antena y puesta en marcha.	PRESA Y BOCATOMAS	3.577.500	10 + 1	39.352.500
Ud	Sistema de comunicaciones vía cable, entre la estación fluviométrica de pie de presa y el centro de control.	PRESA	4.860.000	1	4.860.000
Ud	Acondicionamiento de bocatomas para la instalación de sensores	BOCATOMAS	1.687.500	10	16.875.000
Ud	Instalación eléctrica, PLC, PC Industrial y software del centro de control principal.	JUNTA DE VIGILANCIA.	8.328.000	1	8.328.000
TOTAL					201.074.250

7. ESTUDIO DEL POTENCIAL HIDROELÉCTRICO

7.1. INTRODUCCIÓN

Para valorar adecuadamente la rentabilidad de la inversión de un embalse es necesario considerarlo como una obra multipropósito, susceptible de usos múltiples, además de su fin principal de regulación de los recursos hídricos disponibles para satisfacer las necesidades de riego. El aprovechamiento hidroeléctrico es un uso no consuntivo de los recursos, compatible con el uso para riego. Para ello, es preciso valorar su potencial y los costes de inversión necesarios.

Para el estudio del potencial hidroeléctrico de las soluciones de embalse, La Recova y el Montecillo 1, se considera la eventual construcción de una central a pie de presa, analizando los desniveles y caudales aprovechables para la generación de energía hidroeléctrica.

Se determina la potencia teórica asociada a la posible central de cada solución, diseñando preliminarmente las obras necesarias para incorporarlas como opcionales al resto de las obras que constituyen cada solución.

Las fases de este análisis serán las siguientes:

- Estimación de la potencia instalada, factor de planta y energía media anual de la central.
- Estimación de la configuración de la central.
- Estimación de los costes y presupuestos de las obras.

La descripción de las fases del estudio se encuentra en los puntos siguientes.

7.2. POTENCIA NOMINAL DE LA CENTRAL

En esta fase es necesaria la identificación de la altura del posible aprovechamiento y el régimen de caudales a evacuar por el embalse, susceptibles de ser turbinados. Se calcula igualmente la potencia teórica de la central (MW) y la producción hidroeléctrica correspondiente, mensual y anual (GWh).

La posible minicentral hidroeléctrica se estudia en el supuesto de operación para turbinar los caudales de riego, el caudal ecológico y los caudales que el embalse debe dejar pasar sin regular para atender los derechos de agua consuntivos ubicados aguas abajo. Fuera de temporada de riego se generarían sólo los caudales correspondientes al mínimo ecológico y los derechos consuntivos de aguas sin regulación.

En la Tabla 9.7-1 y en la Tabla 9.7-2 se recogen los valores de los caudales medios a turbinar para los 5 escenarios de riego descritos en el modelo de regulación. Las demandas de riego consideradas son las correspondientes a los diferentes escenarios en situación futura, descritas en el estudio agronómico.

Tabla 9.7-1. Caudales medios mensuales por toma y desagüe. La Recova.

Q a turbinar (m ³ /s)	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Ecológico	1.34	2.22	4.73	5.97	5.96	8.46	8.56	5.86	4.88	2.97	2.31	1.56
Demanda escen 1.1	4.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	8.49	24.17	37.02	40.86	37.44	20.17
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.1	5.49	2.25	4.76	6.00	5.99	8.54	17.08	30.06	41.93	43.86	39.78	21.76
Demanda escen 1.2	4.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	8.16	23.21	35.54	39.38	36.20	19.60
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.2	5.41	2.25	4.76	6.00	5.99	8.54	16.75	29.10	40.45	42.38	38.54	21.19
Demanda escen 1.3	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	7.58	21.54	32.99	36.55	33.60	18.19
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.3	5.12	2.25	4.76	6.00	5.99	8.53	16.17	27.43	37.90	39.55	35.94	19.78
Demanda escen 1.4	3.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	6.49	18.64	28.62	31.70	29.12	15.70
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.4	4.58	2.25	4.76	6.00	5.99	8.53	15.08	24.53	33.53	34.70	31.46	17.29
Demanda escen 1.5	2.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	5.62	16.36	25.20	27.91	25.61	13.73
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.5	4.15	2.25	4.76	6.00	5.99	8.52	14.21	22.25	30.11	30.91	27.95	15.32

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-2. Caudales medios mensuales por toma y desagüe. El Montecillo 1.

Q a turbinar (m ³ /s)	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Ecológico	0.85	1.54	3.36	4.24	4.23	6.01	6.18	4.16	3.46	2.88	1.81	0.93
Demanda escen 1.1	4.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	8.49	24.17	37.02	40.86	37.44	20.17
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.1	5.00	1.57	3.39	4.27	4.26	6.09	14.70	28.36	40.51	43.77	39.28	21.13
Demanda escen 1.2	4.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	8.16	23.21	35.54	39.38	36.20	19.60
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.2	4.92	1.57	3.39	4.27	4.26	6.09	14.37	27.40	39.03	42.29	38.04	20.56
Demanda escen 1.3	3.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	7.58	21.54	32.99	36.55	33.60	18.19
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.3	4.63	1.57	3.39	4.27	4.26	6.08	13.79	25.73	36.48	39.46	35.44	19.15
Demanda escen 1.4	3.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	6.49	18.64	28.62	31.70	29.12	15.70
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.4	4.09	1.57	3.39	4.27	4.26	6.08	12.70	22.83	32.11	34.61	30.96	16.66
Demanda escen 1.5	2.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	5.62	16.36	25.20	27.91	25.61	13.73
Derechos consunt. aguas abajo	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
Total escenario 1.5	3.66	1.57	3.39	4.27	4.26	6.07	11.83	20.55	28.69	30.82	27.45	14.69

Fuente: Elaboración Propia

El caudal ecológico será de carácter constante durante todo el mes. Se utiliza como caudal asociado a la demanda de riego el caudal medio correspondiente al volumen mensual de demanda de riego en cada mes. La distribución diaria y horaria del caudal de suelta dependerá de la existencia de turnos de riego, de tranques de regulación nocturna, etc., por lo cual el caudal real tendrá una mayor variabilidad. No obstante, se han realizado las estimaciones de potencia hidroeléctrica a partir de los caudales medios mensuales del año promedio.

En el mismo numeral 1 del informe de esta etapa se describen los modelos de regulación realizados con el programa Aquatool-DMA de cada una de las soluciones de embalse que se manejan. Dichos modelos proporcionan resultados, a escala mensual, de caudales mensuales en las conducciones (en hm³/mes) y volumen y nivel de agua el embalse al final de cada mes (en hm³ y m respectivamente).

La potencia nominal de la central (P_N) se calcula como:

$$P_N [MW] = \frac{9,81 \cdot Q_N \cdot \eta_T \cdot H_N}{1000}$$

Para obtener el caudal de diseño real de cada alternativa se requiere cuantificar los ingresos y para ello el dueño del proyecto hidroeléctrico debe estimar el precio de venta de la energía, de la potencia firme, de los atributos por ERNC, la tasa de descuento esperada en el proyecto y el horizonte de evaluación. Para efectos de una evaluación relativa a un estudio de prefactibilidad, se considera que el caudal nominal (Q_n) corresponde al caudal medio anual.

El rendimiento medio total (η_T) dependerá del tipo de turbinas y de la eficiencia hidráulica y electromecánica (turbina, generador y transformador de salida) y del consumo propio de la central, es decir, el rendimiento total es:

$$\eta_T = \eta_t \cdot \eta_g \cdot \eta_s \cdot (1 - C_p)$$

Siendo:

η_t = rendimiento de la turbina

η_g = rendimiento del generador

η_s = rendimiento del transformador de salida

C_p = consumo propio.

Para efectos del presente estudio, de acuerdo al manual de ENDESA "Elementos básicos de diseño de un grupo generador", se consideró lo siguiente:

- **Rendimiento de la turbina:** Independiente del tipo de turbina, los rendimientos de estos equipos para el caudal de diseño y una altura neta fija van desde 0,94 hasta 0,96. En el caso de la evaluación del potencial hidroeléctrico de La Recova y Montecillo se consideró, de manera conservadora, que el rendimiento es igual a 0,91.
- **Rendimiento del generador:** Para generadores de más de 5000 kVA, el rendimiento indicado en el manual citado anteriormente es de 0,98.
- **Rendimiento del transformador:** Análogamente, el rendimiento considerado es de 0,99.
- **Consumo propio:** El consumo propio se consideró igual a 1%.

En definitiva, el rendimiento total resulta ser igual a η_T = 0,874.

Con el fin de obtener la altura bruta del salto, se ha analizado la variación de los niveles del embalse durante el año, obtenidos del modelo de regulación (nivel medio mensual). La altura bruta del salto se estimó como un promedio de los niveles medios mensuales de los embalses menos la cota de fondo del río. Los valores de nivel de agua en embalse y las estadísticas mensuales manejadas se encuentran en los Anexos.

En tanto la altura neta, para efectos de evaluación del potencial energético y de acuerdo con una ingeniería a nivel de prefactibilidad, se consideró como un 90% de la altura bruta. Esto corresponde a una aproximación inicial, dado que las pérdidas de carga definitivas se obtienen con las dimensiones hidráulicas finales de las conducciones.

En el caso de una central hidroeléctrica al pie del embalse, la conducción es la obra de entrega a riego más una derivación desde dicha tubería a la casa máquinas. En caso de disponer de dos turbinas, hay que proyectar una bifurcación que derive el caudal a las 2 turbinas.

Otro punto adicional es que las conducciones en presión de saltos hidroeléctricos se dimensionan de acuerdo al punto óptimo entre los ingresos por generación y los costos vinculados al diámetro de la tubería (diámetro económico). Para ello, al igual que para la obtención del caudal de diseño, el dueño del proyecto hidroeléctrico debe indicar los precios de venta de energía, la tasa de descuento y el horizonte de evaluación.

En definitiva, dado que a este nivel de ingeniería son varias las posibles soluciones de las conducciones, y teniendo en cuenta la experiencia, es aceptable proyectar una previsión de pérdidas de carga de 10% de la altura bruta ($H_n = 0,9 H_{bruta}$), es decir:

$$H_n = 0,9 * (Z_{\text{lámina agua embalse}} - Z_{\text{nivel de descarga}})$$

7.2.1. Reglas básicas de operación

Para la evaluación del potencial hidroeléctrico, se consideraron 2 reglas de operación:

- Variación del caudal turbinado: Independiente del tipo, las turbinas hidráulicas admiten caudales entre un 25% y 110% del caudal nominal (Q_n). En caso de que el caudal sea menor a 25% del caudal nominal la turbina no funcionará, es decir, la generación será 0. En caso que el caudal supere al 110% del caudal nominal (Q_n), la generación estará limitada al caudal máximo que acepte la turbina.
- Variación de la altura neta/bruta: A nivel de predimensionamiento el USBR propone los siguientes rangos de funcionamiento respecto del salto neto de diseño:

Tabla 9.7-3. Rangos de variación de la altura neta admisibles por turbinas.

Tipo de turbina	Salto neto máximo (%)	Salto neto mínimo (%)
Francis	125	65
Semi Kaplan (álabes fijos)	110	90
Kaplan (álabes móviles)	125	65

Fuente: Elaboración Propia

Dependiendo del fabricante, en el caso de las turbinas Francis, las alturas netas pueden fluctuar entre el 125% hasta el 65% de la altura neta. Para efectos de la evaluación del potencial hidroeléctrico, de manera conservadora, se consideró que la altura fluctúa entre $\pm 20\%$.

7.2.2. Potencia estimada

a) Número de turbinas

Además del beneficio económico que se obtiene al proyectar 2 turbinas, hay otras ventajas adicionales, las cuales se describen a continuación:

- Explotación de la central: Disponer de solo una turbina en cada casa de máquinas, genera un riesgo en la explotación de la central en el momento de requerir una mantención. Si se considera que se realizarían mantenciones anuales de 7 días. Con 2 turbinas, se podría realizar una mantención de 7 días en una turbina y, al término de dicha mantención, hacer una mantención de 7 días a la otra turbina. Bajo este escenario, durante dichos periodos, la central generará, la mitad de la energía. Con una turbina existirán al menos una vez al año periodos de tiempo donde no se generará energía, ni se percibirán ingresos.
- Compra de repuestos: La compra de repuestos para las turbinas de la casa de máquinas, bajo la condición de proyectar 2 turbinas, será más económica dado que los equipos son de menor tamaño.
- Mayor oferta de equipamiento: En general, proyectar turbinas de mayor tamaño y potencia (escenario con 1 turbina) limitará el mercado de proveedores. Sucede lo contrario en el caso de proyectar turbinas de menor tamaño y potencia (con 2 turbinas).
- Altura de la casa de máquinas: La altura útil de la casa de máquinas, desde el nivel del piso principal hasta el gancho del puente grúa, depende de la longitud del eje de la turbina. Una turbina de mayor tamaño, requiere de un eje más largo que el de una turbina de menor potencia. Disponer de dos turbinas pequeñas en cada casa de máquinas, implicará una disminución de los ejes de la turbina y, por ende, de una disminución de la altura de la casa de máquinas.
- Capacidad del puente grúa: A partir de lo anterior, la capacidad del puente grúa está determinada por el peso de algún componente de la turbina o del generador. Turbinas de menor potencia, generan componentes más livianos y, finalmente, un puente grúa de menor capacidad.
- Costo del transporte del equipamiento a la zona del proyecto: El costo del transporte de un equipo más liviano es menos costoso que el de un equipo más pesado.

En vista de los argumentos anteriormente expuestos (beneficios por generación, casa de máquinas de menor altura, etc...) se recomienda proyectar 2 turbinas.

b) Caudal nominal de las distintas alternativas

A partir de los caudales indicados en la Tabla 9.7-4 y la Tabla 9.7-5, los caudales nominales para las distintas alternativas se consideraron como el caudal medio anual, esto es:

Tabla 9.7-4 Caudales nominales. La Recova.

Embalse La Recova	$Q_{\text{Promedio}}(\text{m}^3/\text{s})$	Caudal nominal ($\text{m}^3/\text{s})$
Total escenario 1.1	18.96	19,0
Total escenario 1.2	18.45	18,5
Total escenario 1.3	17.45	17,5
Total escenario 1.4	15.72	16,0
Total escenario 1.5	14.37	14,5

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-5. Caudales nominales. El Montecillo.

Embalse Montecillo	$Q_{\text{Promedio}} (\text{m}^3/\text{s})$	Caudal nominal (m^3/s)
Total escenario 1.1	17.69	18,0
Total escenario 1.2	17.18	17,0
Total escenario 1.3	16.19	16,0
Total escenario 1.4	14.46	14,5
Total escenario 1.5	13.10	13,0

Fuente: Elaboración Propia

c) Alturas máximas y mínimas admisibles

Los niveles de embalse, de acuerdo al modelo de regulación, para las dos alternativas de embalse bajo los 5 escenarios de evaluación, resultaron ser los siguientes:

Tabla 9.7-6. Niveles embalse (msnm). La Recova.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
La Recova 1.1 (msnm)	351.62	362,44	367,27	368,93	369,72	369,93	370,06	369,94	367,65	357,84	348,68	344,53
La Recova 1.2 (msnm)	351.16	361,58	366,00	367,49	368,16	368,37	368,50	368,39	366,32	356,82	348,04	344,06
La Recova 1.3 (msnm)	350.10	359,58	363,15	364,45	364,89	365,10	365,23	365,15	363,31	354,19	346,34	342,79
La Recova 1.4 (msnm)	347.84	355,82	358,08	358,96	359,24	359,44	359,57	359,51	357,96	349,50	342,81	340,44
La Recova 1.5 (msnm)	345.11	351,41	352,75	353,22	353,45	353,66	353,73	353,62	352,21	344,47	338,31	337,63

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-7. Niveles embalse (msnm). Montecillo.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Montecillo 1.1 (msnm)	442,74	453,00	458,17	460,55	461,23	461,40	461,51	461,44	458,77	447,26	437,80	436,03
Montecillo 1.2 (msnm)	442,14	452,12	456,87	459,02	459,60	459,78	459,89	459,78	457,27	445,99	436,86	435,37
Montecillo 1.3 (msnm)	440,63	450,05	453,82	455,47	455,91	456,09	456,20	456,04	453,70	442,77	434,60	433,74
Montecillo 1.4 (msnm)	438,51	446,20	448,23	449,21	449,47	449,64	449,75	449,64	447,62	437,68	431,12	431,63
Montecillo 1.5 (msnm)	434,51	439,94	441,16	441,64	441,90	442,07	442,18	442,01	440,14	431,22	425,65	427,50

Fuente: Elaboración Propia

Considerando una cota en el río de 301,00 msnm y 385,00 msnm, para los embalses La Recova y Montecillo respectivamente, se tienen alturas brutas medias disponibles iguales a:

Tabla 9.7-8. Alturas brutas medias (m). Alternativa La Recova.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
La Recova 1.1 (m)	50.62	61.44	66.27	67.93	68.72	68.93	69.06	68.94	66.65	56.84	47.68	43.53
La Recova 1.2 (m)	50.16	60.58	65.00	66.49	67.16	67.37	67.50	67.39	65.32	55.82	47.04	43.06
La Recova 1.3 (m)	49.10	58.58	62.15	63.45	63.89	64.10	64.23	64.15	62.31	53.19	45.34	41.79
La Recova 1.4(m)	46.84	54.82	57.08	57.96	58.24	58.44	58.57	58.51	56.96	48.50	41.81	39.44
La Recova 1.5 (m)	44.11	50.41	51.75	52.22	52.45	52.66	52.73	52.62	51.21	43.47	37.31	36.63

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-9. Alturas brutas medias (m). Alternativa Montecillo.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Montecillo 1.1 (m)	57.74	68.00	73.17	75.55	76.23	76.40	76.51	76.44	73.77	62.26	52.80	51.03
Montecillo 1.2 (m)	57.14	67.12	71.87	74.02	74.60	74.78	74.89	74.78	72.27	60.99	51.86	50.37
Montecillo 1.3 (m)	55.63	65.05	68.82	70.47	70.91	71.09	71.20	71.04	68.70	57.77	49.60	48.74
Montecillo 1.4 (m)	53.51	61.20	63.23	64.21	64.47	64.64	64.75	64.64	62.62	52.68	46.12	46.63
Montecillo 1.5 (m)	49.51	54.94	56.16	56.64	56.90	57.07	57.18	57.01	55.14	46.22	40.65	42.50

Fuente: Elaboración Propia

A partir de las tablas anteriores, los niveles medios de cada alternativa resultaron ser los siguientes:

Tabla 9.7-10. Niveles medios. La Recova.

Embalse La Recova	H _{Promedio} (m)
Total escenario 1.1	61.386
Total escenario 1.2	60.239
Total escenario 1.3	57.690
Total escenario 1.4	53.097
Total escenario 1.5	48.131

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-11. Niveles medios. Montecillo.

Embalse Montecillo	H _{Promedio} (m)
Total escenario 1.1	68.324
Total escenario 1.2	67.058
Total escenario 1.3	64.085
Total escenario 1.4	59.058
Total escenario 1.5	52.493

Fuente: Elaboración Propia

Luego, considerando las restricciones de operación de las turbinas indicadas en la Tabla 9.7-12 **Tabla**, las alturas brutas disponibles para generar:

Tabla 9.7-12. Alturas brutas medias disponibles para generar (m). La Recova.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
La Recova 1.1 (m)	50.62	61.44	66.27	67.93	68.72	68.93	69.06	68.94	66.65	56.84	0.00	0.00
La Recova 1.2 (m)	50.16	60.58	65.00	66.49	67.16	67.37	67.50	67.39	65.32	55.82	0.00	0.00
La Recova 1.3 (m)	49.10	58.58	62.15	63.45	63.89	64.10	64.23	64.15	62.31	53.19	0.00	0.00
La Recova 1.4(m)	46.84	54.82	57.08	57.96	58.24	58.44	58.57	58.51	56.96	48.50	0.00	0.00
La Recova 1.5 (m)	44.11	50.41	51.75	52.22	52.45	52.66	52.73	52.62	51.21	43.47	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-13. Alturas brutas medias disponibles para generar (m). Montecillo.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Montecillo 1.1 (m)	57.74	68.00	73.17	75.55	76.23	76.40	76.51	76.44	73.77	62.26	0.00	0.00
Montecillo 1.2 (m)	57.14	67.12	71.87	74.02	74.60	74.78	74.89	74.78	72.27	60.99	0.00	0.00
Montecillo 1.3 (m)	55.63	65.05	68.82	70.47	70.91	71.09	71.20	71.04	68.70	57.77	0.00	0.00
Montecillo 1.4 (m)	53.51	61.20	63.23	64.21	64.47	64.64	64.75	64.64	62.62	52.68	0.00	0.00
Montecillo 1.5 (m)	49.51	54.94	56.16	56.64	56.90	57.07	57.18	57.01	55.14	46.22	0.00	42.50

Fuente: Elaboración Propia

De las tablas anteriores se observa que, salvo el mes de marzo del escenario 5 del embalse Montecillo, durante los meses de febrero y marzo los niveles del embalse son lo suficientemente bajos como para impedir el funcionamiento de las turbinas.

d) Caudales máximos y mínimos

Considerando los caudales nominales indicados, las reglas de operación, y la disposición de 2 turbinas en cada escenario, los caudales disponibles para generar de ambos embalses son los siguientes:

Tabla 9.7-14. Caudales disponibles para generación (m³/s). La Recova.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
La Recova 1.1 (m ³ /s)	5.49	0.00	4.76	6.00	5.99	8.54	17.08	19.00	19.00	19.00	19.00	19.00
La Recova 1.2 (m ³ /s)	5.41	0.00	4.76	6.00	5.99	8.54	16.75	18.50	18.50	18.50	18.50	18.50
La Recova 1.3 (m ³ /s)	5.12	2.25	4.76	6.00	5.99	8.53	16.17	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
La Recova 1.4(m ³ /s)	4.58	2.25	4.76	6.00	5.99	8.53	15.08	16.00	16.00	16.00	16.00	17.29
La Recova 1.5 (m ³ /s)	4.15	2.25	4.76	6.00	5.99	8.52	14.21	14.50	14.50	14.50	14.50	15.32

Fuente: Elaboración Propia

De las tablas anteriores se observa que, en el escenario 1 y 2, en el mes de mayo el caudal que transita por la conducción es insuficiente para generar energía.

Tabla 9.7-15. Caudales disponibles para generación (m³/s). Montecillo.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Montecillo 1.1 (m ³ /s)	5.00	0.00	3.39	4.27	4.26	6.09	14.70	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Montecillo 1.2 (m ³ /s)	4.92	0.00	3.39	4.27	4.26	6.09	14.37	17.00	17.00	17.00	17.00	17.00
Montecillo 1.3 (m ³ /s)	4.63	0.00	3.39	4.27	4.26	6.08	13.79	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00
Montecillo 1.4 (m ³ /s)	4.09	0.00	3.39	4.27	4.26	6.08	12.70	14.50	14.50	14.50	14.50	14.50
Montecillo 1.5 (m ³ /s)	3.66	0.00	3.39	4.27	4.26	6.07	11.83	13.00	13.00	13.00	13.00	13.00

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla anterior se observa que, durante el mes de mayo los caudales disponibles son lo suficientemente bajos como para impedir el funcionamiento de las turbinas.

e) Tipo de turbinas

De acuerdo a lo indicando en el ítem anterior, los caudales nominales y las alturas medias, son las siguientes:

Tabla 9.7-16. Niveles y caudales nominales. La Recova.

Embalse La Recova	H _{Promedio} (m)	Caudal nominal (m ³ /s)
Total escenario 1.1	61.386	19,0
Total escenario 1.2	60.239	18,5
Total escenario 1.3	57.690	17,5
Total escenario 1.4	53.097	16,0
Total escenario 1.5	48.131	14,5

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-17. Niveles y caudales nominales. Montecillo.

Embalse Montecillo	H _{Promedio} (m)	Caudal nominal (m ³ /s)
Total escenario 1.1	68.324	18,0
Total escenario 1.2	67.058	17,0
Total escenario 1.3	64.085	16,0
Total escenario 1.4	59.058	14,5
Total escenario 1.5	52.493	13,0

Fuente: Elaboración Propia

A partir de los caudales y niveles indicados en las tablas anteriores, se determinó que las turbinas de los saltos hidroeléctricos evaluados sean del tipo Francis:

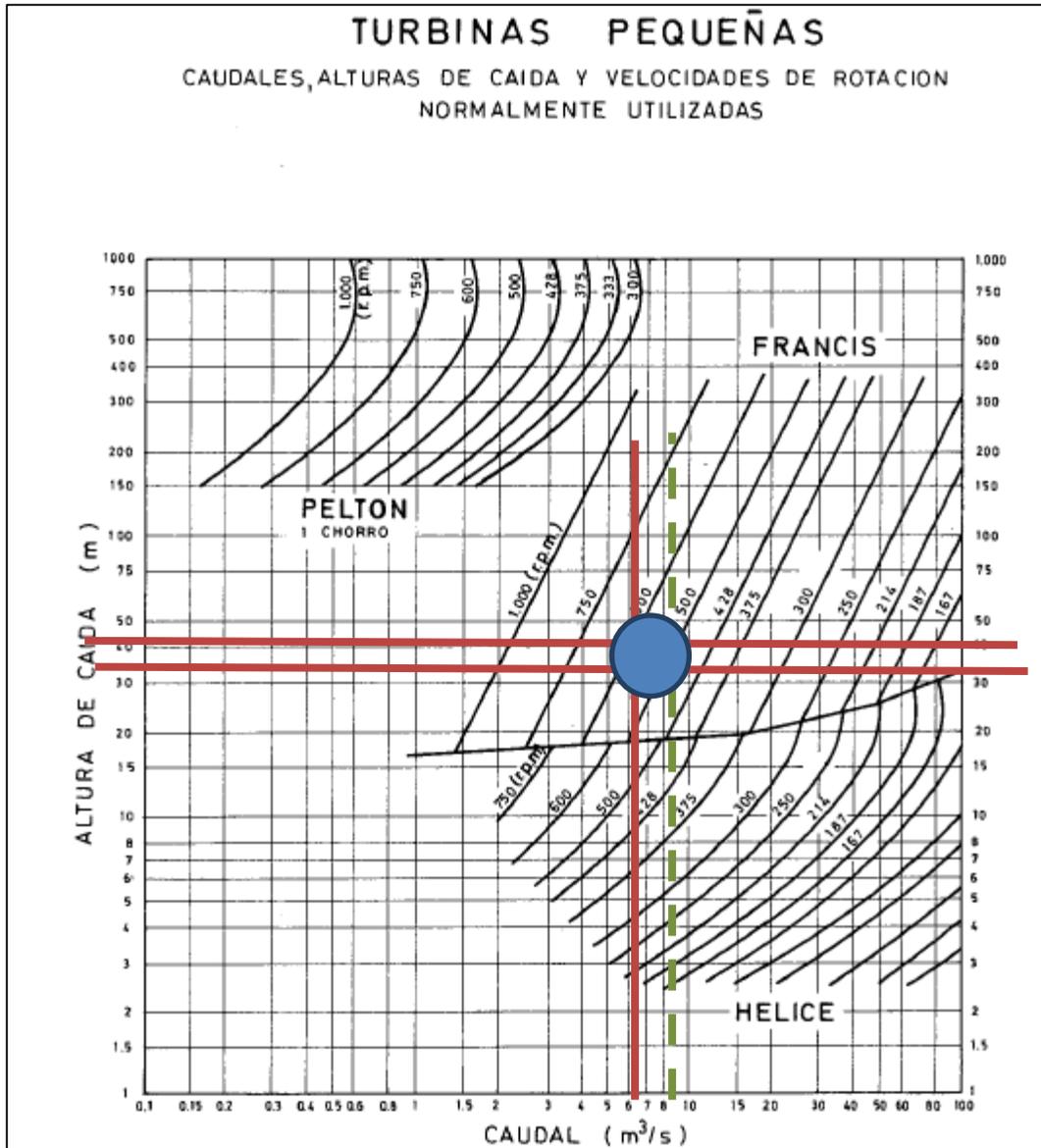


Figura 7.29.7-1. Selección del tipo de Turbina. (Fuente: Elementos básicos de diseño de un grupo generador. ENDESA).

Ello es debido a que este tipo de turbinas Francis tiene una gran variabilidad de la altura neta (125% a 65%). Además las intersecciones de las alturas y los caudales nominales se encuentran en el rango de operación de dicho tipo Francis. Lo anterior se muestra en el diagrama de la Figura 9.7-2 **Figura 7.2** ("Elementos básicos de diseño de un grupo generador", ENDESA 1983):

El punto azul de la figura anterior corresponde a la envolvente de los puntos de intersección indicados en las tablas de niveles y caudales. En definitiva se recomienda proyectar **2 turbinas Francis**, independiente de la alternativa que se desarrolle en el futuro.

f) Potencias y generación

En resumen, las potencias y las generaciones estimadas fueron las siguientes:

Tabla 9.7-18. Potencias (MW). La Recova.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
La Recova 1.1 (MW)	2.14	0.00	2.43	3.14	3.17	4.54	9.09	10.10	9.76	8.33	0.00	0.00
La Recova 1.2 (MW)	2.09	0.00	2.39	3.08	3.10	4.44	8.72	9.61	9.32	7.96	0.00	0.00
La Recova 1.3 (MW)	1.94	1.02	2.28	2.93	2.95	4.22	8.01	8.66	8.41	7.18	0.00	0.00
La Recova 1.4 (MW)	1.65	0.95	2.09	2.68	2.69	3.84	6.81	7.22	7.03	5.98	0.00	0.00
La Recova 1.5 (MW)	1.41	0.87	1.90	2.42	2.42	3.46	5.78	5.88	5.72	4.86	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-19. Potencias (MW). Montecillo.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Montecillo 1.1 (MW)	2.23	0.00	1.91	2.49	2.50	3.59	8.67	10.61	10.24	8.64	0.00	0.00
Montecillo 1.2 (MW)	2.17	0.00	1.88	2.44	2.45	3.51	8.30	9.80	9.47	7.99	0.00	0.00
Montecillo 1.3 (MW)	1.99	0.00	1.80	2.32	2.33	3.33	7.57	8.76	8.47	7.13	0.00	0.00
Montecillo 1.4 (MW)	1.69	0.00	1.65	2.11	2.12	3.03	6.34	7.23	7.00	5.89	0.00	0.00
Montecillo 1.5 (MW)	1.40	0.00	1.47	1.86	1.87	2.67	5.21	5.71	5.53	4.63	0.00	4.26

Fuente: Elaboración Propia

En tanto las generaciones medias anuales, son las siguientes:

Tabla 9.7-20. Generación media anual (GWh). La Recova.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
La Recova 1.1 (GWh)	1.54	0.00	1.75	2.34	2.36	3.27	6.77	7.27	7.26	6.19	0.00	0.00
La Recova 1.2 (GWh)	1.51	0.00	1.72	2.29	2.31	3.19	6.48	6.92	6.93	5.92	0.00	0.00
La Recova 1.3 (GWh)	1.40	0.76	1.64	2.18	2.19	3.04	5.96	6.23	6.25	5.34	0.00	0.00
La Recova 1.4 (GWh)	1.19	0.71	1.51	1.99	2.00	2.77	5.07	5.20	5.23	4.45	0.00	0.00
La Recova 1.5 (GWh)	1.02	0.65	1.37	1.80	1.80	2.49	4.30	4.23	4.26	3.62	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-21. Generación media anual (GWh). Montecillo.

	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar
Montecillo 1.1 (GWh)	1.60	0.00	1.38	1.85	1.86	2.58	6.45	7.64	7.62	6.43	0.00	0.00
Montecillo 1.2 (GWh)	1.56	0.00	1.35	1.81	1.82	2.53	6.17	7.06	7.05	5.95	0.00	0.00
Montecillo 1.3 (GWh)	1.43	0.00	1.30	1.73	1.73	2.40	5.63	6.31	6.30	5.30	0.00	0.00
Montecillo 1.4 (GWh)	1.21	0.00	1.19	1.57	1.58	2.18	4.72	5.20	5.21	4.38	0.00	0.00
Montecillo 1.5 (GWh)	1.01	0.00	1.06	1.39	1.39	1.92	3.88	4.11	4.11	3.45	0.00	3.17

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente, las generaciones, las potencias y los factores de planta para alternativa evaluada resultaron ser las siguientes:

Tabla 9.7-22. Niveles y caudales nominales. Alternativa La Recova.

Embalse La Recova	H _{Promedio} (m)	Caudal nominal (m ³ /s)	Potencia media (MW)	Potencia instalada (MW)	Factor de planta	Generación media anual (GWh/año)
La Recova 1.1	61.386	19,0	4.392	10.10	43.50%	38.75
La Recova 1.2	60.239	18,5	4.224	9.61	43.95%	37.27
La Recova 1.3	57.690	17,5	3.965	8.67	45.76%	34.99
La Recova 1.4	53.097	16,0	3.412	7.22	47.28%	30.11
La Recova 1.5	48.131	14,5	2.894	5.88	49.19%	25.53

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-23. Niveles y caudales nominales. Alternativa Montecillo.

Embalse Montecillo	H _{Promedio} (m)	Caudal nominal (m ³ /s)	Potencia media (MW)	Potencia instalada (MW)	Factor de planta	Generación media anual (GWh/año)
Montecillo 1.1	68.324	18,0	4.239	10.61	39.97%	37.41
Montecillo 1.2	67.058	17,0	4.000	9.80	40.82%	35.30
Montecillo 1.3	64.085	16,0	3.641	8.76	41.56%	32.13
Montecillo 1.4	59.058	14,5	3.088	7.23	42.73%	27.24
Montecillo 1.5	52.493	13,0	2.885	5.71	50.49%	25.48

Fuente: Elaboración Propia

De las tablas anteriores se observan factores de planta, para La Recova, entre un 44% y 49%. En tanto, para Montecillo, los factores de planta aumentan y fluctúan entre un 40% y un 50%.

El factor de planta se estimó de la siguiente manera:

$$FP = \frac{\text{Potencia media}}{\text{Potencia instalada}}$$

A un proyecto hidroeléctrico tradicional, es decir, que debe ser capaz de costear las obras de captación, conducciones, casa de máquinas (o caverna de máquinas), equipos de generación, obras de restitución, sistema de transmisión de energía y obras anexas (camino, puentes, etc.) se le exige un factor de planta cercano al 60%. En este caso particular, cuando la generación hidroeléctrica debe ser capaz de costear sólo la casa de máquinas, la obra de restitución y el sistema de transmisión eléctrica, podría ser rentable un salto hidroeléctrico con un factor de planta sensiblemente menor.

7.3. CONFIGURACIÓN DE LA CENTRAL

La definición de la central se realiza una vez afinado el estudio de aprovechamiento hidroeléctrico en cuanto a su tipología, ubicación, equipos principales de generación (en función del rango de variación de caudales y de la presión o altura hidrostática), y subestación eléctrica de transformación.

En la presente etapa se presenta una solución tipo de casa de máquinas, la cual en etapas de ingeniería posteriores se deberá ajustar a la topografía del salto hidroeléctrico más conveniente. En base al desarrollo de casas de máquinas similares en Chile, puede considerarse que para alojar dos turbinas que sumen una potencia de entre 6 MW y 10 MW, es suficiente una casa de máquinas de 30,0x14,0 m².

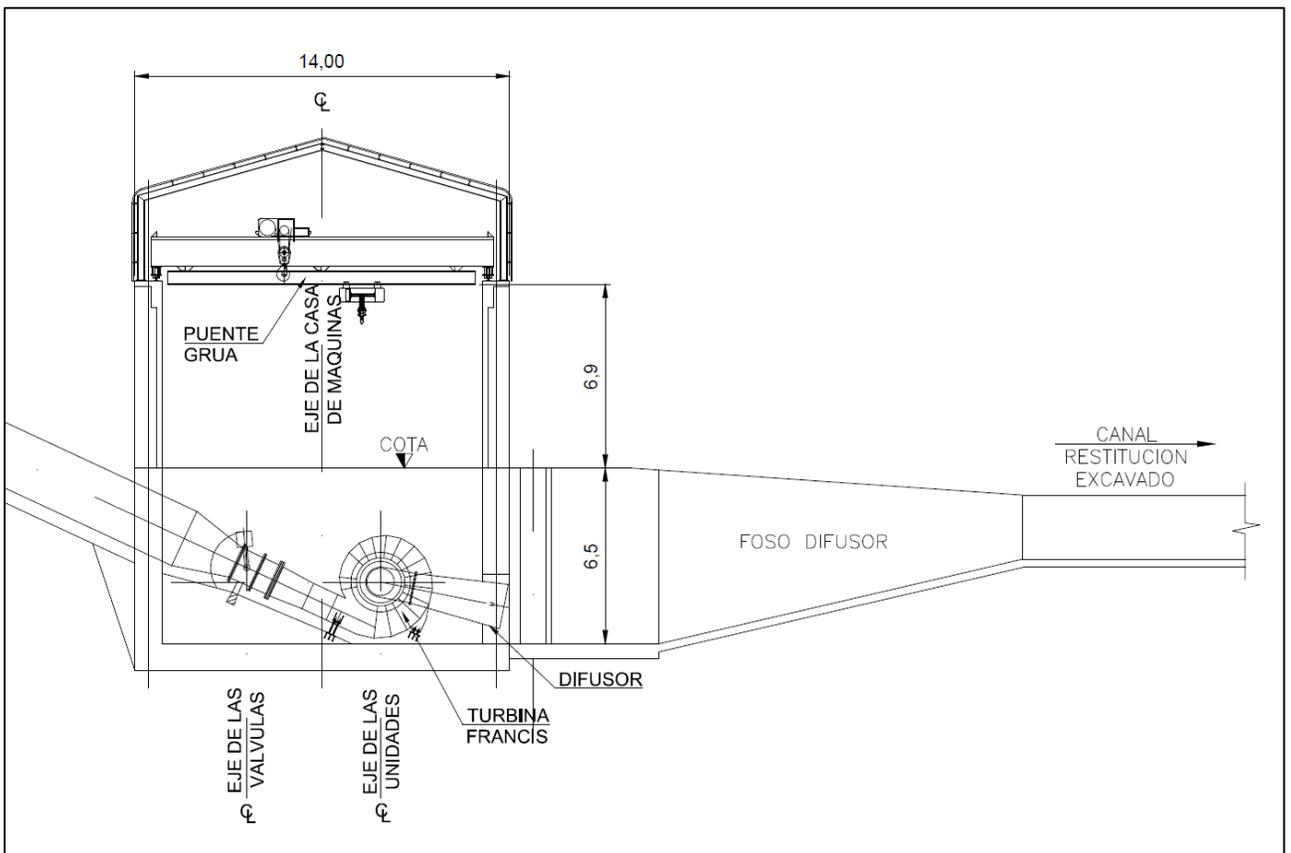
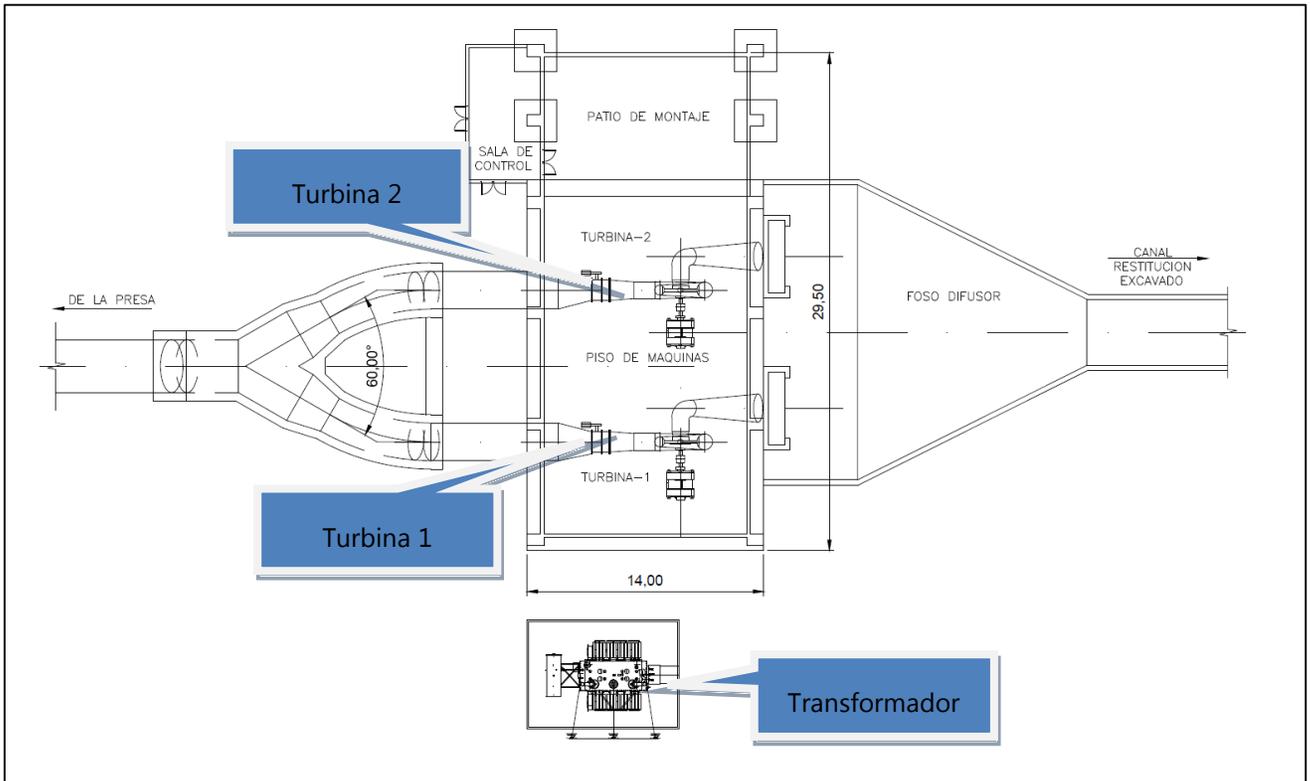


Figura9.7-2. Casa de máquinas. Planta y Corte.

7.4. ESTIMACIÓN DE COSTOS

7.4.1. Presupuestos de las obras

De acuerdo a proyectos desarrollados por TYP SA en Chile, a nivel de prefactibilidad, el costo medio de la obra civil de la casa de máquinas es de 3.000 US\$/m². En esta estimación, se ha considerado incluido el costo del canal de restitución debido a que la casa de máquinas se proyecta al pie de presa y muy cerca al río Achibueno, y por lo tanto, dicho costo es muy reducido. Las partidas más importantes son los equipos y la casa de máquinas.

El costo del equipamiento (turbina, generador y transformador) para la potencia que se contempla, se puede estimar en 500.000 US\$/MW instalado. Por tanto, el costo de las casas de máquinas para los distintos escenarios evaluados son los siguientes:

Tabla 9.7-24. Costos de casas de máquinas. La Recova.

Embalse La Recova	H _{Promedio} (m)	Caudal nominal (m ³ /s)	Superficie (m ²)	Potencia instalada (MW)	Costo de casa de máquinas (US\$)	Costo unitario (US\$/kW)
La Recova 1.1	61.386	19,0	420	10.10	6,310,000	624.75
La Recova 1.2	60.239	18,5	420	9.61	6,065,000	631.11
La Recova 1.3	57.69	17,5	420	8.67	5,595,000	645.33
La Recova 1.4	53.097	16,0	420	7.22	4,870,000	674.52
La Recova 1.5	48.131	14,5	420	5.88	4,200,000	714.29

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-25. Costos de casas de máquinas. Alternativa Montecillo.

Embalse Montecillo	H _{Promedio} (m)	Caudal nominal (m ³ /s)	Superficie (m ²)	Potencia instalada (MW)	Costo de casa de máquinas (US\$)	Costo unitario (US\$/kW)
Montecillo 1.1	68.324	18,0	420	10.61	6,565,000	618.76
Montecillo 1.2	67.058	17,0	420	9.80	6,160,000	628.57
Montecillo 1.3	64.085	16,0	420	8.76	5,640,000	643.84
Montecillo 1.4	59.058	14,5	420	7.23	4,875,000	674.27
Montecillo 1.5	52.493	13,0	420	5.71	4,115,000	720.67

Fuente: Elaboración Propia

En cuanto a la línea de transmisión, se estima que el costo por kilómetro de la línea está entre 400.000 y 450.000 US\$/km, adoptando un valor de 430.000 US\$/km. En el caso del potencial hidroeléctrico de los embalses La Recova y Montecillo, el costo unitario de la obra civil de la casa de máquinas y las unidades de generación, incluyendo el transformador, está entre los 620 y 720 US\$/kW (ver cuadros anteriores). Si se añade el coste de la tubería, bifurcador y subestación eléctrica, se debería considerar un incremento de unos 300 US\$/kW. El costo de un proyecto hidroeléctrico tradicional (incluyendo obras de toma y conducción de aducción), ronda entre 2.000 y 3.000 US\$/kW instalado, pudiendo aumentar en torno al 10% por contingencias e imprevistos, cuando existen obras subterráneas. A efectos de valorar la línea eléctrica de interconexión, y a nivel preliminar, se ha considerado que será posible conectar a la subestación situada en

las proximidades de la futura central El Centinela, con una distancia de línea <3 km para El Montecillo y no más de 12 km para La Recova.



Figura 7.49.7-3. Línea Montecillo – Centinela (Longitud aprox = 3 km).

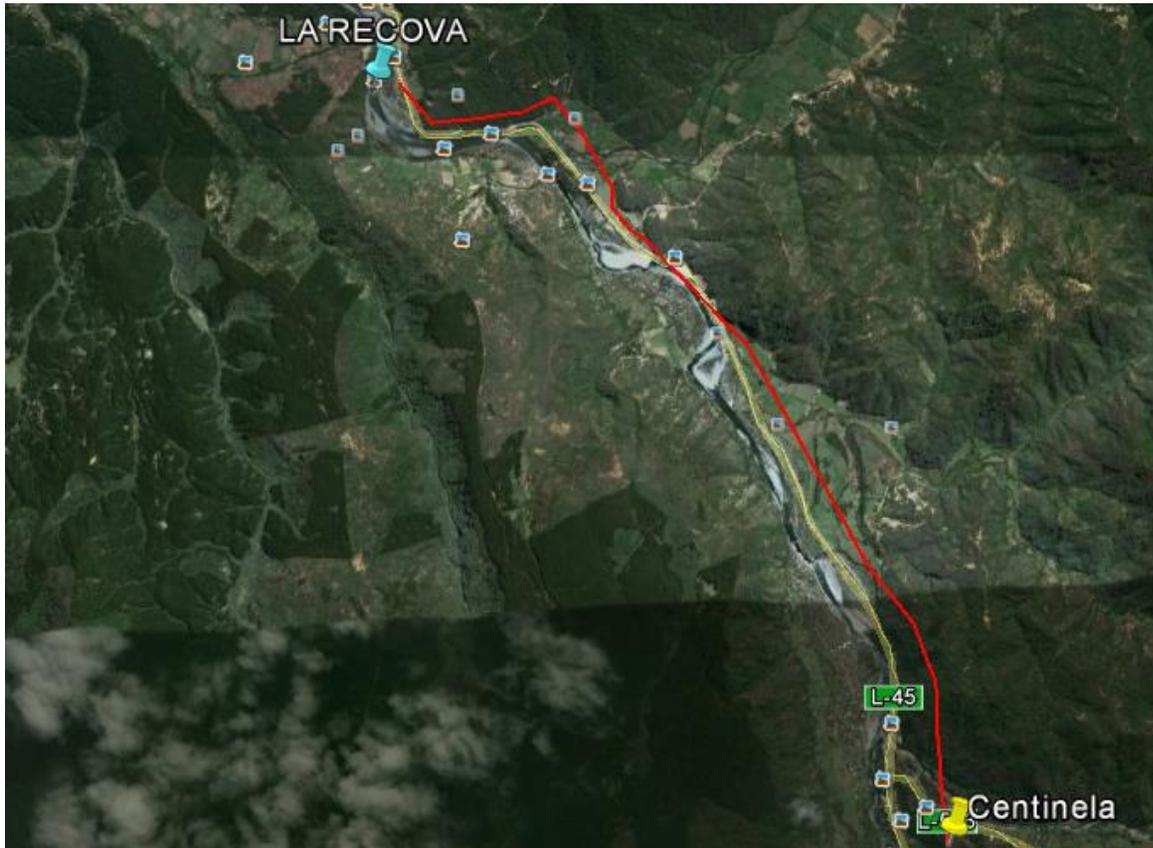


Figura 7.49.7-4. Línea La Recova – Centinela (Longitud aprox = 12 km).

Con estas consideraciones, se valoran los siguientes presupuestos de construcción:

Tabla 9.7-26. Presupuestos de las Centrales.

Embalse	Potencia instalada (MW)	Costo de casa de máquinas (US\$)	Costo resto de equipamiento (US\$)	Costo línea eléctrica (US\$)	Presupuesto total (US\$)
La Recova 1.1	10.1	6.310.000	3.030.000	5.160.000	14.500.000
La Recova 1.2	9.61	6.065.000	2.883.000	5.160.000	14.108.000
La Recova 1.3	8.67	5.595.000	2.601.000	5.160.000	13.356.000
La Recova 1.4	7.22	4.870.000	2.166.000	5.160.000	12.196.000
La Recova 1.5	5.88	4.200.000	1.764.000	5.160.000	11.124.000
Montecillo 1.1	10.61	6.565.000	3.183.000	1.290.000	11.038.000
Montecillo 1.2	9.8	6.160.000	2.940.000	1.290.000	10.390.000
Montecillo 1.3	8.76	5.640.000	2.628.000	1.290.000	9.558.000
Montecillo 1.4	7.23	4.875.000	2.169.000	1.290.000	8.334.000
Montecillo 1.5	5.71	4.115.000	1.713.000	1.290.000	7.118.000

Fuente: Elaboración Propia

7.4.2. Costos de operación y mantención de la central

El costo de operación y mantención de la central se estima en función de la potencia instalada "P" (Introducción al Proyecto de Centrales Hidroeléctricas, F. Harambour. Marzo 2003).

$$C_{O\&M} \left[\frac{US\$}{\text{año}} \right] = (K \cdot P^{0,59}) \cdot 1000$$

En donde K es un factor que varía entre 18 y 60. Por ejemplo Ralco considera un factor K cercano a 60. Una central pequeña, debiera utilizar un factor K cercano a 18. Considerando que el costo de operación y mantención solo debe ser capaz de la mantención de la casa de máquinas y que la central es de menos de 20 MW, se consideró K=18.

$$C_{O\&M} \left[\frac{US\$}{\text{año}} \right] = (18 \cdot P^{0,59}) \cdot 1000$$

Con este valor, los costos anuales son los siguientes:

Tabla 9.7-27. Niveles y caudales nominales. La Recova.

Embalse La Recova	Potencia instalada (MW)	Costo de operación y mantenimiento (US/año)
La Recova 1.1	10.10	70,440
La Recova 1.2	9.61	68,404
La Recova 1.3	8.67	64,373
La Recova 1.4	7.22	57,784
La Recova 1.5	5.88	51,192

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.7-28. Niveles y caudales nominales. Montecillo.

Embalse Montecillo	Potencia instalada (MW)	Costo de operación y mantenimiento (US/año)
Montecillo 1.1	10.61	72,518
Montecillo 1.2	9.80	69,198
Montecillo 1.3	8.76	64,766
Montecillo 1.4	7.23	57,831
Montecillo 1.5	5.71	50,314

Fuente: Elaboración Propia

8. PRESUPUESTOS DE CONSTRUCCIÓN

En el presente capítulo, ya realizado el estudio de regulación y los diseños para ambas soluciones contempladas en el proyecto, La Recova y El Montecillo-1, en sus diferentes escenarios, se procede a realizar una valoración de costos de las obras, lo que permitirá obtener el costo del proyecto, para evaluar comparativamente las soluciones propuestas.

8.1. OBRAS Y PARTIDAS A CONSIDERAR.

Para la evaluación de los costos de cada solución se han considerado las obras diseñadas y otras partidas asociadas a la ejecución de las obras. En la Tabla 9.8-1 se señalan las partidas generales, mientras que en la Tabla 8.1-2 se indica el detalle de las partidas.

En los Anexos se justifica el detalle de los costos para cada una de las soluciones, La Recova y Montecillo-1 respectivamente. Las cubicaciones de las principales partidas solo se incluyen en los Anexos en formato digital.

Tabla 9.8-1. Partidas Generales a considerar en los presupuestos

1	Instalaciones temporales y trabajos previos
2	Cuerpo de presa
3	Auscultación y elementos de control
4	Aliviadero
5	Desagüe de fondo
6	Obra de toma
7	Instalaciones eléctricas
8	Construcción de caminos
9	Reposición servicios
10	Edificio de administración y control
11	Mejoras en infraestructuras de riego
12	Sistema remoto de aforo de caudales
13	Expropiaciones
14	Medidas correctoras de impacto ambiental
15	Contingencia
16	Imprevistos

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.8-2. Desglose de Partidas Generales a considerar en los presupuestos

Ítem	Descripción	Unidad
1	Instalaciones temporales y trabajos previos	Subtotal
	Instalación de Faenas	Gl
	Desforestación del vaso de embalse	m ²
	Demolición de obras de fábrica	m ³
2	Cuerpo de presa	Subtotal
2.1	Presa	
	Limpieza / Despeje, incluso tierra vegetal	m ²
	Excavaciones en material fluvial	m ³
	Excavaciones abiertas en roca medios mecánicos	m ³
	Relleno con material procedente de excavación zonas 3B y 3C	m ³
	Relleno con material de préstamo en zonas 3B, 3C y vaso del embalse	m ³
	Relleno con material drenante en apoyo de pantalla, zonas 2A, 3A y dren	m ³
	Relleno con escollera vertida en zona 3D o rip-rap	m ³
	Coronación de presa (aceras, barrera, pavimento, señalización)	m ²
2.2	Desvío del río	
2.2.1	Ataguía y contraataguía	
	Excavaciones en material fluvial	m ³
	Relleno en espaldones de presa con material de préstamo	m ³
	Membrana de impermeabilización y relleno de protección	m ²
	Pared moldeada (0,6 m espesor)	m ²
2.2.2	Túnel de desvío	
	Excavación subterránea en roca con perforadora y explosivos	m ³
	Bulonado	M
	Gunitado	m ²
	Cerchado	m ²
	Cimbras	m ³
	Hormigón en túnel de desvío	m ³
	Acero corrugado en túnel	Kg
	Encofrado	m ²
	Tramo falso tunel y emboquilles	Ud
2.2.3	Torres de toma y desagüe de fondo	
	Excavaciones abiertas en roca medios mecánicos	m ³
	Cimbras	m ³
	Encofrado	m ²
	Acero en armaduras	Kg
	Acero laminado en rejas	Kg
	Hormigón H-30, incluso juntas	m ³
2.2.4	Conexiones a cauce y cierre del desvío	
	Excavaciones en material fluvial	m ³
	Relleno con escollera vertida o rip-rap	m ³

Tabla 9.8-2. Desglose de Partidas Generales a considerar en los presupuestos

Ítem	Descripción	Unidad
	Cierre del desvío del río	Ud
2.3	Pantalla de inyecciones	Subtotal
	Inyecciones en pantalla de impermeabilización	M
	Inyecciones de contacto bajo plinto	m ²
2.4	Pared Moldeada	Subtotal
	Pared moldeada (0,6 m espesor)	m ²
2.5	Muro CFRGD	Subtotal
	Hormigón H-30, incluso juntas	m ³
	Encofrado deslizante	m ²
	Acero en armaduras	Kg
	Junta vertical	M
	Hormigón H-30 en plinto	m ³
	Acero en armaduras en plinto	Kg
	Encofrado	m ²
	Parapeto Hormigón H-30	M
	Pernos de anclaje	M
3	Auscultación y elementos de control	Subtotal
	Auscultación y elementos de control	Ud
4	Aliviadero	Subtotal
	Hormigón H-30, incluso juntas	m ³
	Excavación abierta en roca con explosivo	m ³
	Excavaciones abiertas en roca medios mecánicos	m ³
	Relleno con escollera de 800 a 1.000 kg	m ³
	Pernos de anclaje para taludes > 70°	M
	Encofrado	m ²
	Acero en armaduras	Kg
	Relleno en espaldones de presa con material procedente de excavación	m ³
	Drenaje solera aliviadero	Ud
	Estructura paso sobre aliviadero	Ud
5	Desagüe de fondo	Subtotal
	Hormigón H-30, tapón aguas arriba cámara	m ³
	Cuenca amortiguación salida DF y Toma	Ud
	Acero laminado en blindajes	Kg
	Compuertas Bureau incluso ventosas, bypass, aireación, etc. D=1.800	Ud
	Caseta de válvulas a pie de presa i/puente grúa	Ud
6	Obra de toma	Subtotal
	Hormigón H-30, tapón aguas arriba cámara	m ³
	Acero laminado en blindajes	Kg
	Compuertas Bureau incluso ventosas, bypass, aireación, etc. D=1.800	Ud
	Compuertas Howell - Bunger para tubería de 1,8 m	Ud

Tabla 9.8-2. Desglose de Partidas Generales a considerar en los presupuestos

Ítem	Descripción	Unidad
	Derivación para Qeco, incluso válvula HB 600 mm y válvula mariposa	Ud
7	Instalaciones eléctricas	Subtotal
	Instalaciones eléctricas (acometida, distribución, trafos y grupos)	Ud
8	Construcción de caminos	Subtotal
	Excavaciones abiertas en roca medios mecánicos	m ³
	Relleno terraplén	m ³
	Firmes, señalización y barreras de protección	m ²
	Estructura de cruce	Ud
9	Reposición servicios	Subtotal
	Reposición de servicios	Ud
10	Edificio de administración y control	Subtotal
	Edificio de administración y control	Ud
11	Mejoras en infraestructura de riego	Subtotal
	Mejoramiento de canales y obras de bocatoma	Ud
12	Sistema remoto de aforos de caudales	Subtotal
	Control remoto de caudales e infraestructura	Ud
13	Expropiaciones	
	Obras	ha
	Deporte, recreación y otros	ha
	Terrenos agrícolas	ha
	Terrenos forestales	ha
14	Medidas correctoras de impacto ambiental	Subtotal
15	Contingencia (8%)	Subtotal
16	Imprevistos (5%)	Subtotal
Total Costo		
GG + Utilidades (40%)		

Fuente: Elaboración propia

8.2. RECURSOS.

Se ha identificado un listado de recursos o insumos necesarios para la elaboración de los precios en las partidas anteriores. La valoración de los recursos se realizó en base a la información disponible por la consultora en sus bases de precios, los que han sido contrastados y actualizados con precios de proyectos de las mismas características, obtenidos tras la recopilación de antecedentes, y otra información proporcionada por la propia CNR. El listado de recurso se presenta en los Anexos en respaldo digital; sin perjuicio de ello, en la Tabla 9.8-3 se presentan algunos valores como ejemplo.

Tabla 9.8-3. Valores de recursos e insumos, actualizados a diciembre de 2013

Recurso Maquinaria	Unidad	Costo
Bulldozer	hm	\$ 40.462
Camión basculante 4x4 14 t.	hm	\$ 23.921
Camión c/grúa 12 t.	hm	\$ 62.945
Camión cisterna 6m ³	hm	\$ 31.516
Camión con bomba de hormigonar	hm	\$ 104.968
Camión tanque para agua	hm	\$ 24.025
Camión tolva 12 m ³	hm	\$ 20.090
Compactador vibratorio	hm	\$ 36.386
Compresor 750 psi	hm	\$ 14.057
Compresor port. diesel m.p.10m ³ /min	hm	\$ 7.587

Fuente: Elaboración propia.

8.3. PRECIOS UNITARIOS.

La obtención de los precios de las diferentes partidas ha sido en base a un análisis o composición de precios unitarios de diferentes elementos, teniendo en consideración los precios de los recursos y el rendimiento de los diferentes elementos involucrados en cada uno. En los Anexos en respaldo digital se presentan las tablas con los diferentes valores unitarios; a modo de ejemplo se presenta en la tabla 9.8-4 la descomposición de precio de las excavaciones en material fluvial, consideradas en los presupuestos del presente proyecto.

Tabla 9.8-4. Análisis unitario de precios. Excavación en material fluvial.

2 Excavaciones en material fluvial				UNIDAD	m ³
UNIDAD	GLOSA	LEYES SOC.	RENDIM.	COSTO	P.Privado
hm	Retroexcavadora		0,014	37.090,00	520,42
hm	Bulldozer		0,014	40.461,60	566,46
hm	Martillo rompedor hidráulico		0,010	6.071,44	60,71
hm	Compresor 750 psi		0,010	14.056,88	140,57
hm	Dumper articulado 6x4 de 15 m ³		0,010	56.203,16	562,03
hh	Excavador	30%	0,014	11.990,00	218,22
dia	Capataz	30%	0,014	38.740,00	705,07
dia	Operador de primera	30%	0,025	35.214,40	1.144,47
dia	Chofer	30%	0,014	17.607,20	320,45
dia	Ayudante	30%	0,014	14.081,60	256,29
dia	Jornal	30%	0,050	10.566,40	686,82
				TOTAL	5.181,50

Fuente: Elaboración propia.

8.4. RESUMEN DE COSTOS CON PRECIOS PRIVADOS DEL PROYECTO

A continuación se presentan dos tablas resumen con los valores de las partidas principales y el costo total de proyecto calculados con precios privados, obtenidos para las dos soluciones. En la Tabla 9.8-5 se presentan los resultados obtenidos para El Montecillo-1 en sus diferentes escenarios, y en la Tabla 9.8-6 para La Recova.

Tabla 9.8-5. Resumen presupuesto con precios privados, alternativa El Montecillo I

Ítem	Descripción	ESCENARIO 1.1	ESCENARIO 1.2	ESCENARIO 1.3	ESCENARIO 1.4	ESCENARIO 1.5
		Total \$				
1	Instalaciones temporales	3.168.703.000	2.995.003.529	2.911.368.119	2.800.763.411	2.599.507.068
2	Cuerpo de presa	89.024.776.319	87.658.343.333	83.655.376.021	77.760.988.062	71.973.050.206
3	Auscultación y elementos de control	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000
4	Aliviadero	23.535.029.793	23.535.029.793	23.535.029.793	23.535.029.793	23.535.029.793
5	Desagüe de fondo	704.315.919	704.315.919	704.315.919	704.315.919	704.315.919
6	Obra de toma	1.156.265.919	1.156.265.919	1.156.265.919	1.156.265.919	1.156.265.919
7	Instalaciones eléctricas	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000
8	Construcción de caminos	24.098.770.645	24.098.770.645	24.098.770.645	24.098.770.645	24.098.770.645
9	Reposición servicios	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000
10	Edificio de administración y control	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000
11	Mejoras en infraestructura de Riego	116.580.594	0	0	0	0
12	Sistema remoto de aforos de caudales	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250
	Total Costo Directo de Obras	142.522.266.440	140.865.553.389	136.778.950.666	130.773.957.999	124.784.763.800
13	Expropiaciones	11.849.546.092	11.762.322.101	10.517.134.934	9.501.699.779	8.290.105.132
14	Medidas de impacto ambiental	5.547.000.000	5.532.667.912	5.356.103.253	5.212.116.898	5.040.315.580
	Total Costos Indirectos	17.396.546.092	17.294.990.013	15.873.238.186	14.713.816.677	13.330.420.711
15	Contingencia (8%)	11.401.781.315	11.269.244.271	10.942.316.053	10.461.916.640	9.982.781.104
16	Imprevistos (5%)	7.126.113.322	7.043.277.669	6.838.947.533	6.538.697.900	6.239.238.190
17	GG + Utilidades (40%)	57.008.906.576	56.346.221.356	54.711.580.267	52.309.583.200	49.913.905.520
	Costo Total Proyecto	235.455.613.745	232.819.286.699	225.145.032.706	214.797.972.416	204.251.109.326

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.8-6. Resumen presupuesto con precios privados, alternativa La Recova

Ítem	Descripción	ESCENARIO 1.1	ESCENARIO 1.2	ESCENARIO 1.3	ESCENARIO 1.4	ESCENARIO 1.5
		Total \$				
1	Instalaciones temporales	3.854.316.561	3.662.920.644	3.457.874.800	3.111.743.800	2.840.698.000
2	Cuerpo de presa	98.749.780.261	97.949.511.279	95.248.398.954	90.114.424.777	84.946.821.451
3	Auscultación y elementos de control	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000
4	Aliviadero	39.247.396.834	39.247.396.834	39.247.396.834	39.247.396.834	39.247.396.834
5	Desagüe de fondo	704.315.919	704.315.919	704.315.919	704.315.919	704.315.919
6	Obra de toma	1.156.265.919	1.156.265.919	1.156.265.919	1.156.265.919	1.156.265.919
7	Instalaciones eléctricas	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000
8	Construcción de caminos	3.903.999.160	3.903.999.160	3.903.999.160	3.903.999.160	3.903.999.160
9	Reposición servicios	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000
10	Edificio de administración y control	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000
11	Mejoras en infraestructura de Riego	116.580.594	0	0	0	0
12	Sistema remoto de aforos de caudales	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250
	Total Costo Directo de Obras	148.450.479.499	147.342.234.007	144.436.075.837	138.955.970.660	133.517.321.535
13	Expropiaciones	16.285.784.760	16.155.537.677	14.623.049.637	13.305.146.180	12.021.700.538
14	Medidas de impacto ambiental	10.639.000.000	10.606.215.287	10.220.470.138	9.888.738.437	9.565.680.171
	Total Costos Indirectos	26.924.784.760	26.761.752.964	24.843.519.775	23.193.884.617	21.587.380.709
15	Contingencia (8%)	11.876.038.360	11.787.378.721	11.554.886.067	11.116.477.653	10.681.385.723
16	Imprevistos (5%)	7.422.523.975	7.367.111.700	7.221.803.792	6.947.798.533	6.675.866.077
17	GG + Utilidades (40%)	59.380.191.800	58.936.893.603	57.774.430.335	55.582.388.264	53.406.928.614
	Costo Total Proyecto	254.054.018.393	252.195.370.994	245.830.715.806	235.796.519.726	225.868.882.657

Fuente: Elaboración propia

8.5. RESUMEN DE COSTOS CON PRECIOS SOCIALES DEL PROYECTO

A continuación se presentan dos tablas resumen con los valores de las partidas principales y el costo total de proyecto calculados con precios sociales, obtenidos para las dos soluciones. En la Tabla 9.8-7 se presentan los resultados obtenidos para El Montecillo-1 en sus diferentes escenarios, y en la Tabla 9.8-8 para La Recova.

Tabla 9.8-7. Resumen presupuesto con precios sociales, alternativa El Montecillo I

		ESC 1.1	ESC 1.2	ESC 1.3	ESC 1.4	ESC 1.5
Cota de coronación (m s.n.m)		473	471	467	461	455
Capacidad embalse (hm ³) - N.M.N		187	175	150	112	76
		ESCENARIO 1.1	ESCENARIO 1.2	ESCENARIO 1.3	ESCENARIO 1.4	ESCENARIO 1.5
Ítem	Descripción	Total \$				
1	Instalaciones temporales y trabajos previos	3.168.703.000	2.995.003.529	2.911.368.119	2.800.763.411	2.599.507.068
2	Cuerpo de presa	78.843.528.306	77.599.542.215	74.029.877.693	68.770.852.830	63.588.988.167
3	Auscultación y elementos de control	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000
4	Aliviadero	18.303.648.157	18.303.648.157	18.303.648.157	18.303.648.157	18.303.648.157
5	Desagüe de fondo	700.411.600	700.411.600	700.411.600	700.411.600	700.411.600
6	Obra de toma	1.152.361.600	1.152.361.600	1.152.361.600	1.152.361.600	1.152.361.600
7	Instalaciones eléctricas	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000
8	Construcción de caminos	18.877.747.261	18.877.747.261	18.877.747.261	18.877.747.261	18.877.747.261
9	Reposición servicios	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000
10	Edificio de administración y control	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000
11	Mejoras en infraestructura de Riego	116.580.594	0	0	0	0
12	Sistema remoto de aforos de caudales	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250
Total Costo Directo de Obras		121.880.804.768	120.346.538.613	116.693.238.680	111.323.609.109	105.940.488.103
13	Expropiaciones	11.849.546.092	11.762.322.101	9.834.856.493	9.501.699.779	8.290.105.132
14	Medidas correctoras de impacto ambiental	5.547.000.000	5.532.667.912	5.356.103.253	5.212.116.898	5.040.315.580
Total Costos Indirectos Proyecto		17.396.546.092	17.294.990.013	15.190.959.745	14.713.816.677	13.330.420.711
15	Contingencia (8%)	9.750.464.381	9.627.723.089	9.335.459.094	8.905.888.729	8.475.239.048
16	Imprevistos (5%)	6.094.040.238	6.017.326.931	5.834.661.934	5.566.180.455	5.297.024.405
17	GG + Utilidades (40%)	48.752.321.907	48.138.615.445	46.677.295.472	44.529.443.644	42.376.195.241
Costo Total Proyecto		203 874 177 387	201 425 194 091	193 731 614 926	185 038 938 613	175 419 367 508

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.8-6. Resumen presupuesto con precios sociales, alternativa La Recova

	ESC 1.1	ESC 1.2	ESC 1.3	ESC 1.4	ESC 1.5	
Cota de coronación (m.s.n.m)	380.5	379	376	370	364	
Capacidad embalse (hm³) - N.M.N	203	191	166	125	91	
Ítem	DESCRIPCIÓN	ESCENARIO 1.1 Total \$	ESCENARIO 1.2 Total \$	ESCENARIO 1.3 Total \$	ESCENARIO 1.4 Total \$	ESCENARIO 1.5 Total \$
1	Instalaciones temporales y trabajos previos	3.854.316.561	3.662.920.644	3.457.874.800	3.111.743.800	2.840.698.000
2	Cuerpo de presa	87.182.315.240	86.448.940.874	84.023.314.273	79.413.832.017	74.779.065.500
3	Auscultación y elementos de control	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000	202.500.000
4	Aliviadero	29.762.726.255	29.762.726.255	29.762.726.255	29.762.726.255	29.762.726.255
5	Desagüe de fondo	700.411.600	700.411.600	700.411.600	700.411.600	700.411.600
6	Obra de toma	1.152.361.600	1.152.361.600	1.152.361.600	1.152.361.600	1.152.361.600
7	Instalaciones eléctricas	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000	168.750.000
8	Construcción de caminos	3.453.803.659	3.453.803.659	3.453.803.659	3.453.803.659	3.453.803.659
9	Reposición servicios	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000	40.500.000
10	Edificio de administración y control	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000	105.000.000
11	Mejoras en infraestructura de Riego	116.580.594	0	0	0	0
12	Sistema remoto de aforos de caudales	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250	201.074.250
	Total Costo Directo de Obras	126.940.339.759	125.898.988.882	123.268.316.437	118.312.703.181	113.406.890.864
13	Expropiaciones	16.285.784.760	16.155.537.677	14.623.049.637	13.305.146.180	12.021.700.538
14	Medidas correctoras de impacto ambiental	10.639.000.000	10.606.215.287	10.220.470.138	9.888.738.437	9.565.680.171
	Total Costos Indirectos Proyecto	26.924.784.760	26.761.752.964	24.843.519.775	23.193.884.617	21.587.380.709
15	Contingencia (8%)	10.155.227.181	10.071.919.111	9.861.465.315	9.465.016.255	9.072.551.269
16	Imprevistos (5%)	6.347.016.988	6.294.949.444	6.163.415.822	5.915.635.159	5.670.344.543
17	GG + Utilidades (40%)	50.776.135.904	50.359.595.553	49.307.326.575	47.325.081.273	45.362.756.346
	Costo Total Proyecto	221.143.504.591	219.387.205.954	213.444.043.923	204.212.320.484	195.099.923.730

Fuente: Elaboración propia

9. EVALUACIÓN DE LOS EMBALSES COMO CONTROL DE CRECIDAS

9.1. ASPECTOS GENERALES.

La Ley 20.304 sobre “Operación de Embalses Frente a Alertas y Emergencias de Crecidas y Otras Medidas” define como embalse de control aquel que contribuya a la regulación de las crecidas, declarado como tal por la DGA. Para tal efecto es necesario conocer el volumen de regulación de crecidas, la ubicación dentro de la cuenca y conocer su comportamiento frente a las crecidas con objeto de poder evitar o mitigar las situaciones de peligro para la vida, la salud o los bienes de la población y en cualquier caso, disponer de unas Normas de explotación que permitan sistematizar una forma de operar, uniformizando los criterios de actuación para minimizar riesgos anteriores y optimizar el funcionamiento del sistema.

Según la ley mencionada, las normas técnicas de explotación serán redactadas por el operador de los embalses y deberán ser aprobadas por la Administración competente cumpliéndose la normativa vigente. A nivel de estudio de prefactibilidad se evalúa la respuesta de los embalses frente a fenómenos de crecida con determinadas probabilidades de ocurrencia que permitan desarrollar dichas normas técnicas. Para ello, se estudia la capacidad de los embalses proyectados para laminar diferentes crecidas correspondientes a determinados periodos de retorno (definidos en el “Estudio de crecidas”) para definir en su momento las normas técnicas correspondientes. Los resultados se recogen en la **Tabla** Tabla 9.9-1 y Tabla 9.9-2 así como en la Figura 9.9-1 y Figura 9.9-2.

Tabla 9.9-1. Capacidad de laminación de crecidas Embalse La Recova

EMBALSE LA RECOVA						
Periodo de retorno (años)	Q CRECIDA (m ³ /s)	Cota de embalse inicial (m.s.n.m.)	Cota CRECIDA (m.s.n.m.)	Cota vertedero N.M.N (m.s.n.m.)	Revancha remanente (m)	Volumen almacenado con revancha (hm ³)
2	909,28	366,40	370,94	371,60	5,20	171,07
5	1.329,70	363,60	370,91		8,00	150,63
10	1.572,36	361,90	370,97		9,70	138,89
20	1.786,20	360,20	370,95		11,40	127,68
50	2.034,06	358,10	370,95		13,50	114,71
100	2.211,26	356,40	370,90		15,20	104,80
500	2.568,34	352,80	370,95		18,80	85,83

NOTA: La cota de embalse inicial está definida por la cota de agua en el embalse en el momento de la crecida.

Fuente: Elaboración Propia

La revancha remanente corresponde con la diferencia de cota entre el vertedero (NMN) y la máxima cota de agua que debe tener el embalse para poder almacenar la totalidad de la crecida sin necesidad de aliviar.

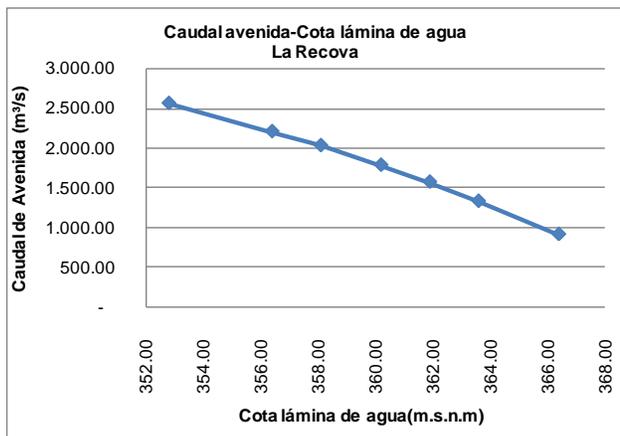


Figura 9.1 9.9-1. Relación Caudal de crecida- Cota de lámina de agua máxima en el embalse

Fuente: Elaboración propia.

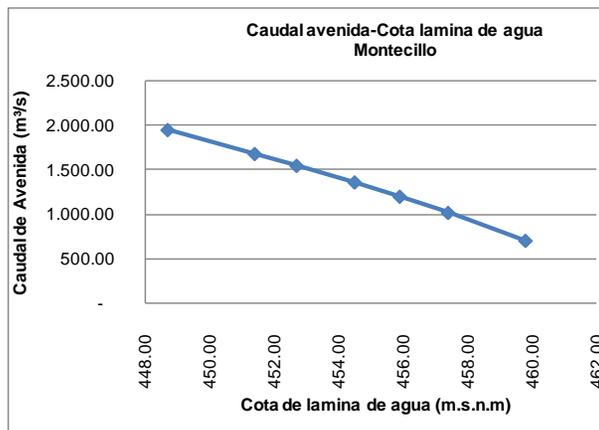


Figura 9.9-2. Relación Caudal de crecida- Cota de lámina de agua máxima en el embalse

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9.9-2. Capacidad de laminación de crecidas Embalse El Montecillo 1

EMBALSE MONTECILLO 1						
Periodo de retorno (años)	Q CRECIDA (m³/s)	Cota de embalse inicial (m.s.n.m.)	Cota CRECIDA (m.s.n.m.)	Cota vertedero N.M.N (m.s.n.m.)	Revancha remanente (m)	Volumen almacenado con revancha (hm³)
2	696,60	459,80	463,94	464,00	4,20	170,47
5	1.013,30	457,40	463,97		6,60	154,83
10	1.196,73	455,90	463,97		8,10	145,38
20	1.358,39	454,50	463,98		9,50	136,90
50	1.546,57	452,70	463,93		11,30	126,46
100	1.680,60	451,40	463,93		12,60	119,12
500	1.951,74	448,70	463,98		15,30	104,65

Fuente: Elaboración Propia

9.2. VALORACIÓN DE DAÑOS AGRÍCOLAS

Los beneficios del embalse por daños evitados en el sector agrícola, se calculan siguiendo los criterios específicos recogidos en el "Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego" elaborado por el Gobierno de Chile, versión 14 de abril de 2011.

Para la obtención del daño agrícola se hacen las siguientes consideraciones (criterios):

- El daño por inundación se expresa como producto de toda la superficie agrícola inundada por el valor monetario promedio de las pérdidas por hectárea de zona de riego.
- El valor promedio de las pérdidas por hectárea de zona de riego se supondrá igual a los ingresos totales por ventas (toda la producción agrícola, valorada a precios de mercado y sociales). Este valor incluye la

pérdida del cultivo y de las infraestructuras de riego dañadas, sin discriminar el momento de la crecida respecto al ciclo agrario.

- El valor promedio de las pérdidas por hectárea se calculará diferenciando entre la situación sin proyecto y la situación con proyecto, debido a que cambia la estructura de cultivos y por tanto su valor.
- Como se mide sólo la superficie afectada dentro de la zona de riego, los valores promedio por hectárea se obtienen dividiendo la producción de todo el área de riego del estudio entre la superficie total (no únicamente entre la superficie cultivada).
- Los ingresos por venta de cada uno de los cultivos se obtienen a partir del análisis de precios y rendimientos incluidos en las “fichas de cultivo” del estudio agroeconómico. Del mismo estudio se obtiene el valor promedio anual de la inversión en riego tecnificado, considerando el coste de reposición para la vida útil de sus componentes. Multiplicando el valor medio por venta de cada cultivo (con o sin riego tecnificado) por la superficie de cada uno de los usos del suelo, y sumando todos los productos, se obtiene el valor total del daño para el área de estudio, que dividida entre todo el área de riego, obtiene los siguientes precios promedio:
 - SSP: \$ 1.349.235 /ha a precios de mercado.
 - SSP: \$ 1.355.847 /ha a precios sociales.
 - SCP: \$ 3.004.349 /ha a precios de mercado.
 - SCP: \$ 3.023.836 /ha a precios sociales.

9.3. ANÁLISIS DE INUNDACIONES

En la determinación de los ejes hidráulicos se utilizó el programa HEC-RAS 4.1, generando una serie de perfiles transversales sobre el río Achibueno, tomando como base la topografía disponible para el sector, correspondiente a una escala 1:10.000. Para el coeficiente de rugosidad de Manning se adoptó el valor $n = 0,031$ en la sección del río y $0,045$ en las llanuras de inundación.

Con objeto de estimar las zonas que se verían afectadas por las inundaciones durante crecidas en el río Achibueno, se estima el eje hidráulico para las situaciones en régimen natural (SSP) y con embalse (SCP), considerando los caudales de crecida correspondientes a períodos de retorno de 5, 20, 50, 100 y 200 años. Los escenarios considerados para cada embalse corresponden a las dimensiones máximas (las que satisfacen la mayor superficie de riego).

En la SSP o régimen natural, se han utilizado los caudales de crecida determinados en el estudio hidrológico, y en la SCP se emplean los máximos caudales vertidos por cada embalse durante las crecidas correspondientes. Los caudales del río Ancoa se han obtenido del estudio de Factibilidad del Embalse Ancoa.

Para su caracterización y análisis se ha considerado dividido el río en tres tramos: el primero entre Montecillo 1 y La Recova (11,02 km), el segundo entre La Recova y conjunción del río Ancoa con Achibueno (12,74 km), y el tercero hasta sobrepasar la zona de riego (30 km aproximadamente).

En la Tabla 9.9-3 se presentan los caudales en régimen natural del Río Achibueno, considerando los caudales del río Ancoa que se suman a los del Achibueno aguas abajo de la conjunción. Es importante señalar que en la estimación del caudal aguas abajo de la conjunción del río Achibueno con el río Ancoa, se ha considerado el escenario del peor caso, es decir para todas las crecidas se asume que los caudales máximos instantáneos se producen simultáneamente en ambos cauces, y el caudal obtenido aguas abajo corresponde a la suma de ambos.

Tabla 9.9-3. Caudales de crecida Río Achibueno en situación sin proyecto.

Caudales m3/s Según Periodo de Retorno						
Punto de Control:	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100	T=200
El Montecillo I	1 013,30	1 196,73	1 358,40	1 546,60	1 680,60	1 803,10
La Recova	1 329,70	1 572,36	1 786,20	2 034,10	2 211,30	2 372,90
R. Ancoa	237,00	312,00	394,00	513,00	613,00	932,55
Q. Total	1 566,70	1 884,36	2 180,20	2 547,10	2 824,30	3 305,45

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.9-4. Caudales de crecidas Río Achibueno situación con Proyecto.

Caudales Vertidos m3/s Según Periodo de Retorno				
Escenario 1.1	T=20	T=50	T=100	T=200
El Montecillo I	735.00	867.40	962.30	1 051.20
La Recova	948.60	1 116.40	1 237.10	1 351.30
Ap. Intermedio Montecillo-Recova	427.80	487.50	530.70	569.80
R. Ancoa	394.00	513.00	613.00	932.55
Q. Total Alternativa Montecillo I	1 556.80	1 867.90	2 106.00	2 553.55
Q. Total Alternativa La Recova	1 342.60	1 629.40	1 850.10	2 283.85

Fuente: Elaboración Propia

9.4. RESULTADOS DE INUNDACIÓN

Como se ha explicado, la única información topográfica disponible para este análisis, como base para los cálculos hidráulicos, son los perfiles transversales sobre cartografía 1:10.000 (error de apreciación de ± 5 m en cota). La información de entrada para el modelo (coeficientes de rugosidad, etc.) fue ajustada en la medida de lo posible, teniendo en cuenta los reconocimientos de terreno realizados y con información obtenida de otras fuentes, como las Cartas IGM, y Google Earth.

Para una adecuada representación del cauce, teniendo en cuenta el relieve suave del valle en la zona de riego, se necesitarían cartografías 1:2.000 o menores, además de los perfiles batimétricos del río, y otra información adicional no disponible al nivel de prefactibilidad. Por ello, los resultados obtenidos son sólo una aproximación muy general del comportamiento del río. Corresponde a fases posteriores del Proyecto, dicho análisis.

En los Anexos se incluyen las láminas donde se presenta el tramo considerado en el desarrollo del eje hidráulico y la ubicación en planta de los perfiles utilizados; se presenta además el área de inundación sin proyecto para el periodo de retorno de 100 años. En la **Tabla** Tabla 9.9-5 se presentan los valores del eje hidráulico obtenidos para el periodo de retorno de 100 años en SSP (régimen natural); en la Tabla 9.9-6 y siguiente se entregan los resultados para el mismo periodo de retorno de las alternativas Montecillo 1 y La Recova, en SCP.

Tabla 9.9-5. Resultados de modelación Hec-Ras, caso Régimen Natural.

PT N°	Caudal (m3/s)	Distancia acumulada (m)	Cota Lecho (m)	Eje Hidráulico (m)	Pendiente del Nivel Energético	Ancho superficial (m)	Profundidad máxima (m)
1	2824.3	0.00	100.00	101.98	0.007	559.25	1.41
2	2824.3	282.60	100.00	103.31	0.002	595.23	2.02
3	2824.3	621.91	100.00	103.85	0.001	762.92	2.38
4	2824.3	954.32	100.00	104.07	0.000	808.15	2.61
5	2824.3	1298.22	100.00	104.22	0.001	732.70	2.32
6	2824.3	2013.41	105.00	107.54	0.008	624.76	1.28
7	2824.3	3004.62	106.00	110.60	0.001	690.27	2.11
8	2824.3	4642.66	110.00	112.17	0.001	1425.03	1.83
9	2824.3	4996.21	110.00	112.39	0.001	973.66	2.07
10	2824.3	5303.01	110.00	112.62	0.004	530.96	1.69
11	2824.3	5593.57	110.00	113.63	0.002	627.98	2.01
12	2824.3	5922.39	110.49	112.88	0.037	343.27	1.17
13	2824.3	6219.23	115.34	118.95	0.007	367.46	1.82
14	2824.3	7181.36	118.00	122.14	0.001	1139.87	1.45
15	2824.3	7973.25	120.00	123.42	0.003	782.04	1.41
16	2824.3	9269.49	120.89	124.72	0.000	1473.83	2.19
17	2824.3	9817.54	125.16	127.21	0.006	1475.44	0.84
18	2824.3	11638.45	128.00	132.78	0.002	714.91	1.87
19	2824.3	12560.86	128.00	133.62	0.000	1315.97	2.09
20	2824.3	13674.17	133.85	135.48	0.008	1150.67	0.87
21	2824.3	14145.60	137.51	139.33	0.008	1635.64	0.79
22	2824.3	15806.25	140.00	142.44	0.001	1591.52	1.71
23	2824.3	16320.73	143.14	144.83	0.016	871.30	1.01
24	2824.3	19317.18	155.39	157.14	0.002	2031.77	1.12
25	2824.3	20606.14	160.00	160.95	0.007	1813.57	0.79
26	2824.3	21196.91	162.88	164.24	0.005	1292.45	1.07
27	2824.3	21793.36	167.19	168.38	0.009	1356.75	0.84
28	2824.3	22322.26	170.00	171.18	0.003	2050.02	1.01
29	2824.3	22815.95	170.00	172.33	0.002	837.00	1.49
30	2824.3	23310.15	173.74	175.58	0.009	816.55	1.14
31	2824.3	23789.50	179.30	180.42	0.009	1983.97	0.67
32	2824.3	24262.10	180.00	181.73	0.001	1701.25	1.45
33	2824.3	27757.34	190.00	192.00	0.005	1920.03	0.81
34	2824.3	28355.15	194.00	195.35	0.070	649.27	0.75
35	2824.3	29065.00	210.00	211.18	0.009	827.42	1.10
36	2824.3	29810.39	213.30	215.35	0.003	827.68	1.42
37	2211.3	30785.30	220.00	221.64	0.012	636.52	1.11
38	2211.3	31274.50	224.99	226.70	0.009	760.54	1.08
39	2211.3	33369.12	234.00	234.97	0.063	426.84	0.77

Tabla 9.9-5. Resultados de modelación Hec-Ras, caso Régimen Natural.

PT N°	Caudal (m ³ /s)	Distancia acumulada (m)	Cota Lecho (m)	Eje Hidráulico (m)	Pendiente del Nivel Energético	Ancho superficial (m)	Profundidad máxima (m)
40	2211.3	33856.15	243.14	245.44	0.008	387.17	1.49
41	2211.3	34445.33	250.00	251.16	0.010	684.09	1.14
42	2211.3	34965.43	250.00	252.68	0.001	593.67	2.20
43	2211.3	35683.51	260.00	261.06	0.011	687.03	1.05
44	2211.3	36284.38	260.00	262.50	0.001	835.53	2.47
45	2211.3	36729.85	260.00	262.78	0.001	623.68	2.54
46	2211.3	37190.36	270.00	271.16	0.012	604.76	1.15
47	2211.3	37725.66	270.00	273.20	0.001	422.04	2.70
48	2211.3	38248.78	270.00	273.90	0.001	419.09	2.76
49	2211.3	39346.03	280.00	281.60	0.012	408.87	1.24
50	2211.3	40376.32	290.00	291.62	0.007	510.44	1.28
51	2211.3	40871.09	293.29	295.47	0.009	725.46	1.09
52	2211.3	42545.77	310.00	311.75	0.011	336.73	1.70
53	1680.6	42908.04	310.00	313.19	0.001	395.91	3.02
54	1680.6	43559.70	320.00	321.34	0.012	379.91	1.31
55	1680.6	43975.52	320.00	322.64	0.001	566.60	2.58
56	1680.6	44587.19	320.00	323.19	0.006	175.66	2.31
57	1680.6	45001.69	320.00	324.89	0.001	296.77	3.16
58	1680.6	45719.59	330.00	332.61	0.007	226.80	1.90
59	1680.6	46430.16	334.09	336.43	0.003	339.27	2.19
60	1680.6	46904.20	340.00	341.64	0.012	323.04	1.46
61	1680.6	47426.41	340.00	341.65	0.040	148.77	1.37
62	1680.6	47783.23	350.00	351.77	0.011	299.48	1.55
63	1680.6	48362.88	350.00	353.33	0.000	494.71	2.89
64	1680.6	48804.20	350.00	352.48	0.016	180.92	1.68
65	1680.6	49309.48	360.00	361.38	0.014	397.00	1.27
66	1680.6	49719.82	360.00	363.19	0.001	304.04	2.88
67	1680.6	50144.56	360.00	363.56	0.006	130.09	2.72
68	1680.6	50464.02	360.00	365.40	0.002	123.59	3.68
69	1680.6	51007.92	370.00	372.34	0.008	232.10	1.87
70	1680.6	51620.88	370.00	374.77	0.002	147.55	3.42
71	1680.6	52233.13	380.00	382.55	0.008	176.01	2.21
72	1680.6	52823.10	380.00	382.02	0.050	102.39	1.66
73	1680.6	53210.05	390.00	392.62	0.009	130.10	2.37
74	1680.6	53566.25	390.00	394.38	0.020	41.54	3.84

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.4 9.9-6. Resultados de modelación Hec-Ras, Montecillo 1.

PT N°	Caudal (m3/s)	Distancia acumulada (m)	Cota Lecho (m)	Eje Hidráulico (m)	Pendiente del Nivel Energético	Ancho superficial (m)	Profundidad máxima (m)
1	2206	0.00	100.00	101.71	0.01	515.31	1.25
2	2206	282.60	100.00	103.00	0.00	550.45	1.85
3	2206	621.91	100.00	103.47	0.00	705.21	2.18
4	2206	954.32	100.00	103.67	0.00	751.46	2.39
5	2206	1298.22	100.00	103.81	0.00	669.86	2.12
6	2206	2013.41	105.00	107.32	0.01	587.68	1.13
7	2206	3004.62	106.00	110.27	0.00	640.84	1.93
8	2206	4642.66	110.00	111.84	0.00	1357.53	1.59
9	2206	4996.21	110.00	112.09	0.00	943.09	1.83
10	2206	5303.01	110.00	112.35	0.00	491.39	1.54
11	2206	5593.57	110.00	113.29	0.00	576.68	1.84
12	2206	5922.39	110.49	112.69	0.04	316.65	1.07
13	2206	6219.23	115.34	118.61	0.01	333.45	1.66
14	2206	7181.36	118.00	121.81	0.00	617.75	1.96
15	2206	7973.25	120.00	123.16	0.00	688.02	1.32
16	2206	9269.49	120.89	124.40	0.00	1473.83	1.87
17	2206	9817.54	125.16	127.04	0.01	1416.93	0.71
18	2206	11638.45	128.00	132.47	0.00	645.77	1.75
19	2206	12560.86	128.00	133.28	0.00	1285.14	1.80
20	2206	13674.17	133.85	135.31	0.01	1080.89	0.76
21	2206	14145.60	137.51	139.20	0.01	1586.06	0.69
22	2206	15806.25	140.00	142.19	0.00	1552.98	1.50
23	2206	16320.73	143.14	144.67	0.02	829.12	0.89
24	2206	19317.18	155.39	156.98	0.00	2031.77	0.96
25	2206	20606.14	160.00	160.82	0.01	1728.76	0.69
26	2206	21196.91	162.88	164.08	0.00	1235.40	0.96
27	2206	21793.36	167.19	168.24	0.01	1304.68	0.73
28	2206	22322.26	170.00	171.03	0.00	2049.13	0.86
29	2206	22815.95	170.00	172.14	0.00	768.68	1.42
30	2206	23310.15	173.74	175.39	0.01	767.49	1.01
31	2206	23789.50	179.30	180.32	0.01	1983.97	0.57
32	2206	24262.10	180.00	181.55	0.00	1681.81	1.29
33	2206	27757.34	190.00	191.89	0.01	545.19	1.19
34	2206	28355.15	194.00	195.25	0.06	633.11	0.67
35	2206	29065.00	210.00	211.00	0.01	809.70	0.94
36	2206	29810.39	213.30	215.15	0.00	800.80	1.26
37	1493	30785.30	220.00	221.32	0.01	548.99	0.94
38	1493	31274.50	224.99	226.44	0.01	693.29	0.91

Tabla 9.4 9.9-6. Resultados de modelación Hec-Ras, Montecillo 1.

PT N°	Caudal (m3/s)	Distancia acumulada (m)	Cota Lecho (m)	Eje Hidráulico (m)	Pendiente del Nivel Energético	Ancho superficial (m)	Profundidad máxima (m)
39	1493	33369.12	234.00	234.79	0.06	393.42	0.64
40	1493	33856.15	243.14	245.05	0.01	356.62	1.21
41	1493	34445.33	250.00	250.92	0.01	678.75	0.90
42	1493	34965.43	250.00	252.24	0.00	558.41	1.88
43	1493	35683.51	260.00	260.81	0.01	684.22	0.81
44	1493	36284.38	260.00	262.06	0.00	832.28	2.04
45	1493	36729.85	260.00	262.31	0.00	605.70	2.13
46	1493	37190.36	270.00	270.89	0.01	602.29	0.89
47	1493	37725.66	270.00	272.69	0.00	401.19	2.32
48	1493	38248.78	270.00	273.29	0.00	379.06	2.41
49	1493	39346.03	280.00	281.33	0.01	379.21	1.07
50	1493	40376.32	290.00	291.26	0.01	462.84	1.04
51	1493	40871.09	293.29	295.19	0.01	574.73	1.04
52	1493	42545.77	310.00	311.34	0.01	331.80	1.32
53	962.3	42908.04	310.00	312.55	0.00	387.62	2.44
54	962.3	43559.70	320.00	320.93	0.01	373.61	0.91
55	962.3	43975.52	320.00	321.98	0.00	559.23	1.94
56	962.3	44587.19	320.00	322.28	0.01	147.92	1.75
57	962.3	45001.69	320.00	323.76	0.00	248.40	2.53
58	962.3	45719.59	330.00	331.88	0.01	191.23	1.46
59	962.3	46430.16	334.09	335.62	0.00	278.53	1.77
60	962.3	46904.20	340.00	341.14	0.01	302.25	1.05
61	962.3	47426.41	340.00	343.09	0.00	203.40	2.25
62	962.3	47783.23	350.00	351.23	0.01	274.86	1.12
63	962.3	48362.88	350.00	352.51	0.00	462.12	2.25
64	962.3	48804.20	350.00	351.84	0.02	151.01	1.31
65	962.3	49309.48	360.00	360.96	0.02	376.93	0.90
66	962.3	49719.82	360.00	362.47	0.00	290.72	2.28
67	962.3	50144.56	360.00	362.80	0.00	116.81	2.22
68	962.3	50464.02	360.00	364.10	0.00	103.74	2.96
69	962.3	51007.92	370.00	371.65	0.01	204.44	1.39
70	962.3	51620.88	370.00	373.82	0.00	130.97	2.84
71	962.3	52233.13	380.00	381.78	0.01	161.13	1.60
72	962.3	52823.10	380.00	381.30	0.08	89.46	1.13
73	962.3	53210.05	390.00	392.00	0.01	124.42	1.85
74	962.3	53566.25	390.00	393.15	0.02	38.70	2.84

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 9.9-7. Resultados de modelación Hec-Ras, La Recova.

PT N°	Caudal (m3/s)	Distancia acumulada (m)	Cota Lecho (m)	Eje Hidráulico (m)	Pendiente del Nivel Energético	Ancho superficial (m)	Profundidad máxima (m)
1	1850.1	0.00	100.00	101.55	0.01	487.83	1.15
2	1850.1	282.60	100.00	102.79	0.00	521.17	1.74
3	1850.1	621.91	100.00	103.23	0.00	666.72	2.05
4	1850.1	954.32	100.00	103.41	0.00	714.42	2.25
5	1850.1	1298.22	100.00	103.55	0.00	628.82	1.98
6	1850.1	2013.41	105.00	107.18	0.01	564.13	1.03
7	1850.1	3004.62	106.00	110.06	0.00	608.40	1.81
8	1850.1	4642.66	110.00	111.64	0.00	1314.62	1.43
9	1850.1	4996.21	110.00	111.89	0.00	923.80	1.67
10	1850.1	5303.01	110.00	112.17	0.00	465.79	1.44
11	1850.1	5593.57	110.00	113.07	0.00	542.34	1.73
12	1850.1	5922.39	110.49	112.54	0.04	298.79	0.98
13	1850.1	6219.23	115.34	118.42	0.01	314.19	1.56
14	1850.1	7181.36	118.00	121.53	0.00	565.32	1.85
15	1850.1	7973.25	120.00	122.96	0.00	623.70	1.25
16	1850.1	9269.49	120.89	124.19	0.00	1473.83	1.66
17	1850.1	9817.54	125.16	126.89	0.01	1315.08	0.61
18	1850.1	11638.45	128.00	132.30	0.00	606.58	1.68
19	1850.1	12560.86	128.00	133.06	0.00	1265.58	1.61
20	1850.1	13674.17	133.85	135.22	0.01	1033.74	0.70
21	1850.1	14145.60	137.51	139.12	0.01	1538.28	0.62
22	1850.1	15806.25	140.00	142.03	0.00	1487.79	1.39
23	1850.1	16320.73	143.14	144.56	0.02	805.18	0.82
24	1850.1	19317.18	155.39	156.87	0.00	2031.77	0.86
25	1850.1	20606.14	160.00	160.74	0.01	1676.32	0.64
26	1850.1	21196.91	162.88	163.98	0.00	1198.08	0.88
27	1850.1	21793.36	167.19	168.14	0.01	1262.39	0.66
28	1850.1	22322.26	170.00	170.94	0.00	2032.17	0.78
29	1850.1	22815.95	170.00	172.01	0.00	722.98	1.37
30	1850.1	23310.15	173.74	175.23	0.01	705.01	0.93
31	1850.1	23789.50	179.30	180.27	0.01	1983.97	0.52
32	1850.1	24262.10	180.00	181.43	0.00	1667.71	1.18
33	1850.1	27757.34	190.00	191.74	0.01	525.81	1.08
34	1850.1	28355.15	194.00	195.19	0.06	622.34	0.61
35	1850.1	29065.00	210.00	210.89	0.01	799.13	0.85
36	1850.1	29810.39	213.30	215.02	0.00	783.48	1.16
37	1237.1	30785.30	220.00	221.19	0.01	518.07	0.86
38	1237.1	31274.50	224.99	226.32	0.01	650.64	0.84

Tabla 9.9-7. Resultados de modelación Hec-Ras, La Recova.

PT N°	Caudal (m3/s)	Distancia acumulada (m)	Cota Lecho (m)	Eje Hidráulico (m)	Pendiente del Nivel Energético	Ancho superficial (m)	Profundidad máxima (m)
39	1237.1	33369.12	234.00	234.73	0.06	380.83	0.60
40	1237.1	33856.15	243.14	244.89	0.01	344.24	1.09
41	1237.1	34445.33	250.00	250.82	0.01	676.71	0.81
42	1237.1	34965.43	250.00	252.05	0.00	543.57	1.74
43	1237.1	35683.51	260.00	260.72	0.01	683.13	0.72
44	1237.1	36284.38	260.00	261.88	0.00	830.91	1.86
45	1237.1	36729.85	260.00	262.11	0.00	597.68	1.96
46	1237.1	37190.36	270.00	270.79	0.01	601.30	0.78
47	1237.1	37725.66	270.00	272.48	0.00	392.40	2.15
48	1237.1	38248.78	270.00	273.03	0.00	362.05	2.25
49	1237.1	39346.03	280.00	281.22	0.01	366.79	0.99
50	1237.1	40376.32	290.00	291.12	0.01	443.79	0.94
51	1237.1	40871.09	293.29	295.01	0.01	461.82	1.10
52	1237.1	42545.77	310.00	311.19	0.01	330.36	1.17
53	1237.1	42908.04	310.00	312.41	0.00	385.82	2.31
54	1237.1	43559.70	320.00	321.10	0.01	376.17	1.07
55	1237.1	43975.52	320.00	322.25	0.00	562.50	2.20
56	1237.1	44587.19	320.00	322.66	0.01	159.37	1.99
57	1237.1	45001.69	320.00	324.23	0.00	268.54	2.80
58	1237.1	45719.59	330.00	332.18	0.01	205.31	1.65
59	1237.1	46430.16	334.09	335.95	0.00	303.69	1.94
60	1237.1	46904.20	340.00	341.35	0.01	310.74	1.22
61	1237.1	47426.41	340.00	343.44	0.00	217.86	2.43
62	1237.1	47783.23	350.00	351.45	0.01	284.87	1.30
63	1237.1	48362.88	350.00	352.85	0.00	475.90	2.52
64	1237.1	48804.20	350.00	352.11	0.02	163.49	1.47
65	1237.1	49309.48	360.00	361.13	0.01	385.01	1.05
66	1237.1	49719.82	360.00	362.78	0.00	296.34	2.53
67	1237.1	50144.56	360.00	363.03	0.01	120.91	2.38
68	1237.1	50464.02	360.00	364.67	0.00	112.42	3.28
69	1237.1	51007.92	370.00	371.93	0.01	215.98	1.59
70	1237.1	51620.88	370.00	374.22	0.00	138.03	3.09
71	1237.1	52233.13	380.00	382.10	0.01	167.68	1.85
72	1237.1	52823.10	380.00	381.54	0.07	93.69	1.31
73	1237.1	53210.05	390.00	392.35	0.01	127.67	2.15
74	1237.1	53566.25	390.00	393.65	0.02	39.87	3.26

Fuente: Elaboración Propia

De los resultados obtenidos, para los diferentes periodos de retorno, se concluye que la variación registrada con las hipótesis adoptadas, en los niveles de inundación no es muy diferente entre un periodo y otro, a pesar de las variaciones del caudal, debido probablemente a la gran amplitud transversal del valle y a la escala empleada en el modelo geométrico (que no resulta adecuada). Los resultados de inundación en régimen natural no disminuyen de forma apreciable al reducir el caudal de crecida por el embalse, porque la condición inicial de embalse lleno no permite tampoco una adecuada laminación del máximo caudal de entrada. Esto se entiende mejor con los valores que se exponen en la **Tabla** 9.9-8, donde se comparan diferentes índices (DL1, DL2, DL3).

Tabla 9.9-8. Resultados de modelación Hec-Ras, comparación de índices.

Alturas de Eje hidráulico Rio Achibueno Comparación Ejes Hidráulicos								
Alternativa	Eje Hidráulico	T20	T50	T100	T200	DL-1	DL-2	DL-3
Régimen Natural	Promedio	1.61	1.68	1.75	1.80	0.13	0.20	0.30
	% E.H > 1m	-	-	-	-	1%	1%	3%
El Montecillo I	Promedio	1.32	1.42	1.49	1.55	0.11	0.18	0.26
	% E.H > 0.5m	-	-	-	-	-	-	3%
La Recova	Promedio	1.32	1.42	1.48	1.58	0.11	0.18	0.26
	% E.H > 0.5m	-	-	-	-	-	-	3%

Nota: DL-1-:= (T50-T20), DL -2= (T100-T20), DL-3= (T200-T20)

Fuente: Elaboración Propia

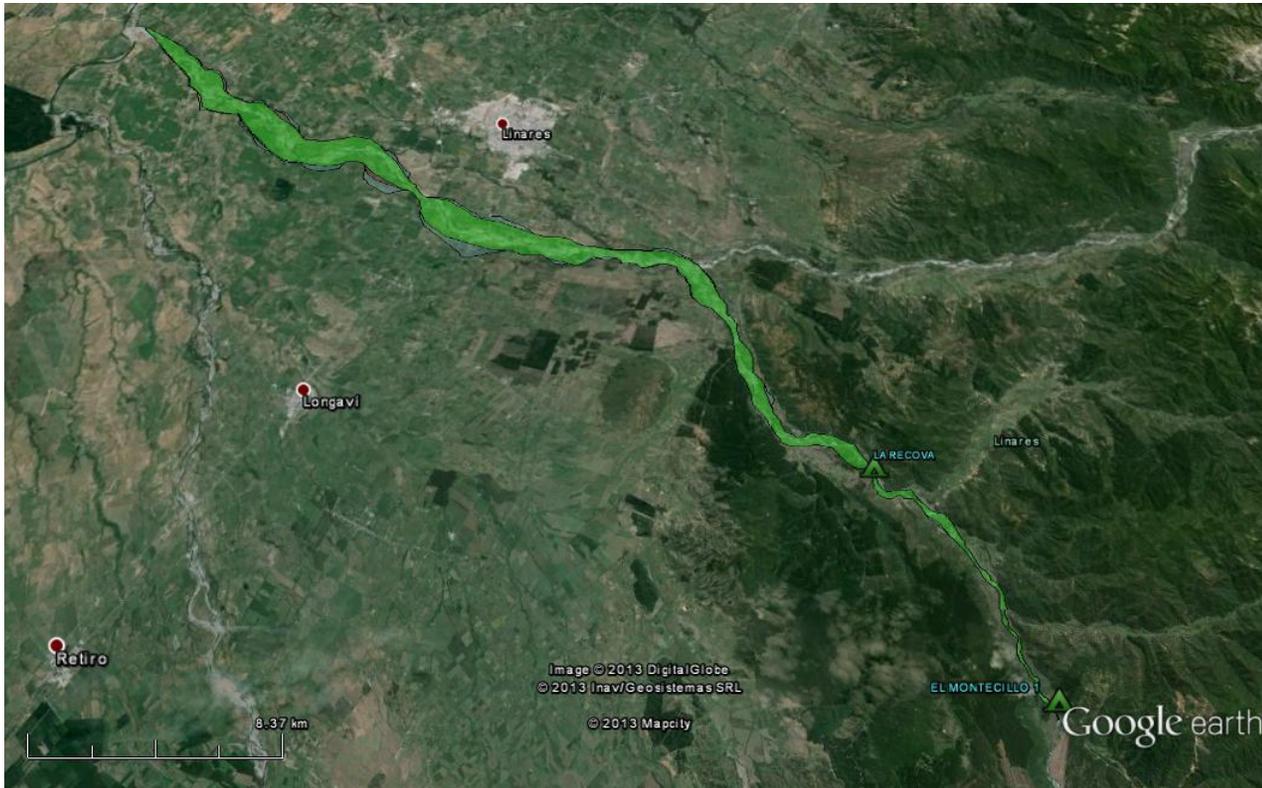
En la tabla se observa que las variaciones de altura de agua entre los diferentes escenarios muestran una diferencia máxima de 30 cm como promedio, existiendo muy pocos perfiles en que dicha variación supera los 50 cm (cerca del 3% del total).

Se resalta esta situación, ya que al momento de representar las áreas de inundación para los diferentes periodos y alternativas, dado el nivel de definición topográfica que se dispone (con escala 1:10.000, curvas de nivel cada 10 m, error de apreciación de 5 m), resulta imposible apreciar diferencias entre un caso y otro.

Del análisis de los caudales presentados, se infiere que el caudal controlado para una crecida de T=100 años en el caso de Montecillo se logra reducir hasta un valor similar al caudal de crecida de 20 años de periodo de retorno en régimen natural; en el caso de La Recova ésta resulta similar a la de 10 años. Considerando esto, se cuantifica como primera aproximación los efectos del control de crecidas de las alternativas a través de la representación de las zonas inundables asociadas a los diferentes periodos de retorno en régimen natural.

Dadas las limitaciones señaladas, se opta finalmente por representar sobre la cartografía solamente la inundación de T=100 años en SSP y SCP, e identificar las zonas afectadas a lo largo del cauce en el tramo de evaluación, en ambas soluciones de embalse. Esto mismo se ha representado gráficamente en la figura 9.9-3

Figura 9.9-3. Delimitación lecho río Achibueno y zonas inundadas para las alternativas.



Fuente: Elaboración Propia

9.5. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD FÍSICA

9.5.1. Inundación de las zonas de riego

En primera instancia se ha identificado la superficie de riego inundada, en la situación sin proyecto y en las situaciones con proyecto (con el embalse de La Recova y con el embalse El Montecillo-1), para los periodos de retorno de 20, 50, 100 y 200 años. Multiplicando las superficies afectadas por los precios establecidos, se obtienen las valoraciones de daños, en millones de pesos.

Posteriormente se obtiene el daño anual esperado, expresado en términos monetarios (pesos), en función de las probabilidades de excedencia de cada periodo de retorno considerado (T=20, 50, 100) y de los daños obtenidos para sus respectivas crecidas.

$$\text{Daño Esperado} = \sum_i \text{Daño}_i P_i = \sum_i \frac{\text{Daño}_i}{T_i}$$

Donde:

Daño_i representa el daño para una situación "i" (periodo de retorno)

P_i representa la probabilidad de ocurrencia del daño "i" (1/T_i).

El daño evitado es la diferencia entre el daño en las situaciones sin proyecto y el daño en las situaciones de embalse.

Tabla 9.9-9. Resultados de daños en superficie de riego por crecidas en el río Achibueno

T (años)	SUPERFICIE INUNDADA (ha)			COSTE AFECCIÓN EN CULTIVOS (M\$ a precio de mercado)			COSTE AFECCIÓN EN CULTIVOS (M\$ a precio social)		
	Sin proyecto	La Recova	El Montecillo	Sin proyecto	La Recova	El Montecillo	Sin proyecto	La Recova	El Montecillo
20	1877	1561	1605	2532	4690	4822	2544	4720	4853
50	1922	1677	1800	2593	5038	5408	2606	5071	5443
100	2013	1848	1865	2716	5552	5603	2729	5588	5639
200	2151	1935	1977	2903	5813	5940	2917	5851	5978
DAÑO ANUAL ESPERADO (M\$)				220,13	419,84	434,98	221,21	422,57	437,81

Fuente: Elaboración Propia

Las diferencias entre las situaciones con embalse y sin proyecto corresponderían al daño anual evitado. Sin embargo, se observa que los daños en situación con embalse son mayores que en situación sin proyecto. Esta aparente contradicción se produce como consecuencia del incremento en los precios de los cultivos (cuyos daños se han valorado a precios de venta), que se han revalorizado porcentualmente en la situación futura (con embalse) mucho más que la reducción apreciada en las superficies teóricamente inundadas.

En efecto, la venta de producción en situación futura con embalse (\$/ha) ha crecido más del doble. Por tanto, la superficie inundada debería reducirse más de la mitad para que el daño fuese menor en la situación con embalse, lo cual no ocurre (con las hipótesis adoptadas). Por tanto, el beneficio mínimo por control de crecidas, en lo que respecta a los daños en los cultivos, no existe.

Ello se debe a la necesidad de adoptar las hipótesis más conservadoras, que han supuesto que las crecidas llegan al embalse cuando éste se encuentra en la peor situación, es decir, lleno. De ese modo, la reducción del caudal máximo de crecida que sale de la presa en relación con el caudal máximo que entra en el embalse, es muy pequeña, y por tanto la diferencia de áreas inundadas es también pequeña. En la práctica, es difícil que esta situación pésima ocurra así, pero metodológicamente debe ser la hipótesis a adoptar para evaluar el mínimo beneficio.

En efecto, la reducción de los caudales de crecida por parte del embalse depende del volumen disponible en el embalse cuando llega la crecida, así como del modo de maniobrar los elementos de desagüe (normas de explotación) en situación de crecida. Adicionalmente, en épocas de riesgo de crecida pueden establecerse niveles más bajos de embalse, o incluso realizar sueltas preventivas cuando se dispone de avisos o alertas meteorológicas. En conclusión, el beneficio por control de crecidas puede ser en la práctica muy significativo, pero en el presente estudio, las hipótesis menos favorables conducen a determinar que el beneficio mínimo es nulo.

9.5.2. Afecciones a las infraestructuras

Se han identificado las infraestructuras viales sensibles a las crecidas en el entorno del cauce, específicamente puentes, carreteras y otras vías de comunicación, así como tendidos eléctricos y telefónicos.

En cuanto a los puentes, se han identificado 3 en el tramo estudiado: uno corresponde a la Ruta-5, ubicado aguas abajo de la conjunción con el río Ancoa, el segundo inmediatamente aguas arriba de la conjunción, y el tercero aguas abajo del embalse Montecillo-1. Éste último se considera el más sensible, y afectado desde la crecida de 20 años de periodo de retorno. Los otros 2 puentes se considera que resistirían sin daños apreciables las crecidas de hasta 200 años de periodo de retorno, pues de acuerdo con la normativa técnica vigente, ésta es una condición de diseño.

La pequeña reducción en el caudal y en los niveles de crecida de apenas unos decímetros que ocasionan los embalses La Recova y El Montecillo, con las hipótesis adoptadas (embalse lleno cuando llega la crecida) no permite suponer que se eviten o reduzcan los daños en los puentes identificados. Por tanto, en lo que respecta a los puentes, el beneficio mínimo por control de crecidas es nulo.

Respecto a las líneas eléctricas, existen aproximadamente 5,5 km de líneas afectadas por las crecidas en el tramo estudiado, aguas abajo de La Recova. Los tramos afectados pueden considerarse los mismos, en todas las crecidas. Aunque el nivel de daños (número de postes que resultasen dañados) sería algo mayor para las crecidas de mayor período de retorno, las diferencias entre las situaciones sin proyecto y con proyecto son despreciables. Por tanto, el beneficio mínimo por control de crecidas es también nulo.

En cuanto a las carreteras y otras vías, se han identificado ciertos tramos, con algunas diferencias respecto a la longitud afectada para cada periodo de retorno. Los daños por limpieza y reparación se pueden valorar en un 10% del coste de construcción (65 millones de pesos por km de carretera y 10 millones de pesos por km de camino). Sin embargo, tampoco se pueden apreciar diferencias entre las situaciones sin proyecto y con proyecto.

Tabla 9.9-10. Resultados de daños en infraestructuras viales por crecidas en el río Achibueno

T (años)	CARRETERAS AFECTADAS (km)			CAMINOS AFECTADOS (km)		
	Sin proyecto	La Recova	El Montecillo	Sin proyecto	La Recova	El Montecillo
20	2,40	1,58	1,70	7,47	4,99	5,30
50	2,60	1,73	1,80	8,19	5,47	5,81
100	2,62	1,75	1,86	8,30	5,54	5,90
200	8,45	1,78	1,89	8,45	5,64	6,00

Fuente: Elaboración Propia

9.5.3. Afecciones a las edificaciones

La distribución de edificaciones a lo largo del valle se encuentra bastante dispersa en las márgenes del cauce, bien sea en viviendas aisladas o en grupos pequeños, no detectándose centros urbanos mayores. Se han identificado 5 zonas con cierta densidad mayor de viviendas, a las que se ha denominado poblados, de los cuales 2 se ubican entre La Recova y Montecillo-1, otra aguas abajo de La Recova, y el resto aguas abajo de la conjunción con Ancoa. El MINVU estimó que una vivienda promedio de 53,5 m², construida en madera y con fundaciones de hormigón tiene un valor de unas UF 440. Teniendo en consideración las características de las viviendas promedio en la zona del valle del Achibueno, puede asumirse el valor anterior incrementado en un 50% como referencia (660 UF).

Tabla 9.9-11. Resultados de daños en infraestructuras viales por crecidas en el río Achibueno

T (años)	EDIFICACIONES AFECTADAS (km)		
	Sin proyecto	La Recova	El Montecillo
20	66	66	66
50	72	72	72
100	73	73	73
200	75	75	75

Fuente: Elaboración Propia

Análogamente a lo que ocurre con las infraestructuras, aunque los daños aumentan con la magnitud de la crecida, no pueden establecerse diferencias entre las situaciones sin proyecto y con embalse, y por tanto, el beneficio mínimo por control de crecidas es también nulo.

Figura 9.9-4. Zona de inundación Río Achibueno y afecciones identificadas.



En conclusión, se han identificado los posibles daños esperados, pero no existen diferencias que puedan apreciarse entre las situaciones sin proyecto y con embalse, en cada uno de los escenarios de crecida. Por tanto, el beneficio mínimo o daño evitado no existe.

10 ESTUDIO DE TENENCIA DE LA TIERRA

10.1 ANTECEDENTES

En este apartado se analiza la situación de los terrenos afectados por las obras y actividades que contempla la construcción del embalse en el río Achibueno. Este estudio ha propuesto dos posibles soluciones, La Recova y El Montecillo-1, para los cuales se realiza este análisis.

Como parte del estudio de la situación legal de los terrenos, se efectuó una recopilación y revisión de los antecedentes de propiedad que se encuentran disponibles en las siguientes instituciones:

- Ortofoto Digital n°3437 con información de propiedad en escala 1:20.000 de CIREN-CORFO actualizada al año 1999.
- Fotomosaico JPG n°3550-7100 D, con información de propiedad en escala 1:20.000 de CIREN-CORFO actualizada al año 1992.
- Carpetas Individuales de Manzanas de propiedad del Departamento de Avaluaciones del Servicio de Impuestos Internos, Oficina de Linares.
- Información del Departamento de Avaluaciones del Servicio de Impuestos Internos disponible en la web-service del Servicio: www.sii.cl

En base a la revisión de estos antecedentes, mas aquellos obtenidos directamente con la Junta de Vigilancia, se obtuvo como resultado un catastro de las propiedades particulares y fiscales que se verán afectadas por la construcción del embalse.

Los terrenos se sitúan administrativamente en la provincia de Linares, en las comunas de Linares y Longaví, siendo el río Achibueno el límite político administrativo entre ambas comunas.

Para realizar este estudio se han considerado las áreas de inundación aproximadas; en la práctica, se adopta el área que queda encerrada por la curva de nivel correspondiente a la cota de coronación, pues de este modo se amplía ligeramente la zona afectada, para incluir los viales. No obstante, las áreas determinadas pueden considerarse válidas para los objetivos de determinar los predios afectados y sus áreas aproximadas de expropiación, ya que la variación correspondiente será pequeña. En fase de Factibilidad esta determinación deberá ser ajustada (y actualizada), en función de las dimensiones definitivas del embalse.

10.2 SOLUCIÓN LA RECOVA.

El área de estudio corresponde a la envolvente definida por la cota 392 m.s.n.m, la cual limita el espejo de agua del embalse. Este se inicia en el sector denominado La Recova, aproximadamente 1,5 km aguas abajo de la conjunción del Estero Vega de Salas con el río Achibueno, prosiguiendo en dirección hacia aguas arriba, en una distancia de alrededor de 9,1 km hasta alcanzar la cota antes señalada, aguas arriba del sector denominado El Retumbe, 3 km al sur de la conjunción del Estero Pejerrey con el Río Achibueno.

Las propiedades afectadas por la inundación corresponden a 64 predios, de los cuales 59 se ubican en la comuna de Linares y los otros 5 corresponden a la comuna de Longaví.

En los Anexos se muestra el conjunto de propiedades afectadas por el área de inundación del embalse y la condición en que se encuentran inscritas en el Servicio de Impuestos Internos, según el detalle entregado en los cuadros correspondientes.

Tabla 9.10-1. Catastro de propiedades afectada por el embalse en la comuna de Linares

N°	ROL	COMUNA	PROPIETARIO S/SII	RUT	DIRECCION	Uso
1	553-147	LINARES	VASQUEZ VASQUEZ LUIS	s/r	LA GREDA	AGRICOLA
2	554-27	LINARES	CONGREG SALESIANA	s/r	CAPILLA PEJERREY	DEPORTE Y RECREACION
3	554-28	LINARES	GAREWEG BALTRA LUIS HERNAN	1.882.958-4	CARRIZALITO	AGRICOLA
4	554-47	LINARES	GUZMAN MARIA	s/r	PEJERREYES	AGRICOLA
5	554-51	LINARES	SANJUANES RUZ ENRIQUE ANGEL	5.480.882-8	EL MAITEN	AGRICOLA
6	554-55	LINARES	GUZMAN CERDA PEDRO	3.028.931-5	PEJERREYES	AGRICOLA
7	554-56	LINARES	GUZMAN ROSALES TERESA	1.784.581-0	EL SAUCE PEJERRERY CASA 62	AGRICOLA
8	554-58	LINARES	GUZMAN ROSALES PABLO DE LA CRUZ	3.173.455-K	PEJERREYES LT 1	AGRICOLA
9	554-59	LINARES	GUZMAN ROSALES PABLO	3.173.455-K	LA PUNTILLA	AGRICOLA
10	554-87	LINARES	MUNOZ JOSE SUC	NO REGISTRADO	MAITEN	AGRICOLA
11	554-90	LINARES	ORELLANA ZURA JOSE MIGUEL	1.430.753-2	CARRIZAL EL CIPRES	AGRICOLA
12	555-163	LINARES	URRUTIA VASQUEZ FELIPE SUC	s/r	PINEO	AGRICOLA
13	555-164	LINARES	URRUTIA DIAZ RUBEN Y OTROS	1 - 9 .	CARRIZAL	AGRICOLA
14	555-167	LINARES	VASQUEZ FUENTEALBA PEDRO	4.653.526-K	LA SIERPEZ	AGRICOLA
15	555-168	LINARES	ORELLANA MORALES JUAN ANDRES Y OTRO	15.943.074-K	LAS PATAGUAS	AGRICOLA
16	555-178	LINARES	VASQUEZ DE BRAVO ISMENIA	1-9.	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
17	555-179	LINARES	URRUTIA NOME RUBEN EDUARDO	7.645.061-7	CARRIZAL VEGA DE SALAS	AGRICOLA
18	555-183	LINARES	VASQUEZ VD V DELMIRA	s/r	EL SAUCE	AGRICOLA
19	555-197	LINARES	YANEZ ARCE EXEQUIEL	s/r	LOS PERALES	AGRICOLA
20	555-205	LINARES	ORELLANA ZURA JOSE MIGUEL	1.430.753-2	VEGA DE SALA EL CARDAL	AGRICOLA
21	555-216	LINARES	BRAVO BRAVO JOSE ANGEL SUC	5.352.646-2	LOS ROBLES VEGA DE SALAS	AGRICOLA
22	555-226	LINARES	LATORRE VASQUEZ MARIA CRUZ	4.028.068-5	EL ALAMO LOTE UNO	AGRICOLA
23	555-268	LINARES	VASQUEZ VASQUEZ LUPERCIO	3.269.825-5	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
24	555-3	LINARES	ALARCON SALAS MARIA ANGELICA Y OTROS	1-9.	LOS DAMASCOS	AGRICOLA
25	555-44	LINARES	ORELLANA ZURA HUMBERTO ANTONIO	2.764.499-6	EL CARDILLO	AGRICOLA
26	556-12	LINARES	ARAVENA NAVARRETE LUZ MARIA	7.652.358-4	CARRIZAL	AGRICOLA
27	556-13	LINARES	LOPEZ ROSALES MARIA Y OTROS	3.535.961-3	CARRIZAL	AGRICOLA
28	556-15	LINARES	SUC. BASOALTO VERGARA ARNALDO	1-9.	EL AGUILA	AGRICOLA
29	556-4	LINARES	PONCE GABRIEL SUC	s/r	EL CULMEN VEGA DE SALAS	AGRICOLA
30	557-34	LINARES	SEPULVEDA SOTO INES Y OTRO	5.780.998-1	SN JOSE	AGRICOLA
31	557-60	LINARES	CASTRO LABRA JULIO ISIDRO	4.083.919-4	BAJO EL NABO	AGRICOLA
32	557-82	LINARES	ORELLANA MORALES JUAN ANDRES Y OTRO	15.943.074-K	FUNDO EL SAUCE	AGRICOLA
33	556-5	LINARES	VASQUEZ LILLO LAURO S	s/r	EL PERAL	AGRICOLA
34	556-16	LINARES	MENDEZ JOSE DE LA C	s/r	EL ROBLE	AGRICOLA

Tabla 9.10-1. Catastro de propiedades afectada por el embalse en la comuna de Linares

N°	ROL	COMUNA	PROPIETARIO S/SII	RUT	DIRECCION	Uso
35	555-91	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	LLEPO COLICHEO MEJICO	FORESTAL
36	555-90	LINARES	VASQUEZ MENDEZ MERCEDES ROSA	4.545.200-K	VEGA DE SALAS HIJUELA N 1	AGRICOLA
37	555-60	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	LOS MAITENES	FORESTAL
38	555-52	LINARES	CASTRO ROSALES JUAN	1-9	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
39	555-47	LINARES	CASTILLO OLATE JOSE	s/r	DIVISADERO	AGRICOLA
40	555-46	LINARES	CASTILLO OLATE JOSE	s/r	EL SAUCE	AGRICOLA
41	555-43	LINARES	CASTILLO CACERES MIGUEL A	4.411.358-9	EL PERAL	AGRICOLA
42	555-42	LINARES	SUC. GONZALEZ CASTILLO PAULINA Y OT	1-9	VEGA DE SALAS HIJ 4 HIJ 5	AGRICOLA
43	555-35	LINARES	SUC. BUSTAMANTE SOTO TEOFILA DEL CA	1-9	RIN DEL OVERO	AGRICOLA
44	555-34	LINARES	BUSTAMANTE VASQUEZ JUAN DE LA CRUZ	4.231.852-3	LOS MAITENES	AGRICOLA
45	555-267	LINARES	CASTILLO CACERES OMAR Y OTROS	4.902.913-6	VEGA DE SALAS HIJ 3 LT B	AGRICOLA
46	555-266	LINARES	VASQUEZ MENDEZ FLOR MARIA	3.655.127-5	HIJUELA 2 VEGA DE SALAS	AGRICOLA
47	555-265	LINARES	CASTILLO LOPEZ LUZ ESTELA Y OTROS	4.081.416-7	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
48	555-232	LINARES	VASQUEZ FUENTEALBA PEDRO S	s/r	MAITENES	AGRICOLA
49	555-231	LINARES	MORALES VASQUEZ ORLANDO	1.971.724-0	SAN SEBASTIAN	AGRICOLA
50	555-230	LINARES	VASQUEZ FUENTEALBA PEDRO S	s/r	MAITENES	AGRICOLA
51	555-2	LINARES	AGUILERA MUNOZ JUAN	s/r	LOS MAQUIS VEGA DE SALAS	AGRICOLA
52	555-188	LINARES	FUENTES GANGA LISANDRO	1.352.186-7	LAS MURTILLAS	AGRICOLA
53	555-182	LINARES	MIRANDA MIRANDA JOSE MERCEDES	3.033.688-7	LOS BRUJOS	AGRICOLA
54	555-175	LINARES	VASQUEZ MIRANDA ROSALIA	7.757.395-K	HUINGAN	AGRICOLA
55	555-172	LINARES	SUC VASQUEZ ROJAS LINDORFO A	3.034.551-7	PINEO VEGA DE SALAS LT 6	AGRICOLA
56	555-165	LINARES	URRUTIA VASQUEZ FELIPE	s/r	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
57	555-122	LINARES	OLATE SOTO ROSARIO	s/r	LA RISQUERA VEGA DE SALAS	AGRICOLA
58	555-121	LINARES	VASQUEZ MENDEZ MARIO ANTONIO	6.720.787-4	EL ROBLE	AGRICOLA
59	555-119	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	LA PARADA	AGRICOLA
60	554-75	LINARES	MENDEZ GANGAS NICANOR SUC	s/r	CULENAR	AGRICOLA
61	554-80	LINARES	GUZMAN YANEZ JUAN FCO SUC	2.890-8	PEJERREYES	AGRICOLA
62	555-128	LINARES	SUC. VASQUEZ BARRERA BENITO	1- 9,	EL PINO VEGA DE SALAS	AGRICOLA
63	555-129	LINARES	BUSTAMANTE VASQUEZ MARGARITA	7.569.151-3	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
64	555-171	LINARES	VASQUEZ OLATE MANUEL SEGUNDO	s/r	LA CANCHA	AGRICOLA
65	555-174	LINARES	LILLO VASQUEZ PRIMITIVO	10.151.920-1	EL ACACIO	AGRICOLA
66	555-186	LINARES	VASQUEZ CARVAJAL MARIA SUC	s/r	MEJICO VEGA DE SALAS	AGRICOLA

Tabla 9.10-1. Catastro de propiedades afectada por el embalse en la comuna de Linares

N°	ROL	COMUNA	PROPIETARIO S/SII	RUT	DIRECCION	Uso
67	555-208	LINARES	PALMA RAMON	s/r	V DE SALAS	AGRICOLA
68	555-328	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	VEGA DE SALAS HIJ 3 LT A	AGRICOLA
69	555-86	LINARES	LILLO VASQUEZ PRIMITIVO	10.151.920-1	VEGA DE SALAS	AGRICOLA
70	555-95	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	EL ALAMO	AGRICOLA
71	195-240	LONGAVI	BRAVO MENDEZ BELLA ROSA Y OTROS	4.271.456-9	PC 47 VEGA EL MOLINO	AGRICOLA
72	195-238	LONGAVI	POBLETE URRUTIA ELEODORO E	4.836.130-7	VEGA DEL MOLINO	AGRICOLA
73	195-239	LONGAVI	VASQUEZ MORA ORLANDO ANTONIO	5.550.628-0	PARCELA N 46 VEGA EL MOLINO LIMITADA	AGRICOLA
74	195-243	LONGAVI	SUC TAPIA CABRERA TEOFILO	1.259.107-1	LT 1 A PC 50 RESTO VEGA EL MOLINO	AGRICOLA
75	195-263	LONGAVI	LUENGO CASTILLO SARA ROSA Y OTROS	7.459.314-3	VEGA DEL MOLINO PC 70	AGRICOLA
76	195-204	LONGAVI	YANEZ YANEZ JORGE ANTONIO	6.677.894-0	VEGA DEL MOLINO PC 10	AGRICOLA

Tabla 9.10-2. Catastro de propiedades afectada por el embalse en la comuna de Longaví

N°	ROL	COMUNA	PROPIETARIO S/SII	RUT	DIRECCION	Uso
1	195-240	LONGAVI	BRAVO MENDEZ BELLA ROSA Y OTROS	4.271.456-9	PC 47 VEGA EL MOLINO	AGRICOLA
2	195-238	LONGAVI	POBLETE URRUTIA ELEODORO E	4.836.130-7	VEGA DEL MOLINO	AGRICOLA
3	195-239	LONGAVI	VASQUEZ MORA ORLANDO ANTONIO	5.550.628-0	PARCELA N 46 VEGA EL MOLINO LIMITADA	AGRICOLA
4	195-243	LONGAVI	SUC TAPIA CABRERA TEOFILO	1.259.107-1	LT 1 A PC 50 RESTO VEGA EL MOLINO	AGRICOLA
5	195-263	LONGAVI	LUENGO CASTILLO SARA ROSA Y OTROS	7.459.314-3	VEGA DEL MOLINO PC 70	AGRICOLA
6	195-204	LONGAVI	YANEZ YANEZ JORGE ANTONIO	6.677.894-0	VEGA DEL MOLINO PC 10	AGRICOLA

Una vez identificadas las propiedades afectadas por el proyecto se realizó una estimación de las áreas de expropiación afectas en cada predio. Los valores obtenidos se resumen en la Tabla 9.10-3 adjunta. Es importante señalar que estos valores son aproximados; su estimación más precisa, por ejemplo con levantamiento de deslindes en terreno, está fuera del alcance del presente estudio de prefactibilidad.

Tabla 9.10-3. Áreas a expropiar en propiedades afectada por el embalse

N°	ROL	Área Exp [ha]	N°	ROL	Área Exp [ha]	N°	ROL	Área Exp [ha]
1	553-147	11,767	25	556-12	1,458	49	555-188	1,111
2	554-27	6,431	26	556-13	7,091	50	555-182	17,807
3	554-28	11,830	27	556-15	14,044	51	555-175	3,911
4	554-47	0,200	28	556-4	6,528	52	555-172	4,137
5	554-51	0,137	29	557-34	3,878	53	555-122	0,657
6	554-55	0,551	30	557-60	18,427	54	555-121	2,072
7	554-56	0,389	31	557-82	19,545	55	555-119	3,076
8	554-58	2,861	32	556-5	2,432	56	554-75	0,812
9	554-59	22,838	33	556-16	1,782	57	554-80	0,331
10	554-87	1,294	34	555-91	5,412	58	555-128	8,110
11	554-90	5,590	35	555-90	5,180	59	555-129	0,066
12	555-163	17,032	36	555-60	11,498	60	555-171	1,808
13	555-167	38,129	37	555-52	0,175	61	555-174	7,741
14	555-168	15,170	38	555-46	2,255	62	555-186	8,299
15	555-178	14,735	39	555-43	2,242	63	555-208	0,282
16	555-179	2,288	40	555-42	3,714	64	555-328	0,003
17	555-183	16,129	41	555-35	1,569	65	555-86	8,299
18	555-197	12,092	42	555-34	4,274	66	555-95	8,012
19	555-205	16,540	43	555-267	6,692	67	195-240	64,743
20	555-216	0,717	44	555-266	6,306	68	195-238	34,605
21	555-226	11,985	45	555-265	6,184	69	195-239	34,876
22	555-268	6,119	46	555-232	0,499	70	195-243	57,025
23	555-3	77,561	47	555-231	11,006	71	195-263	8,567
24	555-44	12,163	48	555-230	0,033	72	195-204	0,487
						73	S/R	215,020
Subtotal		304,552	Subtotal		142,225	Subtotal:		938,634

De acuerdo a lo señalado en la tabla anterior, para el caso de la solución La Recova se espera una expropiación aproximada de **938,6 ha**.

Conjuntamente con este estudio se realizó una inspección del área afectada por la inundación a través de la herramienta Google Earth, identificándose zonas con cobertura forestal y otras (ver Figura 9.10-1 adjunta). Este análisis fue complementado con el reconocimiento y las estimaciones del equipo de medio ambiente, de manera que se determinasen las áreas a expropiar correspondientes a coberturas de bosque o forestal, agrícolas y de otra clasificación, como se señala en la Tabla 9.10-4.

Figura 9.10-1. Caracterización tipo de áreas afectas a inundación Solución La Recova

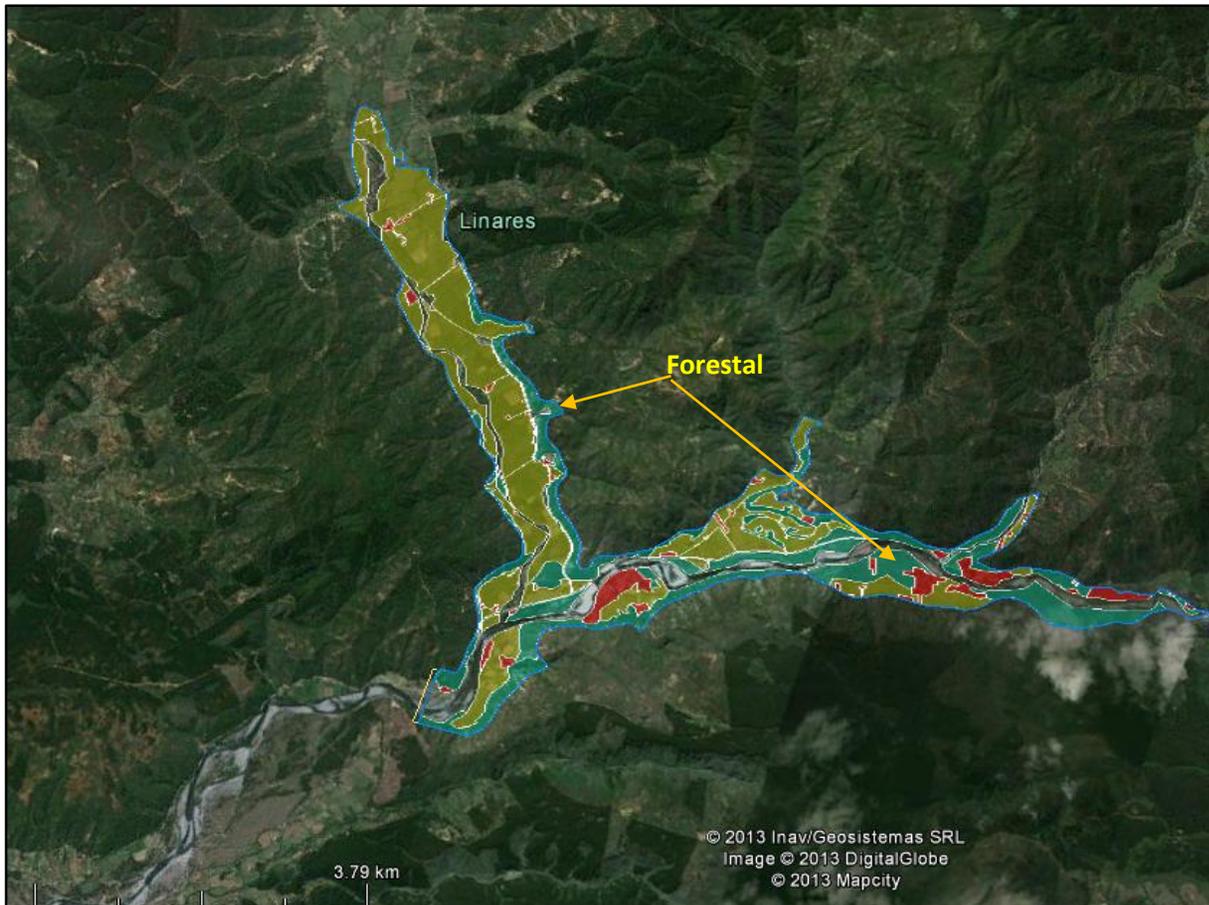


Tabla 9.10-4. Áreas a expropiar en propiedades afectada por El Embalse

Tipo de Área Afectada	Superficie (ha)
Cobertura de tipo Agrícola	599
Cobertura Forestal	403
Coberturas de Otra Clasificación	58
Total:	1.060

10.3 SOLUCIÓN EL MONTECILLO 1

El área de estudio corresponde a la envolvente definida por la cota 495 m.s.n.m, la cual limita el espejo de agua del embalse. Este se inicia en el sector denominado Montecillo, aproximadamente 0,6 km aguas arriba de la conjunción del Estero Los Hualles con el río Achibueno, prosiguiendo hacia aguas arriba, en una distancia de alrededor de 9 km hasta alcanzar la cota antes señalada, aguas abajo del puente Vado Azul.

Las propiedades afectadas por la inundación corresponden a 14 predios, de los cuales 12 están ubicados en la comuna de Linares, mientras que los 2 restantes corresponden a la comuna de Longaví.

En los Anexos se muestra el conjunto de propiedades afectadas por el área de inundación del embalse y la condición en que se encuentran inscritas en el Servicio de Impuestos Internos, según el detalle entregado en las Tablas 9.10-5 y 9.10-6 adjuntas.

Tabla 9.10-5. Catastro de propiedades afectada por El Embalse en la Comuna de Linares

N°	ROL	COMUNA	PROPIETARIO S/SII	RUT	DIRECCION	Uso
1	554-125	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	MONTECILLOS VEGAS DE SALAS	FORESTAL
2	554-129	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	PEJERREY	FORESTAL
3	554-134	LINARES	AGRICOLA MANZANARES LIMITADA	76.215.331-9	MANZANARES	AGRICOLA
4	554-17	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	PEJERREY HIJUELA 4	FORESTAL
5	554-18	LINARES	CERDA MARQUEZ BERNARDA	1-9.	PEJERREYES LINARES	AGRICOLA
6	554-4	LINARES	SUCESIOO CARLOS CAMPOS	5.056.645-5	LOS MAQUIS LOS HUALLES	AGRICOLA
7	554-40	LINARES	GONZALEZ CAMPOS ARTEMIO DEL C	1.863.747-2	LOS PUQUIOS	AGRICOLA
8	554-42	LINARES	LOPEZ GONZALEZ RUPERTO DEL C	5.701.884-4	LOS PUQUIOS	AGRICOLA
9	554-53	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	EL RISCO	AGRICOLA
10	554-69	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	MONTECILLOS PEJERREY	FORESTAL
11	554-74	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	PEJERREYES	AGRICOLA
12	554-98	LINARES	FORESTAL NIBLINTO LTDA	86.373.500-9	LOS MONTECILLOS	FORESTAL

Tabla 9.10-6. Catastro de propiedades afectada por El Embalse en la Comuna de Longaví

N°	ROL	COMUNA	PROPIETARIO S/SII	RUT	DIRECCION	Uso
1	200-3	LONGAVI	MASISA FORESTAL S.A.	99.537.270-3	LATIGUILLO Y CHACAY 1 A PARTE	FORESTAL
2	200-5	LONGAVI	FORESTAL CELCO S A	85.805.200-9	VEGA DE LAS CASAS	FORESTAL

Una vez identificadas las propiedades afectadas por el proyecto, se realizó una estimación de las áreas de expropiación afectas en cada predio. Los valores obtenidos se resumen en la Tabla 9.10-7 adjunta.

N°	ROL	Área Exp [ha]	N°	ROL	Área Exp [ha]
1	554-125	4.802	8	554-42	2.684
2	554-129	8.976	9	554-53	12.212
3	554-134	19.236	10	554-69	44.999
4	554-17	8.751	11	554-74	6.757
5	554-18	18.616	12	554-98	321.420
6	554-4	16.388	13	200-3	189.922
7	554-40	0.540	14	200-5	171.260

De acuerdo a lo señalado en la tabla anterior, para el caso de la solución El Montecillo-1 se espera una expropiación aproximada de **826,6 ha**.

Conjuntamente con este trabajo se realizó una inspección del área afectada por la inundación, con ayuda de la herramienta Google Earth. De este modo se identificaron las zonas con cobertura forestal, como se aprecia en la imagen 10.3.1 adjunta, estimándose el área a expropiar que corresponde a cobertura de bosques o forestal, agrícola, y las superficies de otra clasificación, como se señala en la Tabla 9.10-8. Al igual que en el caso de La Recova, dichos valores se contrastaron con lo obtenido por el equipo de Medio ambiente.

Figura 9.10-2. Caracterización tipo de áreas afectas a inundación Solución El Montecillo 1

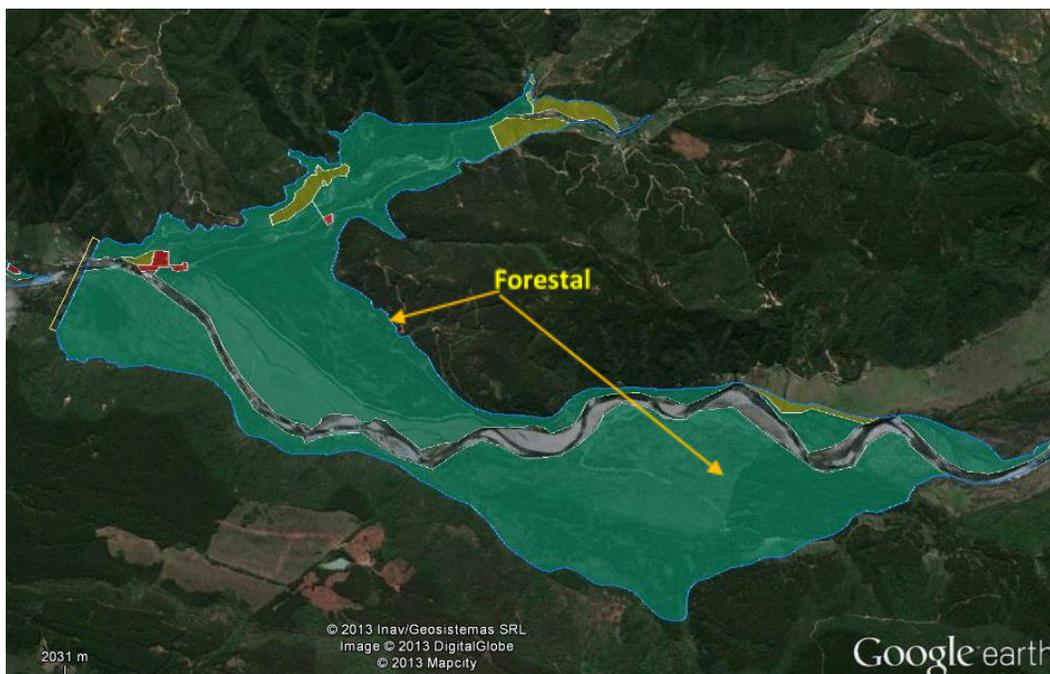


Tabla 9.10-8. Áreas a expropiar en propiedades afectada por El Embalse

Tipo de Área Afectada	(ha)
Cobertura de tipo agrícola	108
Cobertura Forestal	681
Coberturas de Otra Clasificación	66
Total:	855

10.4 CONCLUSIONES.

Como puede apreciarse, existen algunas diferencias para estimar el valor de área total a expropiar, en función de la metodología considerada, aunque ciertamente son mínimas. La estimación a partir de las áreas de expropiación a predios podría considerarse en primera instancia un valor de mejor aproximación al valor real, aunque con el inconveniente de no permitir una clasificación por tipo de coberturas, a diferencia de la otra metodología. Esto resulta relevante, para poder asignar adecuadamente los costos de las áreas expropiadas. Se puede asumir que los valores señalados en las Tablas 9.10-9 y 9.10-10 corresponden a los valores efectivos de área a expropiar de cada proyecto y serán consideradas como tales para los cálculos de presupuestos posteriores.

11. EVALUACIÓN ECONÓMICA Y FINANCIERA

En este capítulo se presenta la evaluación económica del proyecto, considerando los costes y beneficios, e incluyendo el cálculo de indicadores económicos de cada solución de embalse, para luego desarrollar un análisis de sensibilidad a la mejor solución. Las metodologías de análisis y cálculo utilizadas se desprenden de los siguientes documentos:

- Normas de evaluación indicadas en los Términos de Referencia.
- Manual para el Desarrollo de Grandes Obras de Riego (CNR, 2011)
- Metodología para la Formulación y Evaluación Socioeconómica de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas con Fines Múltiples (MIDEPLAN, 2011).
- Metodología de Valoración de Embalses y Obras Hidráulicas Anexas en Uso (MIDEPLAN, 2011).

11.1. METODOLOGÍA

11.1.1. Indicadores de rentabilidad

El principal indicador de rentabilidad en la evaluación de proyectos corresponde al Valor Actual Neto (**VAN**). Este indicador económico es prioritario para seleccionar la alternativa óptima económica, debido a que permite comparar la rentabilidad en términos absolutos de proyectos con inversiones de distinta magnitud. El VAN se calcula con la siguiente ecuación:

$$VAN = \sum_{i=1}^{30} \left(\frac{B_i - O_i - I_i}{(1+r)^i} \right) - I$$

donde:

VAN:	Valor actual neto
B:	Beneficios del proyecto
I ₀ :	Inversión inicial
O _i :	Operación y mantención anual al año i
I _i :	Inversión anual (durante el período de construcción)
r:	Tasa de descuento

La Tasa Interna de Retorno (**TIR**) se calcula como la tasa de descuento que hace que el VAN sea igual a cero:

$$\sum_{i=1}^{30} \left(\frac{B_i - O_i - I_i}{(1+TIR)^i} \right) - I_0 = 0$$

Adicionalmente el **IVAN** se calcula como la razón entre el VAN calculado anteriormente y la inversión actualizada (I_{act}) dada por:

$$I_{act} = \sum_{i=1}^{30} \frac{I_i}{(1+r)^i} + I_0$$

Además, como complemento, se determina el indicador **n/k**, que es la razón entre los flujos positivos y los flujos negativos. Estos últimos indicadores son comúnmente utilizados en este tipo de evaluación, aunque presentan dificultades para comparar proyectos con distinto nivel de inversión.

11.1.2. Condiciones de evaluación

Los parámetros básicos para el cálculo de estos indicadores son los costos de inversión y de mantenimiento, el beneficio anual esperado y las tasas de descuento, las que de acuerdo a las indicaciones de la CNR se presentan en la Tabla 9.11-1.

Tabla 9.11-1 Tasas de descuento consideradas

Uso	Social	Privada
Riego	6	12
Energía	6	10
Agua Potable	6	7
Control Crecidas	6	6

Fuente: Elaboración propia

Se considera un horizonte de evaluación igual a 30 años, y no se consideran impuestos de ningún tipo.

Por último, se considera un nivel de precios a fecha de julio 2013, el que queda dado por un dólar norteamericano de \$ 566, y una UF de \$ 22.950.

11.1.3. Métodos de evaluación

La evaluación económica se realiza con el método del presupuesto. Este método es el que realmente determina la rentabilidad directa del proyecto; los métodos del valor incremental de la tierra y de las transacciones de los derechos de aprovechamiento de aguas son utilizados habitualmente como chequeo.

- A. Método del Presupuesto: Es el método más tradicional utilizado, en el cual el agua es considerada un insumo de la producción de otro bien, en este caso los cultivos regados. De esta forma, el beneficio del proyecto se traduce en las diferencias de la producción agrícola, en términos de los márgenes netos económicos, que se estiman a raíz de la utilización del agua en Situaciones Con y Sin Proyecto.
- B. Método del Valor Incremental de la Tierra: Este método se basa en el enfoque de los Precios Hedónicos, en el cual el precio de un bien se debe a una serie de tributos de dicho bien, entre los que se encuentran la disponibilidad de agua, el tipo de suelo, la aptitud de uso y los cultivos que en la práctica se desarrollan. En un escenario con proyecto cada una de las características mencionadas deberían incrementar el valor de la tierra, por lo que se asume que éste correspondería a su beneficio.
- C. 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 asociada al proyecto, en cuanto a un mayor volumen disponible o el costo evitado para la compra de nuevos derechos de aprovechamiento de aguas.

11.2. COSTES

11.2.1. Introducción

En el estudio agronómico se caracterizó la situación actual (SA) de la producción y se establecieron también las demandas futuras o situación futura con proyecto (SCP), considerando la construcción del embalse (La Recova o El Montecillo-1) capaz de suministrar el agua necesaria a la máxima zona regable que es objeto del presente Estudio con el 85% de seguridad.

También se consideran otros escenarios intermedios entre la situación actual y la situación futura del embalse máximo necesario, en los que se establecen, con criterio agronómico, requerimientos de menores superficies de riego.

Con estos escenarios, el estudio de regulación estableció después las correspondientes dimensiones de la solución de embalse en ambos emplazamientos posibles (La Recova y El Montecillo-1) que proporcionarían el suministro con el 85% de seguridad. Obviamente, cada escenario tiene sus diferentes costos de infraestructura hidráulica y beneficios de la producción agraria. En cada caso, las diferencias entre los flujos de beneficios de la producción agrícola en esos escenarios y los beneficios de la producción en situación actual, obtienen los márgenes que deben contrastarse con la inversión necesaria.

1) Escenario 1.1

Corresponde a la superficie futura máxima potencial de riego, y se incluyen todas las modernizaciones esperables en los diferentes sectores de riego, con el fin de mejorar las eficiencias en el riego. Además, se hacen las siguientes consideraciones:

- Se ha incorporado a la superficie de riego actual aproximadamente un 90% de la superficie que es arable pero no se cultiva actualmente, principalmente por no disponer garantía de agua para su cultivo en condiciones de rentabilidad.
- Se ha incorporado también a la superficie de riego aproximadamente un 80% de la superficie sin uso pero apta para el cultivo con riego.
- Se ha incorporado a la superficie de riego la mayor parte de la superficie cultivada actualmente en secano.

2) Escenario 1.2

Respecto al "Escenario 1.1" se excluyen del riego el sector 8 (que actualmente se riega parcialmente con derrames) y el sector 9 (que no se riega con aguas del río Achibueno, sino con acciones del Ancoa).

3) Escenario 1.3

Respecto al "Escenario 1.2", se excluye de la zona de riego toda la superficie actualmente sin uso, que era potencialmente cultivable con riego, y también se sustrae aproximadamente un 40% de la superficie actualmente arable no cultivada que había sido incorporada. Estas superficies se excluyen considerando el número de acciones por unidad de superficie en cada sector, por tanto no de forma proporcional a todo el área de estudio.

4) Escenario 1.4

Respecto al "Escenario 1.3", se sustrae de la zona de riego la totalidad de la superficie actualmente arable no cultivada que había sido incorporada, y también el 40% de la superficie cultivada en secano que había sido incorporada. Análogamente, la superficie excluida se sustrae atendiendo al número de acciones por unidad de superficie para cada sector, no proporcionalmente en todos los sectores.

5) Escenario 1.5

Respecto al "Escenario 1.4", se sustrae de la zona de riego casi la totalidad de la superficie actualmente cultivada en secano que había sido incorporada.

Tabla 9.11-2– Resumen de escenarios de riego

Tipo de superficies (ha)	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
Total superficie regada (ha)	28.510	27.469	25.493	22.243	19.694
Porcentaje de superficie regada respecto a SCP (%)	100%	96,3%	89,4%	78,0%	69,1%
Volumen de demanda agraria (hm ³ /año)	350	338	314	272	239
Volumen de embalse en La Recova (hm ³)	203	191	166	125	91
Volumen de embalse en El Montecillo-1 (hm ³)	187	175	150	112	76

Fuente: Elaboración propia

Los costos considerados en el análisis económico son los siguientes:

- Construcción de la infraestructura(La Recova / Montecillo-1).
- Medidas de mitigación de impacto ambiental.
- Expropiaciones y servidumbres.
- Costos de operación y mantención de las obras de riego.
- Costos de la eventual central hidroeléctrica a pie de presa.

11.2.2.Coste de construcción del proyecto

A partir del presupuesto de las obras, el costo del proyecto se distribuye en cuatro grupos: costos directos de construcción, costos ambientales, costos de expropiaciones y otros (contingencia, imprevistos, gastos generales y utilidades). Los costos directos de construcción considerados, y que fueron justificados en la etapa anterior, son:

- Instalaciones temporales y trabajos previos
- Cuerpo de presa
- Auscultación y elementos de control
- Aliviadero
- Desagüe de fondo
- Obra de toma
- Instalaciones eléctricas
- Construcción de caminos y accesos
- Reposición de infraestructuras y servicios afectados por las obras
- Edificio de administración y control del embalse
- Mejoras en las infraestructuras de distribución del agua de riego
- Sistema remoto de aforo de caudales

En la Tabla 9.11-3 se resumen los costos directos totales, en precios de mercado y en precios sociales (millones de pesos).

Tabla 9.11-3 Resumen de Costos directos del embalse (millones de \$)

Solución Embalse/Escenario	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
PRECIOS DE MERCADO					
Embalse La Recova	148.450	147.342	144.436	138.956	133.517
Embalse El Montecillo-1	142.522	140.866	136.779	130.774	124.785
PRECIOS SOCIALES					

Embalse La Recova	126.940	125.899	123.268	118.313	113.407
Embalse El Montecillo-1	121.881	120.347	116.693	111.324	105.940

Fuente: Elaboración propia

Sobre los costes directos de construcción, se ha agregado un **8% en contingencia** y un **5% de imprevistos**, y a la suma de todos ellos (costos directos, contingencia e imprevistos) se ha agregado además un **40%** en concepto de **gastos generales y utilidades**.

11.2.3. Costede medidas ambientales

Para evaluar los costos de las medidas ambientales, a nivel de un Estudio de Prefactibilidad, se han diferenciado:

- Medidas de adecuación de programa de ingeniería (API)
- Implementación de prácticas ambientales (IPA), Planes de Contingencia (PC) y Planes de Prevención (PP)
- Capacitación (C)
- Realización de Estudios ambientales específicos (E)

Así, los costos de aplicación del Plan de Manejo Ambiental han contemplado las siguientes medidas, que se justifican en la Etapa anterior:

- Rediseño plan de construcción, e implementación de medidas consideradas.
- Monitoreo (material particulado + ruidos + cumplimiento medidas del Plan).
- Plan de prevención.
- Estudio de fauna asociada al cuerpo de agua, calendarización de actividades, e implementación.
- Estudio de especies protegidas de la fauna silvestre, calendarización de actividades e implementación.
- Señalética.
- Elaboración de Plan de Rescate, relocalización de fauna terrestre menor, e implementación.
- Estudio de definición de superficie con vegetación nativa.
- Elaboración de Plan de Manejo (corta y reforestación con especies nativas).
- Reforestación con especies nativas: 400 ha La Recova / 164 ha Montecillo 1.
- Habilitación de sitios para anidamiento del loro Trichahue.
- Identificación y reposición de senderos locales y accesos a viviendas afectados por las obras: 3 km en La Recova y 2 km en Montecillo-1.
- Reposición de rutas viales: 14,72 km en La Recova y 7,94 km en Montecillo-1.
- Realización de FODA con comunidad local, elaboración de Plan de medidas compensatorias por pérdida de superficie con clase de sitio prioritario, e implementación de las medidas.
- Realización de FODA con comunidad local, y elaboración de Plan de medidas compensatorias por pérdida de función recreativa y conservación de suelos relacionadas con el bosque nativo.
- Actividades compensatorias por pérdida de superficie de bosque nativo considerada en PRDU Maule.
- Realización de FODA, elaboración de Plan de medidas compensatorias por pérdida de objetivos turísticos del PRDU Maule.
- Actividades compensatorias por pérdida de superficie de Alta Montaña considerada en PRDU Maule.
- Elaboración de Plan de Rescate de elementos patrimoniales (3 elementos) y aplicación del Plan.
- Realización de FODA para determinar medidas compensatorias por pérdida de calidad de vida de la población, e implementación del Plan.

- Otros Estudios de carácter ambiental (Ruidos y vibraciones, Identificación de suelos con uso productivo, Identificación de comunidades de Hualo, Ciprés de la Cordillera y Naranjillo, Identificación de sitios de anidamiento de loro Trichahue, Catastro de actividades comerciales informales, actividades turísticas ribereñas y de uso productivo del suelo).
- Prospección pedestre por arqueólogo.
- Elaboración de un Plan de heroseamiento de riberas de futuro embalse, e implementación.

A continuación, en la Tabla 9.11-4 se resumen los costos ambientales totales que suman estos capítulos, que han sido obtenidos y justificados en el Plan de Manejo Ambiental realizado.

Tabla 9.11-4 Resumen de Costos ambientales (millones de \$)

Solución Embalse/Escenario	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
PRECIOS DE MERCADO					
Embalse La Recova	10.639	10.606	10.220	9.889	9.566
Embalse El Montecillo-1	5.547	5.533	5.356	5.212	5.040
PRECIOS SOCIALES					
Embalse La Recova	9.043	9.015	8.687	8.406	8.131
Embalse El Montecillo-1	4.715	4.703	4.553	4.430	4.284

Fuente: Elaboración propia

11.2.4. Coste de expropiaciones

Una vez identificadas las propiedades afectadas por el proyecto (La Recova / El Montecillo-1), se estimaron las áreas de expropiación afectas en cada predio de forma aproximada, como corresponde en un estudio de prefactibilidad. La superficie con cobertura de plantación forestal y otras coberturas, se midió sobre la base de imágenes en Google Earth superpuestas a los planos de inundación de cada solución de embalse y escenario. Las superficies de expropiación obtenidas de este modo en la etapa anterior se muestran en la Tabla 9.11-5:

Tabla 9.11-5– Resumen de superficies de expropiación (ha)

Tipo de suelo	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
EMBALSE LA RECOVA					
Terrenos Agrícolas	599	594	537	488	439
Terrenos forestales (Exóticas)	3	3	3	3	3
Terrenos Forestales (Nativas)	400	397	358	325	293
Otros usos	58	58	58	58	58
Total superficie expropiación	1060	1052	956	873	793
EMBALSE EL MONTECILLO-1					
Terrenos Agrícolas	108	107	95	86	74
Terrenos forestales (Exóticas)	517	514	458	412	358
Terrenos Forestales (Nativas)	164	163	145	131	113
Otros usos	66	66	66	66	66
Total superficie expropiación	855	849	764	695	612

Fuente: Elaboración propia

Los precios de expropiación utilizados han sido los siguientes. Y finalmente, los presupuestos de expropiaciones obtienen las cantidades que muestra la Tabla 9.11-6.

- Terrenos agrícolas (promedio): 20.000.000 de pesos/ha

- Terrenos forestales (exóticas):.....15.000.000 de pesos/ha
- Terrenos forestales (nativas):10.000.000 de pesos/ha
- Otros usos (promedio): 4.500.000 de pesos/ha

Tabla 9.11-6. Resumen de Costes de expropiación (millones de \$)

Solución Embalse/Escenario	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
Embalse La Recova	16.286	16.156	14.623	13.305	12.022
Embalse El Montecillo-1	11.850	11.762	10.517	9.502	8.290

Fuente: Elaboración propia

11.2.5. Costes de operación y mantención

En la Tabla 9.11-7 siguiente se presentan en forma resumida los costos anuales de operación de las obras, que se han establecido como el 1% del coste directo de construcción:

Tabla 9.11-7. Costes de operación de las obras (millones de \$)

Solución Embalse/Escenario	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
PRECIOS DE MERCADO					
Embalse La Recova	1.485	1.473	1.444	1.390	1.335
Embalse El Montecillo-1	1.425	1.409	1.368	1.308	1.248
PRECIOS SOCIALES					
Embalse La Recova	1.269	1.259	1.233	1.183	1.134
Embalse El Montecillo-1	1.219	1.203	1.167	1.113	1.059

Fuente: Elaboración propia

En otros estudios similares, el costo de operación varía entre 0,5 % y 1,0 %, de los costos directos; en forma conservadora, se adoptó el valor 1,0 %, valor que debería ser determinado en mayor detalle en fase de Factibilidad, en el evento que el estudio continúe y se llegue a su diseño definitivo.

11.2.6. Costes de la eventual central hidroeléctrica

En la Tabla 9.11-8 se muestra el coste de la posible central hidroeléctrica proyectada, obtenido anteriormente (ver diseño de las obras complementarias), así como su coste anual de operación, que se determinó en función de la potencia instalada. Los costos están expresados en millones de pesos. A estos valores hay que aplicar un 45% en gastos generales y utilidades (algo más altos que en la infraestructura de la presa).

Tabla 9.11-8. Resumen de costos de la central hidroeléctrica (millones de \$)

Solución Embalse/Escenario	Potencia instalada (MW)	Costo de casa de máquinas (MM \$)	Costo resto de equipamiento (MM \$)	Costo línea eléctrica (MM \$)	Costo Directo Total (MM \$)	Costo mantención (MM \$/año)
LA RECOVA						
Escenario 1.1	10,1	3.029	1.454	2.477	6.960	1.598
Escenario 1.2	9,61	2.911	1.384	2.477	6.772	1.573
Escenario 1.3	8,67	2.686	1.248	2.477	6.411	1.523
Escenario 1.4	7,22	2.338	1.040	2.477	5.854	1.443
Escenario 1.5	5,88	2.016	847	2.477	5.340	1.367

EL MONTECILLO – 1						
Escenario 1.1	10,61	3.151	1.528	619	5.298	1.361
Escenario 1.2	9,8	2.957	1.411	619	4.987	1.313
Escenario 1.3	8,76	2.707	1.261	619	4.588	1.250
Escenario 1.4	7,23	2.340	1.041	619	4.000	1.153
Escenario 1.5	5,71	1.975	822	619	3.417	1.050

Fuente: Elaboración propia

Se hace notar que al igual que el caso de los costos ambientales, el factor de conversión de precios privados a precios sociales es muy cercano a 1,0. Esto se justifica por la alta cantidad de mano de obra calificada, ingenieros y otros especialistas, así como mano de obra semi-calificada, instaladores y otros.

11.3. BENEFICIOS

11.3.1. Generalidades

En esta sección se presentan y describen brevemente los beneficios considerados para la evaluación, los cuales se pueden resumir en los siguientes ámbitos:

- a) Riego (según método del presupuesto).
- b) Valor incremental de la tierra.
- c) Generación hidroeléctrica.
- d) Control de crecidas.
- e) Turismo.
- f) Agua potable rural.

11.3.2. Beneficios derivados del riego

El principal beneficio de la construcción de un embalse es el aumento en la seguridad de riego, lo que permite mejorar la expresión del potencial productivo de los cultivos. Pero además, la Situación Con Proyecto permite también incorporar cultivos de mayor rentabilidad, que requieren una mayor inversión con riesgo, que no se hubiera producido sin la seguridad de riego que proporciona el embalse.

Por otra parte, en el Estudio que nos ocupa, los recursos hídricos disponibles y la viabilidad de construir un embalse de dimensiones adecuadas, permiten aumentar la superficie de riego actual, con seguridad del 85%.

El beneficio agroeconómico neto del proyecto se obtiene como diferencia entre los márgenes netos de las situaciones con (SCP) y sin proyecto (SSP). Los valores de los márgenes están en el Estudio Agroeconómico, en el cual también se entrega la información detallada según predio promedio, nivel tecnológico y sectores de riego.

En términos generales, el efecto beneficioso del proyecto se observa en el aumento de superficie con 85% de seguridad de riego, que se ha mostrado en los cuadros anteriores, de acuerdo con el modelo de regulación.

En las Tablas siguientes (9.11-9 a 9.11-12) se presenta un resumen con los beneficios asociados al riego para los diferentes tamaños de embalse (La Recova y Montecillo-1), en términos del flujo económico neto con respecto a la Situación Sin Proyecto, a precios de mercado y precios sociales, respectivamente. El cálculo de los beneficios agroeconómicos se incluye en el volumen del Estudio Agroeconómico.

Los márgenes netos de los escenarios con y sin proyecto consideran los márgenes brutos obtenidos para cada cultivo en la superficie de riego, menos los costos indirectos y gastos generales, inversión en riego tecnificado y asistencia técnica. Además, en la Situación Con Proyecto se consideran costos por habilitación

de terrenos, debido al cambio de la estructura productiva del suelo. Lo anterior se obtiene primero a nivel de cada predio promedio evaluado, valores que luego son expandidos para cada tipo de predio, sector y el total del área de estudio.

Los costos indirectos y gastos generales corresponden a los que los agricultores incurren para abordar ítem de administración, contribuciones, contabilidad, mantención de infraestructura, limpia de canales y electricidad, entre otros.

Los costos relacionados con la incorporación de sistemas tecnificados de riego se aplican a terrenos que en Situación Actual utilizan métodos tradicionales, tanto en la Situación Sin Proyecto como en Situación Con Proyecto, pero con mayor grado de tecnificación en esta última. Lo anterior, contribuye para que se pueda alcanzar la superficie productiva planteada con la seguridad de riego y los rendimientos esperados, considerando la capacidad de los productores de realizar dichas modificaciones con y sin proyecto. Estos costos incluyen la inversión en el sistema de riego y la mantención anual.

También se ha considerado un programa de asistencia técnica y transferencia tecnológica distinto dependiendo del mejoramiento o no de las obras. En la Situación Sin Proyecto se considera un apoyo tecnológico a través de un programa que favorezca la actividad agropecuario mediante el uso de los nuevos recursos disponibles. Lo anterior es factible mediante la introducción de nuevas tecnologías para el manejo de los rubros productivos. Este programa involucra al 40% de los predios de los niveles tecnológico bajo y medio.

Por otra parte, el desarrollo agropecuario del área de estudio en Situación Con Proyecto requiere necesariamente un programa de asistencia técnica y transferencia tecnológica que contribuya a aumentar la adopción de tecnologías pertinentes, las cuales permitan potenciar el rendimiento de los cultivos y optimizar el uso de los recursos productivos. Los costos de este programa contemplan la contratación de personal técnico permanente, asesores e insumos físicos para llevar a cabo esta labor. Este programa tiene una duración variable según el estrato.

Además se ha considerado un costo de habilitación de terrenos en cuanto a despedradura, nivelación y acondicionamiento del terreno en general para la implementación de nuevos cultivos.

Tabla 9.11-9. Beneficio agrícola neto anual (pesos) durante los 30 años de amortización.

Embalse de La Recova. Precios de mercado (\$)

Año	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
0	0	0	0	0	0
1	-3.243.759.286	-3.179.335.374	-2.455.561.148	-1.311.302.907	-561.249.800
2	-1.370.666.622	-1.427.807.716	-615.559.637	682.290.379	1.352.453.891
3	-4.895.601.144	-4.820.501.643	-3.784.328.210	-2.118.645.703	-1.066.642.675
4	-4.950.598.467	-4.898.635.702	-3.854.950.824	-2.182.089.329	-1.153.836.628
5	-2.820.396.802	-2.854.947.906	-2.191.080.833	-1.162.272.821	-589.840.152
6	752.734.917	644.132.042	738.199.710	1.534.923.142	1.579.945.216
7	6.174.151.973	5.908.429.235	5.233.716.294	3.977.033.405	2.991.111.220
8	10.439.429.475	10.056.236.476	8.793.631.741	6.481.831.004	4.774.797.654
9	14.818.265.333	14.335.908.108	12.364.623.081	9.292.788.699	6.519.081.427
10	25.248.481.895	24.500.935.701	21.663.793.247	16.336.090.819	12.125.383.019
11	29.428.360.294	28.473.740.253	25.047.823.983	18.714.087.512	13.908.208.806
12	30.923.664.692	29.997.544.443	25.744.449.921	18.127.049.423	12.826.776.502
13	33.055.379.907	32.094.344.500	27.557.424.150	19.415.602.658	13.796.508.107
14	34.350.813.820	33.359.608.362	28.635.163.814	20.152.794.810	14.323.565.991
15	35.501.764.100	34.474.882.250	29.733.615.987	21.177.041.159	15.330.786.306
16	32.938.208.260	32.137.778.579	27.377.581.592	18.785.290.335	13.207.005.733
17	23.792.926.861	23.383.561.779	20.010.324.419	14.185.292.662	10.281.206.087
18	33.697.377.508	32.823.079.205	27.950.902.894	19.166.642.173	13.251.677.185
19	22.104.722.277	21.707.481.047	18.444.124.690	13.156.444.300	9.486.920.415
20	34.292.836.872	33.348.360.966	28.466.906.168	19.615.419.258	13.604.845.489
21	32.087.505.001	31.149.148.549	26.788.588.307	18.766.938.749	13.212.787.601
22	32.639.032.756	31.656.879.396	27.329.671.124	19.395.834.529	13.848.076.643
23	30.670.174.499	29.721.780.055	25.577.028.561	17.883.455.121	12.417.792.637
24	31.072.703.630	30.064.456.088	26.115.921.605	18.718.593.031	13.399.206.303
25	28.738.666.656	27.815.406.259	23.988.565.195	16.802.196.504	11.669.998.548
26	25.619.243.010	24.784.292.191	21.388.237.089	15.019.858.893	10.468.077.522
27	24.025.787.597	23.266.395.944	20.138.404.318	14.292.312.357	10.139.532.605
28	21.437.116.671	20.718.479.785	18.172.358.854	13.461.058.877	10.117.399.103
29	20.666.287.938	19.976.270.010	17.629.266.577	13.379.559.034	10.294.538.697
30	17.806.032.363	17.232.682.745	14.945.772.323	10.894.527.001	8.004.379.239

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.11-10. Beneficio agrícola neto anual (pesos) durante los 30 años de amortización.

Embalse de La Recova. Precios sociales (\$)

Año	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
0	0	0	0	0	0
1	-3.081.479.933	-3.028.094.927	-2.320.485.318	-1.205.589.827	-483.632.585
2	-568.318.597	-660.781.602	38.314.914	1.148.484.815	1.686.738.566
3	-4.043.779.882	-4.014.910.681	-3.096.011.423	-1.616.438.555	-710.339.314
4	-3.734.037.472	-3.748.999.428	-2.880.779.456	-1.481.907.389	-671.969.053
5	-558.998.842	-700.981.177	-380.925.750	91.378.195	252.448.756
6	3.717.745.638	3.470.363.072	3.092.661.358	3.136.821.018	2.629.848.471
7	9.141.644.166	8.727.628.687	7.562.510.138	5.519.397.378	3.934.124.089
8	14.012.063.498	13.449.952.449	11.601.174.528	8.337.588.480	5.910.351.643
9	17.508.608.170	16.850.628.015	14.401.543.615	10.570.222.857	7.190.259.257
10	28.638.353.512	27.682.788.856	24.259.751.776	18.024.835.243	13.104.141.493
11	33.892.109.733	32.698.408.255	28.523.992.935	20.990.758.189	15.278.745.644
12	36.071.719.459	34.887.553.375	29.762.536.916	20.752.872.896	14.417.873.160
13	38.807.728.796	37.587.140.023	32.111.936.195	22.428.367.283	15.676.451.304
14	40.770.388.395	39.510.703.388	33.757.848.880	23.561.478.648	16.495.215.492
15	42.092.145.999	40.795.014.157	35.000.847.680	24.707.186.236	17.627.965.656
16	39.353.725.738	38.313.266.001	32.495.226.844	22.141.277.966	15.348.521.445
17	30.695.748.028	30.028.161.703	25.526.490.645	17.822.058.501	12.626.505.907
18	40.958.639.676	39.811.618.088	33.761.711.286	23.010.601.614	15.737.015.696
19	29.342.791.338	28.665.506.232	24.234.200.095	17.012.772.026	12.002.270.598
20	41.654.446.275	40.425.567.448	34.354.286.736	23.471.498.073	16.049.585.806
21	39.535.654.216	38.304.331.338	32.766.158.894	22.724.298.365	15.749.864.923
22	40.271.353.237	38.993.990.314	33.476.470.911	23.507.642.955	16.513.700.438
23	38.405.334.118	37.154.599.568	31.808.193.949	22.061.522.029	15.117.752.879
24	38.839.381.770	37.524.688.554	32.374.129.852	22.918.142.494	16.102.034.268
25	36.346.913.821	35.124.041.934	30.119.554.374	20.914.750.039	14.316.259.715
26	32.783.734.713	31.662.317.836	27.153.109.338	18.886.638.486	12.957.707.030
27	30.627.520.865	29.599.821.637	25.446.210.677	17.856.883.685	12.443.512.444
28	27.399.580.094	26.431.398.777	22.956.859.831	16.679.526.031	12.205.345.106
29	26.237.417.992	25.307.798.160	22.087.218.031	16.379.126.202	12.239.015.046
30	23.194.137.399	22.385.358.576	19.245.226.943	13.774.999.991	9.858.745.892

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.11-11. Beneficio agrícola neto anual (pesos) durante los 30 años de amortización.

Embalse de Montecillo-1. Precios de mercado (\$)

Año	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
0	0	0	0	0	0
1	-3.243.759.286	-3.179.335.374	-2.455.561.148	-1.311.302.907	-561.249.800
2	-1.370.666.622	-1.427.807.716	-615.559.637	682.290.379	1.352.453.891
3	-4.895.601.144	-4.820.501.643	-3.784.328.210	-2.118.645.703	-1.066.642.675
4	-4.950.598.467	-4.898.635.702	-3.854.950.824	-2.182.089.329	-1.153.836.628
5	-2.820.396.802	-2.854.947.906	-2.191.080.833	-1.162.272.821	-589.840.152
6	752.734.917	644.132.042	738.199.710	1.534.923.142	1.579.945.216
7	6.174.151.973	5.908.429.235	5.233.716.294	3.977.033.405	2.991.111.220
8	10.439.429.475	10.056.236.476	8.793.631.741	6.481.831.004	4.774.797.654
9	14.818.265.333	14.335.908.108	12.364.623.081	9.292.788.699	6.519.081.427
10	25.248.481.895	24.500.935.701	21.663.793.247	16.336.090.819	12.125.383.019
11	29.428.360.294	28.473.740.253	25.047.823.983	18.714.087.512	13.908.208.806
12	30.923.664.692	29.997.544.443	25.744.449.921	18.127.049.423	12.826.776.502
13	33.055.379.907	32.094.344.500	27.557.424.150	19.415.602.658	13.796.508.107
14	34.350.813.820	33.359.608.362	28.635.163.814	20.152.794.810	14.323.565.991
15	35.501.764.100	34.474.882.250	29.733.615.987	21.177.041.159	15.330.786.306
16	32.938.208.260	32.137.778.579	27.377.581.592	18.785.290.335	13.207.005.733
17	23.792.926.861	23.383.561.779	20.010.324.419	14.185.292.662	10.281.206.087
18	33.697.377.508	32.823.079.205	27.950.902.894	19.166.642.173	13.251.677.185
19	22.104.722.277	21.707.481.047	18.444.124.690	13.156.444.300	9.486.920.415
20	34.292.836.872	33.348.360.966	28.466.906.168	19.615.419.258	13.604.845.489
21	32.087.505.001	31.149.148.549	26.788.588.307	18.766.938.749	13.212.787.601
22	32.639.032.756	31.656.879.396	27.329.671.124	19.395.834.529	13.848.076.643
23	30.670.174.499	29.721.780.055	25.577.028.561	17.883.455.121	12.417.792.637
24	31.072.703.630	30.064.456.088	26.115.921.605	18.718.593.031	13.399.206.303
25	28.738.666.656	27.815.406.259	23.988.565.195	16.802.196.504	11.669.998.548
26	25.619.243.010	24.784.292.191	21.388.237.089	15.019.858.893	10.468.077.522
27	24.025.787.597	23.266.395.944	20.138.404.318	14.292.312.357	10.139.532.605
28	21.437.116.671	20.718.479.785	18.172.358.854	13.461.058.877	10.117.399.103
29	20.666.287.938	19.976.270.010	17.629.266.577	13.379.559.034	10.294.538.697
30	17.806.032.363	17.232.682.745	14.945.772.323	10.894.527.001	8.004.379.239

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.11-12. Beneficio agrícola neto anual (pesos) durante los 30 años de amortización.

Embalse de Montecillo-1. Precios sociales (\$)

Año	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
0	0	0	0	0	0
1	-3.081.479.933	-3.028.094.927	-2.320.485.318	-1.205.589.827	-483.632.585
2	-568.318.597	-660.781.602	38.314.914	1.148.484.815	1.686.738.566
3	-4.043.779.882	-4.014.910.681	-3.096.011.423	-1.616.438.555	-710.339.314
4	-3.734.037.472	-3.748.999.428	-2.880.779.456	-1.481.907.389	-671.969.053
5	-558.998.842	-700.981.177	-380.925.750	91.378.195	252.448.756
6	3.717.745.638	3.470.363.072	3.092.661.358	3.136.821.018	2.629.848.471
7	9.141.644.166	8.727.628.687	7.562.510.138	5.519.397.378	3.934.124.089
8	14.012.063.498	13.449.952.449	11.601.174.528	8.337.588.480	5.910.351.643
9	17.508.608.170	16.850.628.015	14.401.543.615	10.570.222.857	7.190.259.257
10	28.638.353.512	27.682.788.856	24.259.751.776	18.024.835.243	13.104.141.493
11	33.892.109.733	32.698.408.255	28.523.992.935	20.990.758.189	15.278.745.644
12	36.071.719.459	34.887.553.375	29.762.536.916	20.752.872.896	14.417.873.160
13	38.807.728.796	37.587.140.023	32.111.936.195	22.428.367.283	15.676.451.304
14	40.770.388.395	39.510.703.388	33.757.848.880	23.561.478.648	16.495.215.492
15	42.092.145.999	40.795.014.157	35.000.847.680	24.707.186.236	17.627.965.656
16	39.353.725.738	38.313.266.001	32.495.226.844	22.141.277.966	15.348.521.445
17	30.695.748.028	30.028.161.703	25.526.490.645	17.822.058.501	12.626.505.907
18	40.958.639.676	39.811.618.088	33.761.711.286	23.010.601.614	15.737.015.696
19	29.342.791.338	28.665.506.232	24.234.200.095	17.012.772.026	12.002.270.598
20	41.654.446.275	40.425.567.448	34.354.286.736	23.471.498.073	16.049.585.806
21	39.535.654.216	38.304.331.338	32.766.158.894	22.724.298.365	15.749.864.923
22	40.271.353.237	38.993.990.314	33.476.470.911	23.507.642.955	16.513.700.438
23	38.405.334.118	37.154.599.568	31.808.193.949	22.061.522.029	15.117.752.879
24	38.839.381.770	37.524.688.554	32.374.129.852	22.918.142.494	16.102.034.268
25	36.346.913.821	35.124.041.934	30.119.554.374	20.914.750.039	14.316.259.715
26	32.783.734.713	31.662.317.836	27.153.109.338	18.886.638.486	12.957.707.030
27	30.627.520.865	29.599.821.637	25.446.210.677	17.856.883.685	12.443.512.444
28	27.399.580.094	26.431.398.777	22.956.859.831	16.679.526.031	12.205.345.106
29	26.237.417.992	25.307.798.160	22.087.218.031	16.379.126.202	12.239.015.046
30	23.194.137.399	22.385.358.576	19.245.226.943	13.774.999.991	9.858.745.892

Fuente: Elaboración propia

11.3.3. Beneficio asociado al Valor Incremental de la Tierra

El paso desde una situación Sin Proyecto a una situación Con Proyecto implica un cambio en el uso del suelo, incrementando su valor productivo y por ende comercial. Es así como la incorporación de nuevas zonas a partir de la habilitación de terrenos sin uso y la implementación de cultivos intensivos justifica esta variación.

La Tabla 9.11-13 resume la variación del uso del suelo según el tamaño de embalse y escenario, cuyo cambio desde la Situación Actual según la gradualidad de incorporación prevista en el estudio agroeconómico.

Tabla 9.11-13. Cambio del uso del Suelo en el Área de Estudio (ha)

	Regada	No Regada	Total
SA-SSP	20.332	14.717	35.049
Esc. 1.1	28.510	6.539	35.049
Esc. 1.2	28.107	6.942	35.049
Esc. 1.3	26.131	8.918	35.049
Esc. 1.4	22.881	12.169	35.049
Esc. 1.5	20.457	14.592	35.049

Fuente: Elaboración propia, a partir de Estudio Agroeconómico.

Posteriormente se calcula el beneficio asociado al incremento de superficie multiplicando por el valor esperado de venta. Se consideró, en concordancia con el análisis de expropiaciones expuesto anteriormente, que el valor del terreno regado corresponde a \$25.000.000/ha, 25% por sobre el valor promedio de un terreno agrícola, en tanto que para los terrenos no regados se utilizó el promedio de las categorías de terrenos agrícolas, forestales y con otro uso, obteniendo \$12.375.000/ha.

11.3.4. Beneficio asociado a las transacciones de los derechos de aguas

Para evaluar los beneficios asociados a la disponibilidad de recursos hídricos, se determina el valor del caudal equivalente medio asociado al proyecto, el que se muestra en la Tabla 9.11-14. Estos valores se determinaron como el promedio del caudal efluente desde cada uno de los embalses considerados. Se hace notar que el caudal medio disponible se determina a partir del volumen anual disponible de embalsar, por lo que el uso de una u otra variable es equivalente.

Tabla 9.11-14. Caudal medio asociado a cada alternativa (l/s)

	Caudal Asociado (l/s)
SA-SSP	7.054
Esc . 1.1	11.198
Esc . 1.2	11.055
Esc . 1.3	10.279
Esc . 1.4	8.932
Esc . 1.5	7.924

Fuente: Elaboración propia.

El siguiente elemento a considerar es la evaluación del valor del agua. En el último estudio tarifario de la empresa sanitaria Aguas Nuevo Sur S.A. para el periodo 2011-2016 estima que el valor del agua cruda es \$0.- para toda la Región del Maule, debido a que aún existe disponibilidad de derechos de aprovechamiento de aguas a solicitar. Por este motivo, con el fin de establecer un cálculo aproximado al respecto, se ha utilizado la información contenida en el estudio tarifario de la empresa sanitaria ESBIO S.A. para el periodo para el periodo 2011-2016 (Anexo 2-1), en cuyo Capítulo 5, referente a la determinación del valor del agua cruda, se

presenta un valor promedio de 38,77 UF por litro/s. Con este valor se determinaron los beneficios diferenciales asociados a las transacciones de derechos de aprovechamiento de aguas evitadas debido al proyecto.

11.3.5. Beneficio asociado a la generación hidroeléctrica

Anteriormente se calculó la producción hidroeléctrica anual en cada embalse y escenario, de la eventual central a pie de presa. Afectando la producción por los precios de venta de mercado, se obtienen los márgenes brutos de venta, frente a los que habrá que contraponer los costes de la inversión para la construcción y los costes de mantenimiento.

Se consideran los siguientes parámetros básicos:

- Venta de Potencia: \$ 6.787,44 por kW/mes
- Venta Energía: \$ 45,166 por kWh

Los valores de venta, en millones de pesos, a precio de mercado, son los siguientes:

Tabla 9.11-15. Producción hidroeléctrica

Solución Embalse/Escenario	Potencia instalada (MW)	Generación media anual (GWh/año)	Venta anual por potencia (MM \$)	Venta anual por energía (MM \$)	Venta Total anual (MM \$)
LA RECOVA					
La Recova 1.1	10,1	38,75	823	1.750	37.155
La Recova 1.2	9,61	37,27	783	1.683	35.353
La Recova 1.3	8,67	34,99	706	1.580	31.895
La Recova 1.4	7,22	30,11	588	1.360	26.560
La Recova 1.5	5,88	25,53	479	1.153	21.631
EL MONTECILLO – 1					
Montecillo 1.1	10,61	37,41	864	1.690	39.031
Montecillo 1.2	9,80	35,30	798	1.594	36.052
Montecillo 1.3	8,76	32,13	713	1.451	32.226
Montecillo 1.4	7,23	27,24	589	1.230	26.597
Montecillo 1.5	5,71	25,48	465	1.151	21.006

Fuente: Elaboración propia

11.3.6. Beneficio asociado al control de crecidas

Los beneficios del embalse se equiparan al valor del daño anual evitado, que se calcula como la diferencia de los daños ocurridos por las crecidas, en los 5 escenarios de la situación SCP y la situación SSP (sin embalse).

Los daños analizados son la suma de los daños agrarios (pérdida de las producciones), los daños sobre infraestructuras civiles (puentes, carreteras y vías, líneas eléctricas y otros), y los daños sobre las propiedades y edificaciones, bien sea aisladas o de los núcleos poblacionales.

Sin embargo, las diferencias obtenidas entre las correspondientes situaciones resultan inapreciables, y por tanto el beneficio mínimo por control de crecidas no existe. Ello se debe a la necesidad de adoptar las

hipótesis más conservadoras, y entre otras que las crecidas llegan al embalse cuando éste se encuentra en la peor situación, es decir, lleno. Así, la reducción del caudal máximo de crecida que sale de la presa en relación con el caudal máximo que entra en el embalse, es muy pequeña, y por tanto la diferencia de áreas inundadas es también pequeña.

En la práctica, es difícil que esta situación pésima ocurra de este modo, pero metodológicamente es la hipótesis a adoptar para evaluar el mínimo beneficio. La reducción de los caudales de crecida por parte del embalse depende del volumen disponible en el embalse cuando llega la crecida, así como del modo de maniobrar los elementos de desagüe (normas de explotación) en situación de crecida. Adicionalmente, en épocas de riesgo de crecida pueden establecerse niveles más bajos de embalse, o incluso realizar sueltas preventivas cuando se dispone de avisos o alertas meteorológicas. En conclusión, el beneficio por control de crecidas puede ser en la práctica muy significativo, pero en el presente estudio, las hipótesis menos favorables conducen a determinar que el beneficio mínimo es nulo.

11.3.7. Beneficios por turismo

Históricamente, la demanda turística que ha recibido la Región del Maule corresponde a segmentos del mercado interno tradicional, que acuden a localidades específicas motivados por sus actividades laborales, o con fines vacacionales y de descanso. Estos movimientos turísticos se dirigen de preferencia a los centros poblados más importantes (Talca, Curicó, Linares, entre otros), a lo largo del año, haciendo uso de instalaciones y servicios propios del área urbana, como hoteles y restaurantes de ciudad. Los otros lo hacen en periodos de vacaciones, feriados y fines de semana, hacia aquellos destinos (playas, balnearios, embalses, montaña) e instalaciones que les ofrecen actividades turístico-recreacionales y posibilidades de descanso (Lago Vichuquén, Constitución, Pelluhue, Lago Colbún, etc.).

En los últimos años sin embargo, esta región ha alcanzado una mayor participación en el mercado turístico nacional, gracias al desarrollo que está experimentando un nuevo tipo de demanda dirigido hacia las zonas rurales y las formas de vida campesina, denominado turismo rural o agroturismo. Corresponde principalmente a segmentos de población nacional o extranjera, residentes en el Área Metropolitana o en otras localidades urbanas de la región o regiones vecinas, interesados en conocer la realidad rural, a través de sus actividades productivas y artesanales, costumbres y modos de vida, expresiones folklóricas y culturales, formas de recreación, entre otras.

La incipiente oferta turística actual de la zona donde se emplazaría el futuro embalse debería empezar a responder a esta realidad. Como se ha señalado, la oferta es de carácter potencial, conformada por una variedad de atractivos naturales y rurales propios de una zona precordillerana y cordillerana, cuya puesta en valor es aún insuficiente actualmente, que no han sido todavía adecuadamente difundidos y conocidos en el mercado interno, por lo que no han logrado posicionarse plenamente para consolidar una demanda significativa, estable y permanente.

En la actualidad, los flujos turísticos en la zona que resultaría afectada por el posible embalse son aún moderados y ese sector del río no se encuentra entre los circuitos turísticos más relevantes del país, ni de la Región. Sin embargo, existe una modesta tendencia al incremento del turismo rural.

Se estima factible que el futuro embalse pueda ser usado con fines recreacionales, no solo para campings, sino incluso la instalación de viviendas veraniegas, pero para eso se requiere en primer lugar infraestructura urbana que a la fecha no existe, y que además no está relacionada con el proyecto de riego. En el área de proyección de los posibles embalses no existe ningún establecimiento de alojamiento o gastronómico, lo que es una debilidad para esta zona.

Otra opción para el desarrollo de algún equipamiento turístico relacionado con el medio rural (agroturismo), consistiría en mejorar las vías de acceso al futuro embalse durante todo el año desde las poblaciones próximas a él, en donde se podrían concentrar el alojamiento y la gastronomía. La actividad de pesca fluvial deportiva (trucha o pejerrey) ya tiene un cierto posicionamiento en los visitantes habituales del sector, que posee muy buen nivel para el desarrollo de la pesca. Por tanto, la pesca tradicional de cauce natural en pendiente (ríos cordilleranos), que resultaría impedida en la zona del embalse, podría reemplazarse por la posible pesca en el embalse.

Esta actividad favorece un tipo de turismo que normalmente va acompañado de inversiones en infraestructura básica (vías de comunicación, alojamiento y hostelería). En este sentido hay que considerar que el sector presenta buena conectividad con la región central del país, no siendo necesario el desarrollo de grandes proyectos hoteleros, aunque favorecerían sin duda la inversión local.

Con respecto al senderismo practicado por deportistas y algunos estudiantes que realizan visitas a terreno, la creación de un importante espejo de agua y humedal, sin duda inundará una buena parte de la red de senderos actuales, pero también puede favorecer la proliferación de otras actividades acuáticas (canotaje y piragüismo, navegación a vela) y no acuáticas (mountain-bike, acampada, avistamientos de flora y fauna, andinismo y montañismo, etc.). Estas actividades se verán alteradas por la presencia del embalse, pero es difícil determinar en la presente fase de prefactibilidad en qué medida podrían ser perjudicadas o al contrario, beneficiarse de mayores flujos si la autoridad local incorpora al proyecto un atractivo turístico relevante.

Otro posible producto turístico puede ser la creación de algún "Centro de Educación Ambiental y Ecoturístico", que incorporase el transporte fluvial por el embalse. La creación de circuitos, caminos y senderos en los alrededores del futuro embalse no es fácil, debido a que los terrenos son en su mayoría fundos de propiedad privada. En las futuras fases de desarrollo del proyecto del embalse hasta su implementación (factibilidad, diseño de detalle y construcción) existe tiempo suficiente para estudiar y fomentar el interés de la inversión privada en actividades turísticas en esta zona.

Con el fin de impulsar los valores turísticos que la comuna de Linares posee, se identificaron aquellos lugares de alto valor paisajístico que además poseen condiciones especiales relacionadas con la práctica de deportes, con la posibilidad de generar instalaciones para la recreación, el descanso y el ocio. La comuna de Linares posee más de la mitad de su territorio conformado por elementos paisajísticos de interés para el turismo y la conservación de la biodiversidad.

Linares forma parte de la eco-región mediterránea de Chile, es clasificada por la UICN (Unión Internacional para la Conservación de la Naturaleza) como uno de los 25 centros de concentración de biodiversidad a escala mundial. Los ecosistemas boscosos y alto andinos de la región son poseedores de una gran singularidad biológica, ya que se ubican en la transición entre los biomas del Bosque Templado Lluvioso Valdiviano y del Matorral de Chile Central, considerados como dos de las 200 eco-regiones de mayor importancia para la conservación a nivel global.

Existen además sitios prioritarios, en los que destacan Vega Ancoa, Los Bellotos, Cajón de Pejerrey y Altos de Achibueno. Es en la cordillera andina y Pre cordillera, donde la comuna presenta sus mayores valores paisajísticos. En el valle de Salas existen iniciativas de turismo rural promovidas por organismos del Estado que podrían verse afectadas significativamente por el nuevo embalse.

El territorio al este, hacia la cordillera, contiene bosques nativos que pertenecen a diferentes tipos forestales (ciprés de la cordillera, esclerófilo, lenga, roble-raulí-coihue, roble-Hualo), afloramientos rocosos, sectores nevados y otros elementos del paisaje tales como cursos de agua en los cuales se destacan los ríos Achibueno, Loncomilla, Putagán y Ancoa, que los hacen interesantes desde el punto de vista turístico y de conservación.

Relacionado con el área de turismo, el PRDU Maule destaca la presencia de la Pre cordillera y los recursos paisajísticos que ofrece, comprometiéndose a fomentarlos y conservarlos a través de la actividad turística.

La zona de ubicación de las dos soluciones de embalse se encuadra entre los lugares visitados por diferentes actividades turísticas, todas ellas relacionadas con el senderismo y la pesca.

Es claro que estas actividades se verán perjudicadas por una parte, por la invasión de la zona inundable del embalse, pero también surgirán otras actividades relacionadas con el medio húmedo que se desarrolla, como el canotaje, piragüismo, y la navegación en general. El senderismo será posiblemente desplazado a las zonas más altas, donde se pueden instalar fácilmente miradores hacia el nuevo paisaje.

De los reconocimientos en terreno efectuados, se puede concluir que los recursos naturales son el principal potencial turístico de la zona. No existen atractivos culturales de señalar, como arquitectura, festividades y artesanía, que impliquen una participación mayor de la población local.

El equipamiento turístico existente en el área es muy escaso, y el existente es de baja calidad. Como se puede observar en el catastro, prevalecen los sitios de camping, presentando instalaciones precarias. Ninguno de ellos posee una administración sustentable del lugar, lo que no favorece la imagen que se puede proyectar en el área. Los índices de pobreza y de falta de mano de obra especializada en el área, representan dos grandes factores en contra de su desarrollo turístico. La población local tiene en general un desconocimiento de la gestión y comercialización de este tipo de actividad, por lo que se necesita destinar recursos para mejorar este aspecto.

La demanda turística rural se encuentra en expansión, pero aún no ha logrado consolidarse en esta zona, porque a la fecha tampoco existe en el mercado interno una oferta diversificada, consolidada y difundida, que responda en forma adecuada a los requerimientos y expectativas de los interesados.

En la presente fase de prefactibilidad del proyecto no resulta posible la cuantificación económica de estos cambios, a favor y en contra, y por tanto no se puede considerar un beneficio mínimo económico por este motivo. Algunas de las actividades turísticas que actualmente se contemplan en los Planes de Desarrollo Turístico por parte de alguna comuna de la zona, como son la práctica de kajak, rafting, pesca con mosca y senderismo, resultarían obstaculizadas por el futuro embalse; sin embargo, otras actividades turísticas relevantes (senderismo, andinismo, etc.) son compatibles con el embalse, e incluso podrían potenciarse con el futuro embalse.

Metodológicamente la hipótesis a adoptar para evaluar el posible beneficio del turismo debe ser conservadora, es decir tendente a establecer el mínimo beneficio posible. Cualitativamente es previsible que el futuro embalse induzca beneficios por el desarrollo de actividades turísticas, pero no resulta posible cuantificarlo en esta fase de los trabajos, y las hipótesis menos favorables conducen a determinar que el beneficio mínimo es nulo.

11.3.8. Beneficio asociado al agua potable

Desde el punto de vista de los beneficios, un embalse puede provocar un aumento de la oferta de agua cruda en un área. Si esta agua adicional es vendida a una empresa sanitaria, se obtendrá un beneficio por mayor consumo de agua cruda para la generación de agua potable. En cambio, si el agua cruda se libera para su potabilización y entrega a un área sin abastecimiento de agua potable en la situación SP, los beneficios del proyecto deberían corresponder a la liberación de recursos (ahorros de costos por reemplazo de tecnologías alternativas de provisión del agua cruda, por ejemplo, ahorros de costos de bombeo) y al mayor consumo de agua potable.

Cuando el proyecto provee agua potable en un área sin suministro de la misma (en general en zonas rurales), los beneficios están dados por la liberación de recursos o ahorro de costos por reemplazo de otras fuentes de provisión de agua para consumo humano, aumento de consumo de agua potable por disponer de una fuente permanente de abastecimiento y ahorros de costos por menores niveles de morbilidad de los usuarios que pasan a consumir agua potable en la situación SCP.

Cuando el proyecto sustituye la provisión de agua, no necesariamente potable, desde sistemas alternativos como norias o vertientes, a las que las personas van con vasijas o recipientes a la fuente en búsqueda de agua, se producen los denominados costos de acarreo (o costos en los que el país dejará de incurrir por producir agua potable en la situación CP).

Asimismo, dado que los usuarios en la situación SP consumen agua no necesariamente potable, la curva de beneficio marginal por consumo de agua está por encima de la curva de beneficio marginal privado; es decir, la sociedad atribuye una externalidad positiva al consumo de agua potable (esa diferencia corresponde a los ahorros de costos sociales por menor morbilidad de las personas; por ejemplo por menor probabilidad de existencia de enfermedades gastrointestinales).

Al considerar los posibles beneficios de entregar un caudal firme a sistemas de APR locales, es fundamental tener en cuenta primero las características de las poblaciones en esta zona, todas ellas asentadas en las inmediaciones de cauces naturales con aguas permanentes, lo que permite que las captaciones para agua potable sean de aguas superficiales en la práctica totalidad de los casos, sin que se acusen problemas de falta de abastecimiento, y cuyo coste es relativamente bajo en la actualidad. Como ya se ha señalado, en el último estudio tarifario de la empresa sanitaria Aguas Nuevo Sur S.A. para el periodo 2011-2016 estima que el valor del agua cruda es \$0.- para toda la región del Maule, debido a que aún existe disponibilidad de derechos de aprovechamiento de aguas a solicitar.

Es preciso señalar que el dimensionamiento del embalse regulador de agua para riego, se realiza con el objetivo de proporcionar los caudales demandados con el 85% de seguridad. Sin embargo, los sistemas de APR requieren el 95% de seguridad, lo que obliga a aumentar notablemente la relación entre el volumen de agua regulado y el volumen de tranque. Por tanto, el coste que se obtendría para el m³ de agua para APR sería notablemente mayor que el coste del m³ de agua regulada para riego.

Por otra parte, el coste de una posible conducción para APR desde el futuro embalse de riego sería muy alto. El objeto del proyecto es un embalse de regulación, con grandes variaciones de cota en su nivel de embalse a lo largo del año. Por tanto, la conducción de toma para posible APR debería situarse por debajo del menor nivel de oscilación, lo que supondría una elevada presión cuando los niveles de embalse sean altos (altura de carga mayor de 80 m), y por tanto la necesidad de incorporar algún sistema de rotura de carga y amortiguamiento. También sería preciso excluir este caudal del posible aprovechamiento hidroeléctrico (que no tiene funcionamiento continuo), lo cual supondría penalizar económicamente el precio del posible APR.

La alternativa más económica para evitar estos problemas sería captar el agua regulada por el embalse desde el foso de restitución de los caudales turbinados; o en caso de no ejecutarse la central hidroeléctrica, desde el tranque de amortiguamiento del evacuador de crecidas. En cualquier caso, sería preciso ejecutar alguna obra de captación con cámara de carga para la tubería a presión, aguas abajo de la presa, además de la propia tubería hasta los núcleos rurales de consumo, que están alejados algunos kilómetros del embalse en todos los casos. Por tanto, estas obras serían en realidad equivalentes a las ya existentes, pero añadiendo una longitud de tubería muy superior a la ya existente.

Hay que señalar que en noviembre de 2013 el Ministerio de Obras Públicas firmó un Convenio de Agua Potable Rural con el Gobierno Regional de la Región del Maule, por más de 17 mil millones de pesos, para el mejoramiento y ampliación de 41 sistemas de APR en la Región del Maule, que beneficiará a más de 60 mil habitantes de las provincias de Curicó, Linares, Talca y Cauquenes. Este convenio permitirá ejecutar numerosos proyectos de agua potable rural entre los años 2014 y 2016, en respuesta a las necesidades de mejora de las condiciones y modernización de los sistemas de Agua Potable Rural de las comunidades de la Región del Maule para potenciar su desarrollo. En este escenario, no es posible considerar que existan posibles beneficios de utilización del agua para sistemas de APR locales.

11.4. EVALUACIÓN ECONÓMICA

11.4.1. Escenarios

Para realizar la evaluación económica se definieron dos escenarios de evaluación:

- 1. Evaluación para Uso en Riego:** Corresponde a evaluar los beneficios del proyecto del embalse, para uso de riego en su totalidad.
- 2. Evaluación para Uso en Riego mas Hidrogeneración:** Corresponde a la evaluación del proyecto del embalse, incluyendo simultáneamente los usos de riego y generación hidroeléctrica.

11.4.2. Resultados

En las Tablas 9.11-17 y 9.11-18 de las páginas siguientes se presentan los resultados de la evaluación económica realizada con el método del Presupuesto, en los escenarios de Riego y Riego+Hidrogeneración. En los Anexos se presenta en formato digital el detalle de los resultados.

En los resultados del método del presupuesto, se observa que el proyecto de riego no resulta rentable a precios de mercado, ni para el emplazamiento de La Recova, ni para el emplazamiento El Montecillo-1.

Sin embargo, a precios sociales, el proyecto del embalse de uso exclusivo para riego es rentable para los tres volúmenes útiles mayores (Esc. 1.1, 1.2 y 1.3), tanto para el embalse La Recova como para El Montecillo-1. Esta situación se repite para el caso del embalse de uso conjunto para riego y generación hidroeléctrica, pero con mejores indicadores económicos.

En la Tabla 9.11-16 se muestra un resumen con los mejores resultados para ambos embalses:

Tabla 9.11-16. Resumen de resultados de la evaluación económica uso riego

Solución Embalse/Escenario	V. Emb. (hm ³)	VAN (MM \$)	IVAN	VAN/Sup (MM \$/ha)	n/k	TIR (%)
La Recova	203,0	41.085,2	0,23	1,4	1,17	7,00%
El Montecillo-1	187,0	58.370,5	0,34	2,0	1,27	7,49%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.11-17. Resultados de evaluación económica. Método del presupuesto

ESCENARIO RIEGO

Escenario	Volumen embalse (hm³)	Precios Privados					Precios Sociales				
		VAN (MM \$)	IVAN	VAN/Sup (MM \$/ha)	n/k	TIR (%)	VAN (MM \$)	IVAN	VAN/Sup (MM \$/ha)	n/k	TIR (%)
La Recova											
R-1	203,0	-180.552,4	-0,81	-6,3	0,33	4,85%	41.085,2	0,23	1,4	1,17	7,00%
R-2	191,0	-181.378,5	-0,82	-6,6	0,33	4,72%	33.852,4	0,19	1,2	1,14	6,84%
R-3	166,0	-184.063,2	-0,84	-7,2	0,29	4,12%	4.906,9	0,03	0,2	1,02	6,13%
R-4	125,0	-190.589,9	-0,91	-8,6	0,22	2,73%	-47.749,4	-0,28	-2,1	0,77	4,50%
R-5	91,0	-193.290,9	-0,96	-9,8	0,16	1,48%	-83.795,7	-0,52	-4,3	0,58	2,97%
El Montecillo-1											
M-1	187,0	-161.860,6	-0,75	-5,7	0,36	5,26%	58.370,5	0,34	2,0	1,27	7,49%
M-2	175,0	-161.875,1	-0,76	-5,9	0,35	5,15%	51.846,2	0,30	1,9	1,24	7,35%
M-3	150,0	-163.168,4	-0,79	-6,4	0,32	4,59%	24.688,7	0,15	1,0	1,12	6,70%
M-4	112,0	-169.341,0	-0,86	-7,6	0,24	3,19%	-28.488,6	-0,18	-1,3	0,85	5,05%
M-5	76,0	-171.381,8	-0,91	-8,7	0,18	1,93%	-64.008,7	-0,42	-3,3	0,64	3,51%

Fuente:Elaboración propia

**Tabla 9.11-18. Resultados de evaluación económica. Método del presupuesto
ESCENARIO RIEGO + HIDROGENERACIÓN**

Escenario	Volumen embalse (hm ³)	Precios Privados					Precios Sociales				
		VAN (MM \$)	IVAN	VAN/Sup (MM \$/ha)	n/k	TIR (%)	VAN (MM \$)	IVAN	VAN/Sup (MM \$/ha)	n/k	TIR (%)
La Recova											
R-1	203,0	-165.488,6	-0,74	-5,8	0,38	5,57%	70.830,0	0,39	2,5	1,31	7,69%
R-2	191,0	-167.294,1	-0,75	-6,1	0,37	5,41%	61.688,5	0,34	2,2	1,27	7,50%
R-3	166,0	-171.403,3	-0,79	-6,7	0,33	4,80%	30.007,1	0,17	1,2	1,14	6,79%
R-4	125,0	-180.106,5	-0,86	-8,1	0,26	3,42%	-26.812,2	-0,16	-1,2	0,87	5,18%
R-5	91,0	-183.836,4	-0,91	-9,3	0,20	2,20%	-65.058,0	-0,40	-3,3	0,67	3,70%
El Montecillo-1											
M-1	187,0	-146.796,8	-0,68	-5,1	0,41	6,01%	88.115,2	0,51	3,1	1,41	8,20%
M-2	175,0	-147.790,7	-0,70	-5,4	0,40	5,86%	79.682,3	0,47	2,9	1,38	8,03%
M-3	150,0	-150.508,5	-0,73	-5,9	0,36	5,29%	49.788,9	0,30	2,0	1,25	7,38%
M-4	112,0	-158.857,6	-0,80	-7,1	0,28	3,91%	-7.551,4	-0,05	-0,3	0,96	5,75%
M-5	76,0	-161.927,3	-0,86	-8,2	0,22	2,69%	-45.270,9	-0,30	-2,3	0,75	4,28%

Nota: S/S significa que no se pudo determinar el valor de la TIR por problemas numéricos

Fuente: Elaboración propia

Con respecto a los métodos de chequeo, y como es de esperar, los beneficios incrementales (beneficios netos) aumentan a medida que el tamaño del embalse y la superficie regada es mayor.

Tabla 9.11-19. Resultados evaluación económica. Método del Valor Incremental de la Tierra (\$)

ID Alternativa	Volumen Útil (hm3)	Valor Total Tierra (\$)	Valor Incremental o Beneficio Neto (\$)
SA-SSP		690.428.031.563	-
La Recova			
R-1	203	793.679.196.309	103.251.164.745
R-2	191	788.587.354.609	98.159.323.046
R-3	166	763.640.456.122	73.212.424.559
R-4	125	722.604.120.717	32.176.089.154
R-5	91	692.008.400.670	1.580.369.107
Montecillo -1			
M-1	187	793.679.196.309	103.251.164.745
M-2	175	788.587.354.609	98.159.323.046
M-3	150	763.640.456.122	73.212.424.559
M-4	112	722.604.120.717	32.176.089.154
M-5	76	692.008.400.670	1.580.369.107

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.11-20. Resultados evaluación económica. Método de las transacciones de derechos de aguas (\$)

ID Alternativa	Volumen Útil (hm3)	Valor Total Transacciones (\$)	Valor Incremental o Beneficio Neto (\$)
SA-SSP	-	6.153.042.273	-
La Recova			
R-1	203	9.768.399.414	3.615.357.141
R-2	191	9.643.634.515	3.490.592.242
R-3	166	8.966.474.241	2.813.431.967
R-4	125	7.791.254.771	1.638.212.498
R-5	91	6.912.213.638	759.171.364
Montecillo -1			
M-1	187	9.768.399.414	3.615.357.141
M-2	175	9.643.634.515	3.490.592.242
M-3	150	8.966.474.241	2.813.431.967
M-4	112	7.791.254.771	1.638.212.498
M-5	76	6.912.213.638	759.171.364

Fuente: Elaboración propia

11.5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Al hacer cualquier evaluación económica, siempre hay un elemento de incertidumbre asociado a las variables y alternativas que se estudian, lo que dificulta la toma de decisiones con mayor certeza. Una forma de disminuir esta incertidumbre es a través un análisis de sensibilidad, que busca identificar las variables que más afectan el resultado económico de un proyecto y la magnitud de su incidencia. Para este proyecto en particular, el análisis se realiza para el mejor volumen determinado para ambos embalses, para el uso exclusivo en el riego.

Como primer paso, la Tabla 9.11-21 muestra el cambio que experimenta el VAN, a precios sociales, ante la variación del 10% de las partidas involucradas en la evaluación económica. Esto permite saber las partidas que tienen mayor repercusión en la rentabilidad del proyecto.

De este cuadro se puede observar que la variable que más incide en la rentabilidad es el ingreso agropecuario, cuya elasticidad con respecto al VAN social es igual a **8,83** para el embalse El Montecillo-1 y **12,54** para el embalse La Recova. La segunda variable con mayor importancia en la es el costo de construcción del embalse. Las restantes variables tienen un efecto marginal.

Tabla 9.11-21. Análisis de incidencia de las variables en la rentabilidad del proyecto

Embalse Montecillo						
Ítem Evaluación		Variación	VAN _{Base} (millones \$)	VAN _{Modificado} (millones \$)	Δ VAN (millones \$)	Elasticidad
Beneficios Agrícolas		10%	58.370	109.898	51.528	8,83
Inversión	Embalse	10%	58.370	41.021	-17.349	-2,97
	Expropiaciones	10%	58.370	57.185	-1.185	-0,20
Costos Operación		10%	58.370	56.693	-1.678	-0,29
Costos Ambientales		10%	58.370	57.831	-539	-0,09
Embalse Recova						
Ítem Evaluación		Variación	VAN _{Base} (millones \$)	VAN _{Modificado} (millones \$)	Δ VAN (millones \$)	Elasticidad
Beneficios Agrícolas		10%	41.085	92.613,2	51.528	12,54
Inversión	Embalse	10%	41.085	23.015	-18.069	-4,40
	Expropiaciones	10%	41.085	39.456	-1.629	-0,40
Costos Operación		10%	41.085	39.337,9	-1.747	-0,43
Costos Ambientales		10%	41.085	40.050,8	-1.034	-0,25

Fuente: Elaboración propia.

En concordancia con lo anterior, la Tabla 9.11-22 muestra los indicadores para un cambio de $\pm 10\%$ en las variables ingreso agropecuario y costo del embalse. Los resultados confirman la alta sensibilidad a los cambios en el ingreso agropecuario, siendo necesaria una disminución de 11,33% en el embalse Montecillo-1 para volver el proyecto no rentable, valor que es aún menor en el caso del embalse La Recova. Por otra parte, en el caso del costo, se requiere un aumento del 33,64% en los costos para el embalse Montecillo-1, con un incremento mayor para el embalse La Recova.

Tabla 9.11-22. Análisis de sensibilidad. Beneficio agrícola y costos del embalse Montecillo

Item Evaluación	Variación (%)				Variación para VAN=0 (%)
	10%		-10%		
	VAN Social (MM \$)	TIR (%)	VAN Social (MM \$)	TIR (%)	
Embalse Montecillo					
Ingresos Agrícolas	109.898,4	8,65%	6.842,5	6,19%	-11,33%
Costo Embalse	41.021,4	6,99%	75.719,5	8,04%	33,64%
Embalse La Recova					
Ingresos Agrícolas	92.613,2	8,13%	-10.442,8	5,73%	-7,97%
Costo Embalse	23.015,9	6,53%	59.154,5	7,52%	37,43%

Fuente: Elaboración propia.

Otro análisis consiste en modificar la gradualidad de los cambios en la Situación Con Proyecto, los que se desprenden de la incorporación de los cultivos que conforman el nuevo uso del suelo. Dado lo anterior se confeccionó un escenario denominado “temprano” en donde la incorporación de los cultivos fuera más rápida que la estimada inicialmente, y otro “tardío” en el cual los cambios se producen en forma más lenta.

La Tabla 9.11-23 muestra las tasas de incorporación utilizadas en cada caso.

Tabla 9.11-23. Tasas de incorporación cultivos escenarios de incorporación agrícola

Año		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
C. Anuales y frutales existentes E1 a E3	Base	0	10	20	32	45	55	65	75	85	95	100	100	100
	Temprano	0	15	30	45	55	65	80	90	100	100	100	100	100
	Tardío	0	5	7	10	20	35	50	65	75	85	90	95	100
C. anuales y frutales existentes E4 y E5	Base	0	12	25	38	52	67	80	90	100	100	100	100	100
	Temprano	0	15	38	52	70	85	100	100	100	100	100	100	100
	Tardío	0	5	10	20	30	45	55	65	80	90	100	100	100
C. anuales y frutales existentes E6 y E7	Base	0	15	30	45	65	85	100	100	100	100	100	100	100
	Temprano	0	20	35	75	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	Tardío	0	7	12	25	38	52	70	85	100	100	100	100	100
Nuevas Plantaciones de Frutales E1 a E3	Base	0	8	16	30	45	55	65	75	85	95	100	100	100
	Temprano	0	10	30	45	60	75	90	95	100	100	100	100	100
	Tardío	0	5	7	10	20	35	50	65	75	85	90	95	100
Nuevas Plantaciones de Frutales E4 a E7	Base	0	8	20	35	50	65	80	90	100	100	100	100	100
	Temprano	0	10	40	55	70	85	100	100	100	100	100	100	100
	Tardío	0	5	10	15	30	45	55	65	80	90	100	100	100

Fuente: Elaboración propia.

Estas tasas tienen repercusión en la gradualidad de la incorporación de la superficie, costos indirectos, habilitación de suelos, inversión en riego tecnificado, asistencia técnica y la estabilización de los márgenes brutos.

La Tabla 9.11-24 muestra el análisis de sensibilidad para la incorporación de la tierra a la agricultura de riego, donde se refleja que si la gradualidad de los cambios sucede en un periodo menor, el efecto de aumento de los beneficios agrícolas en los primeros años provoca que la rentabilidad del proyecto aumente.

Tabla 9.11-24 - Análisis de sensibilidad Escenarios de gradualidad de incorporación de agrícola

Item Evaluación	Montecillo		La Recova	
	VAN Social (MM \$)	TIR (%)	VAN Social (MM \$)	TIR (%)
Incorporación Temprana	82.071,1	8,13%	64.785,8	7,60%
Incorporación Tardía	33.938,5	6,85%	16.653,3	6,40%

Fuente: Elaboración propia.

En relación con lo anterior, resulta interesante evaluar el efecto de la participación de los agricultores en el proyecto, en términos de la cantidad de predios. Tal como lo muestra la Tabla 9.11-25, esta variable tiene alta incidencia en la rentabilidad del proyecto ya que, por ejemplo, el VAN social es negativo si solo se incorpora el 80% de los predios.

Tabla 9.11-25 - Análisis de sensibilidad participación de predios

Item Evaluación	Montecillo		La Recova	
	VAN Social (MM \$)	TIR (%)	VAN Social (MM \$)	TIR (%)
90% Predios	-1.016,6	5,97%	-18.301,9	5,53%
80% Predios	-60.403,7	4,31%	-77.689,0	3,92%

Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, se ha evaluado el cambio del VAN social ante una variación del periodo de ejecución de las obras, resultados que se muestran en la Tabla 9.11-26. Destaca que en el caso de Montecillo el proyecto se vuelve menos rentable mientras más demore la construcción, situación distinta a la de La Recova, en donde primero la rentabilidad baja y luego vuelve a subir, lo que se explica por la mayor proporción que representan los costos de las obras en los flujos.

Tabla 9.11-26. Análisis de sensibilidad periodo ejecución obras

Item Evaluación	Montecillo		La Recova	
	VAN Social (MM \$)	TIR (%)	VAN Social (MM \$)	TIR (%)
Construcción en 2 años	46.139,0	7,21%	29.304,7	6,73%
Construcción en 3 años	34.201,5	6,92%	36.722,9	6,96%

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se presenta la Tabla 9.11-27 con la incidencia conjunta de las distintas variables anteriormente analizadas. Se observa que el embalse Montecillo se vuelve no rentable en 3 casos de los 5 evaluados: cuando se incorpora el 90% de los predios y además el ingreso agrícola disminuya un 5% o el coste de las obras aumente el 5% o más. Por su parte, para el embalse La Recova los indicadores son negativos en 4 de los 5 casos evaluados.

Tabla 9.11-27 - Análisis de sensibilidad conjunto

Item Evaluación	Montecillo		La Recova	
	VAN Social (MM \$)	TIR (%)	VAN Social (MM \$)	TIR (%)
(Ingresos - 5%) + (Costos obras + 10%)	15.257,4	6,38%	-10.442,8	5,97%
(Ingresos - 5%) + (Costos obras + 5%)	23.931,9	6,61%	8.533,2	6,19%
(Ingresos - 5%) + (90% Predios)	-21.617,5	5,41%	-38.902,7	4,98%
(90% Predios) + (Costos obras + 10%)	-18.365,7	5,54%	-36.371,1	5,12%
(90% Predios) + (Costos obras + 5%)	-9.691,2	5,75%	-27.336,5	5,32%

Fuente: Elaboración propia.

11.6. INDICADORES ADICIONALES

11.6.1. Generación de empleo

Un aspecto importante a destacar es la generación de mano de obra agrícola versus la Situación Actual. En la Tabla 9.11-28 es posible observar, para el embalse de mayor tamaño (Esc 1.1), el balance de la generación de empleo agrícola permanente y temporal entre la Situación Actual y la Situación Con Proyecto, en el cual destaca el crecimiento dispar en el empleo femenino y masculino.

Tabla 9.11-28. Generación de empleo agrícola

Tipo	Sexo	SA	SCP-Esc-1.1	Variación	
				Nº	% Total
Jornadas Anuales Totales	Masculinas	746.438	1.859.656	1.113.218	149,1%
	Femeninas	274.079	968.004	693.926	253,2%
Jornadas Anuales Permanentes	Masculinas	508.530	768.799	260.269	51,2%
	Femeninas	39.066	108.537	69.471	177,8%
Empleos Mensuales Permanentes	Masculinos	1.766	2.669	904	51,2%
	Femeninas	136	377	241	177,8%
Jornadas Anuales Temporales	Masculinas	237.908	1.090.857	852.949	358,5%
	Femeninas	235.012	859.467	624.455	265,7%

Fuente: Elaboración propia

11.6.2. Rentabilidad por hectárea productiva

La rentabilidad por hectárea productiva consiste en el cociente entre el beneficio ocasionado por el proyecto y el número de hectáreas beneficiadas. La rentabilidad por hectárea productiva para el embalse de mayor tamaño (Escenario 1.1) se presenta en la Tabla 9.11-29. En Situación Con Proyecto se produce un incremento del orden del 51,5% en relación a la rentabilidad de la situación Sin Proyecto. Este resultado, y los siguientes, confirman el importante impacto de la construcción de una obra de riego en el valle.

Tabla 9.11-29 - Rentabilidad por hectárea productiva

Situación	A - Rentabilidad Promedio Área de Estudio (\$)	B - Superficie Cultivada Riego + seco (ha)	C- Rentabilidad por Hectárea (\$) (A/B)	D - Incrementos (%)
Sin Proyecto	18.237.207.006	20.332,1	896.966	-
Con Proyecto	38.737.228.539	28.510,4	1.358.705	51,5

Fuente: Elaboración propia a partir de flujos agroeconómicos.

11.6.3. Ingreso per cápita asignable al sector agropecuario

El ingreso per cápita asignable al sector agropecuario consiste en el cociente entre el beneficio ocasionado por el proyecto y el número de agricultores beneficiados con el mismo. El ingreso per cápita de la Situación Con Proyecto se incrementa en 112,4% en el Escenario 1.1 en relación a la Situación Sin Proyecto, lo que coincide con las mayores utilidades por encima de las remuneraciones de la labor agrícola. Esta información se presenta en la Tabla 9.11-30.

Tabla 9.11-30. Ingreso per cápita

Situación	A - Rentabilidad Promedio Área de Estudio (\$)	B- Número de Agricultores	C - Ingreso per cápita (\$) (A/B)	D - Ingreso per cápita mensual (\$) (C/12)	E - Incrementos (%)
Sin Proyecto	18.237.207.006	1.931	9.444.437	787.036	-
Con Proyecto	38.737.228.539	1.931	20.060.709	1.671.726	112,4

Fuente: Elaboración propia a partir de flujos agroeconómicos.

11.6.4. Generación de impuestos

La generación de impuestos corresponde al impuesto generado por el incremento de la utilidad producto de la entrada en funcionamiento del embalse. Al respecto la generación de impuestos producto de la construcción de obras se incrementa en un 129,7% en el Esc 1.1, al pasar de \$3,7 mil millones en Situación Actual a más de \$8,4 mil millones (Tabla 9.11-31).

Tabla 9.11-31. Generación Impuestos

Situación	A - Utilidad Promedio Área de Estudio	B - Impuestos (\$) (A*0,2)	C – Incrementos (%)
Sin Proyecto	18.376.005.985	3.675.201.197	-
Con Proyecto	42.205.467.149	8.441.093.430	129,7

Fuente: Elaboración propia a partir de flujos agroeconómicos.

11.7. EXTERNALIDADES

Además de lo descrito, se pueden mencionar otros efectos adicionales, que debido a sus características propias y su complejidad, no pueden ser valorados en esta fase de Prefactibilidad dentro de la evaluación económica:

- Medio construido: No se detectan efectos significativos en los asentamientos humanos, ya que el proyecto se ubica en una zona despoblada del valle.
- Paisaje: Los efectos deben ser minimizados y monitoreados en concordancia con lo indicado posteriormente en el Análisis Ambiental.
- El beneficio mínimo por control de crecidas, con las hipótesis más conservadoras, es nulo. En fase de Factibilidad, con la información y recursos para realizar de forma más detallada este análisis, podría evaluarse económicamente.
- Es claro que las actividades relacionadas con el turismo se verán afectadas por la aparición del embalse, pero en esta fase de Prefactibilidad no resulta posible cuantificar económicamente los beneficios de algunas y los perjuicios en otras, y por tanto no se considera un beneficio económico por este motivo.
- El posible beneficio de entregar un caudal firme a sistemas de APR locales, teniendo en cuenta las características poblaciones en esta zona de la Región del Maule, puede considerarse inexistente.

11.8. MOMENTO ÓPTIMO DE LA INVERSIÓN

El momento óptimo de inversión se obtiene al comparar el VAN de invertir en el momento n versus hacerlo en el momento $n+1$. La premisa fundamental para que este cálculo sea posible de realizar es que los beneficios netos anuales posibles sean independientes del momento de inicio del proyecto, es decir que su evolución y gradualidad de incorporación no dependan de la construcción del embalse, sino de la evolución de la demanda o una variación en el mercado los insumos. Un ejemplo claro de lo anterior sucede en los proyectos de agua potable o alcantarillado, en los cuales, dependiendo del año de entrada en vigencia de la obra, podrá abastecer una demanda que depende del aumento poblacional. En el proyecto de embalse en estudio los beneficios agrícolas dependen en forma radical de la construcción de la obra, por lo que no resulta pertinente este cálculo. En este caso el momento de realización de la obra dependerá de la comparación del proyecto con otros dentro de la cartera del inversionista, en este caso el Estado.

11.9. ANÁLISIS FINANCIERO

El presente capítulo, se refiere al análisis del financiamiento que deben considerar los agricultores según el costo que tenga la obra para ellos. Se supone que la obra será construida bajo los procedimientos que establece el DFL N°1.123 de 1981. El análisis financiero de los predios tipo se basa en los siguientes supuestos:

- Las obras asociadas al riego se construyen en el primer año de análisis (año 0), correspondiendo al segundo período el inicio de la situación con proyecto.
- Se contempla el ofrecimiento de un crédito blando a 20 años para el pago de las obras, el que debe ser contrastado con la disposición de pago de los beneficiarios, a fin de obtener el subsidio requerido para llevar a cabo el proyecto. Se ha calculado el pago potencial con tasas de 2% y 4,5%. Se determinó que el pago anual por hectárea de la obra es \$414.595 con una tasa de 2% y de \$521.160 con 4,5%.
- La tasa de descuento es de un 12%, al igual que la evaluación económica privada.
- Los valores de ingresos agropecuarios, costos directos de la actividad agropecuaria, costos indirectos, margen neto y margen neto corregido por el efecto hidrológico, para las situaciones Con y Sin proyecto, corresponden a los valores de mercado determinados, para cada predio tipo, en la estudio agroeconómico del estudio.
- El capital de trabajo considerado para las situaciones Sin y Con Proyecto corresponde a un 20% de los costos indirectos, otros costos y las inversiones de los tres primeros años, el que es financiado mediante crédito a 10 años con una tasa de interés de un 8,0%, en cuotas iguales.
- Se ha supuesto que la realización del proyecto debe permitir, a cada predio tipo, entregar al propietario una cierta rentabilidad por su actividad, que representa su sustento familiar. De esta forma se ha definido, para el diferencial de flujos entre las situaciones Sin y Con Proyecto. El factor así definido se aplica anualmente a la utilidad después del impuesto. Dado el nivel tecnológico existente, se adopta para todos los estratos una utilidad de 10%.

Al aplicar estos supuestos se obtuvieron los resultados presentados en las Tablas 9.11-32 a 9.11-33 para el embalse Montecillo Esc 1.1 a nivel de predio promedio con tasas de 2% y 4,5%. El detalle se presenta en los Anexos en formato digital.

Tabla 9.11-32. Resultados análisis financiero (\$/predio promedio). Tasa de interés obras 2%

Sector	Estrato	Superficie Predial (ha)	Valor inicial a Pagar (\$)	Capacidad de Pago (\$)	Valor a Subsidiar (\$)	Subsidio (%)
1	1	1,1	457.248	0	457.248	100,00
	2	3,1	1.300.643	340.194	960.449	73,84
	3	1,6	669.064	436.283	232.781	34,79
	4	2,0	841.096	0	841.096	100,00
	5	5,8	2.404.217	0	2.404.217	100,00
	6	7,5	3.104.879	650.754	2.454.126	79,04
	7	22,1	9.174.018	0	9.174.018	100,00
2	1	0,6	256.268	145.657	110.612	43,16
	2	2,3	972.428	405.800	566.629	58,27
	3	8,1	3.355.928	1.430.465	1.925.463	57,37
	4	18,9	7.820.006	3.727.722	4.092.285	52,33
	5	33,8	14.030.957	6.283.455	7.747.502	55,22
	6	61,1	25.329.066	12.371.358	12.957.708	51,16
	7	120,3	49.858.978	30.647.324	19.211.654	38,53
3	1	0,7	304.621	82.945	221.676	72,77
	2	2,7	1.105.100	322.985	782.115	70,77
	3	8,1	3.367.652	1.422.303	1.945.348	57,77
	4	18,9	7.822.545	3.739.347	4.083.198	52,20
	5	28,5	11.835.700	5.325.010	6.510.690	55,01
	6	44,8	18.562.010	5.746.998	12.815.012	69,04
	7	107,8	44.686.013	26.534.527	18.151.487	40,62
4	1	0,7	303.541	158.568	144.973	47,76
	2	2,9	1.192.638	683.364	509.273	42,70
	3	7,8	3.245.348	1.559.913	1.685.434	51,93
	4	19,8	8.206.454	5.230.527	2.975.927	36,26
	5	33,7	13.952.051	6.442.645	7.509.406	53,82
	6	70,2	29.091.029	17.142.451	11.948.578	41,07
	7	137,5	56.995.959	17.789.210	39.206.748	68,79
5	1	0,0	0	0	0	0,00
	2	3,6	1.477.448	201.683	1.275.765	86,35
	3	8,0	3.312.009	825.389	2.486.620	75,08
	4	18,2	7.547.636	2.181.098	5.366.538	71,10
	5	26,9	11.171.772	2.659.193	8.512.579	76,20
	6	62,9	26.058.741	13.194.851	12.863.890	49,36
	7	99,2	41.129.750	48.296.804	0	0,00
6	1	0,6	256.976	4.942	252.034	98,08
	2	2,7	1.117.280	443.989	673.291	60,26
	3	7,0	2.904.555	803.725	2.100.830	72,33
	4	18,2	7.557.289	2.346.206	5.211.083	68,95
	5	25,1	10.412.675	6.468.331	3.944.344	37,88
	6	62,0	25.712.196	0	25.712.196	100,00
	7	89,8	37.218.321	16.725.202	20.493.118	55,06
7	1	1,0	409.497	179.200	230.297	56,24
	2	2,9	1.197.827	678.325	519.501	43,37
	3	7,5	3.096.669	745.082	2.351.586	75,94
	4	19,9	8.253.089	3.068.650	5.184.439	62,82
	5	31,2	12.931.285	9.057.591	3.873.694	29,96
	6	58,3	24.164.827	14.302.416	9.862.410	40,81
	7	102,6	42.551.026	0	42.551.026	100,00
8	1	1,2	513.666	212.929	300.737	58,55
	2	2,9	1.201.801	442.474	759.327	63,18
	3	7,7	3.177.809	926.205	2.251.604	70,85
	4	19,8	8.196.540	3.731.146	4.465.394	54,48
	5	0,0	0	0	0	0,00
	6	18,3	7.570.234	0	7.570.234	100,00
	7	0,0	0	0	0	0,00
9	1	0,0	0	0	0	0,00
	2	0,9	363.138	38.125	325.013	89,50
	3	5,3	2.217.702	41.043	2.176.659	98,15
	4	8,3	3.456.115	4.309.303	0	0,00
	5	33,0	13.687.426	23.523.780	0	0,00
	6	26,4	10.933.954	0	10.933.954	100,00
	7	75,0	31.094.603	35.093.547	0	0,00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9.11-33. Resultados análisis financiero (\$/predio promedio). Tasa de interés obras 4,5%

Sector	Estrato	Superficie Predial (ha)	Valor inicial a Pagar (\$)	Capacidad de Pago (\$)	Valor a Subsidiar (\$)	Subsidio (%)
1	1	1,1	574.777	0	574.777	100,00
	2	3,1	1.634.954	340.194	1.294.760	79,19
	3	1,6	841.037	436.283	404.754	48,13
	4	2,0	1.057.287	0	1.057.287	100,00
	5	5,8	3.022.186	0	3.022.186	100,00
	6	7,5	3.902.942	650.754	3.252.189	83,33
	7	22,1	11.532.064	0	11.532.064	100,00
2	1	0,6	322.138	145.657	176.482	54,78
	2	2,3	1.222.376	405.800	816.577	66,80
	3	8,1	4.218.520	1.430.465	2.788.055	66,09
	4	18,9	9.830.023	3.727.722	6.102.301	62,08
	5	33,8	17.637.407	6.283.455	11.353.951	64,37
	6	61,1	31.839.526	12.371.358	19.468.168	61,14
	7	120,3	62.674.488	30.647.324	32.027.164	51,10
3	1	0,7	382.919	82.945	299.974	78,34
	2	2,7	1.389.150	322.985	1.066.165	76,75
	3	8,1	4.233.256	1.422.303	2.810.953	66,40
	4	18,9	9.833.214	3.739.347	6.093.867	61,97
	5	28,5	14.877.891	5.325.010	9.552.881	64,21
	6	44,8	23.333.099	5.746.998	17.586.101	75,37
	7	107,8	56.171.889	26.534.527	29.637.363	52,76
4	1	0,7	381.562	158.568	222.994	58,44
	2	2,9	1.499.187	683.364	815.823	54,42
	3	7,8	4.079.516	1.559.913	2.519.603	61,76
	4	19,8	10.315.802	5.230.527	5.085.274	49,30
	5	33,7	17.538.219	6.442.645	11.095.573	63,27
	6	70,2	36.568.446	17.142.451	19.425.995	53,12
	7	137,5	71.645.924	17.789.210	53.856.713	75,17
5	1	0,0	0	0	0	0,00
	2	3,6	1.857.204	201.683	1.655.521	89,14
	3	8,0	4.163.312	825.389	3.337.923	80,17
	4	18,2	9.487.643	2.181.098	7.306.546	77,01
	5	26,9	14.043.310	2.659.193	11.384.117	81,06
	6	62,9	32.756.754	13.194.851	19.561.902	59,72
	7	99,2	51.701.542	48.296.804	3.404.738	6,59
6	1	0,6	323.028	4.942	318.086	98,47
	2	2,7	1.404.460	443.989	960.471	68,39
	3	7,0	3.651.128	803.725	2.847.403	77,99
	4	18,2	9.499.778	2.346.206	7.153.572	75,30
	5	25,1	13.089.098	6.468.331	6.620.768	50,58
	6	62,0	32.321.135	0	32.321.135	100,00
	7	89,8	46.784.737	16.725.202	30.059.535	64,25
7	1	1,0	514.752	179.200	335.552	65,19
	2	2,9	1.505.710	678.325	827.385	54,95
	3	7,5	3.892.621	745.082	3.147.539	80,86
	4	19,9	10.374.422	3.068.650	7.305.773	70,42
	5	31,2	16.255.080	9.057.591	7.197.489	44,28
	6	58,3	30.376.037	14.302.416	16.073.620	52,92
	7	102,6	53.488.135	0	53.488.135	100,00
8	1	1,2	645.696	212.929	432.767	67,02
	2	2,9	1.510.706	442.474	1.068.232	70,71
	3	7,7	3.994.617	926.205	3.068.412	76,81
	4	19,8	10.303.339	3.731.146	6.572.193	63,79
	5	0,0	0	0	0	0,00
	6	18,3	9.516.050	0	9.516.050	100,00
	7	0,0	0	0	0	0,00
9	1	0,0	0	0	0	0,00
	2	0,9	456.477	38.125	418.353	91,65
	3	5,3	2.787.730	41.043	2.746.687	98,53
	4	8,3	4.344.459	4.309.303	35.155	0,81
	5	33,0	17.205.576	23.523.780	0	0,00
	6	26,4	13.744.365	0	13.744.365	100,00
	7	75,0	39.087.009	35.093.547	3.993.462	10,22

Fuente: Elaboración propia

Al analizar los resultados presentados, se observa que todos los estratos tienen problemas de flujo de caja en algún momento del proyecto. Además, existe una gran cantidad de agricultores que requieren un subsidio mayor al 65%, aunque en contados casos llega al 100%. De esta forma, en términos globales, los agricultores tienen disposición de financiar un poco menos del 50% del proyecto con una tasa de interés del 2%, y disposición de financiar el 40% en el caso de una tasa del 4,5%, lo que se traduce en la entrega de un subsidio anual de \$6.191.899.089 (con tasa del 2%) y de \$9.194.514.638 (con tasa del 4,5%).

De manera similar se presenta las Tablas 9.11-34, en las cual se ha ponderado la disposición (capacidad) de pago y los subsidios, por hectárea y expandido, para cada estrato de tamaño predial, independientemente del sector en el cual se encuentre. Se observa que el estrato 1 es el que requiere mayor subsidio; el estrato 5 requiere un porcentaje mucho menor.

Tabla 9.11-34. Capacidad de pago y subsidio necesario ponderado por estrato/hectárea

Estrato	Valor inicial a Pagar (\$)/ha	Capacidad de Pago (\$)	Valor a Subsidiar (\$/ha)	Subsidio (%)
Tasa de Interés Obras 2,0%				
1	414.595	129.962	284.632	68,65
2	414.595	148.534	266.061	64,17
3	414.595	133.970	280.625	67,69
4	414.595	190.842	223.753	53,97
5	414.595	228.895	185.700	44,79
6	414.595	154.163	260.432	62,82
7	414.595	217.329	197.266	47,58
Total	414.595	197.414	217.180	52,38
Tasa de Interés Obras 4,5%				
1	521.160	129.962	391.198	75,06
2	521.160	148.534	372.626	71,50
3	521.160	133.970	387.190	74,29
4	521.160	196.767	324.393	62,24
5	521.160	245.025	276.135	52,98
6	521.160	154.163	366.997	70,42
7	521.160	232.133	289.027	55,46
Total	521.160	198.663	322.497	61,88

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, tal como es solicitado en los términos de referencia del estudio, se ha intentado calcular los mismos indicadores anteriores (pago total, capacidad de pago y subsidio) en relación a los derechos de aprovechamiento de aguas disponibles, expresados en \$/acción. Sin embargo, en estas áreas de estudio no resulta posible obtener estos valores, como puede comprenderse después de consultar los antecedentes legales, entre otras cosas, por los siguientes motivos:

- En algunos casos hay equivalencias acción / caudal distinta entre cauces afluentes y canales.
- Existen diversas unidades de medida distintas a las acciones, tales como "regadores".
- No se dispone de información detallada de los derechos de aprovechamiento inscritos, o acciones, o ambos, para los usuarios a nivel individual.

11.10. RECOMENDACIÓN DEL PROYECTO

Conforme a los resultados obtenidos, se recomienda continuar en etapa de factibilidad con el desarrollo del embalse **Montecillo-1** con un volumen de **187 hm³ (Escenario 1.1)**, el que para uso exclusivo para riego alcanza un VAN social de 58.370,5 millones de pesos y una TIR social de 7,49%. Se recomienda además avanzar en el análisis del proyecto de generación hidroeléctrica, ya que mejora significativamente los indicadores económicos; en particular el VAN social aumenta en cerca de 30.000 millones de pesos, y la TIR social aumenta desde un 7,49% al 8,20%.

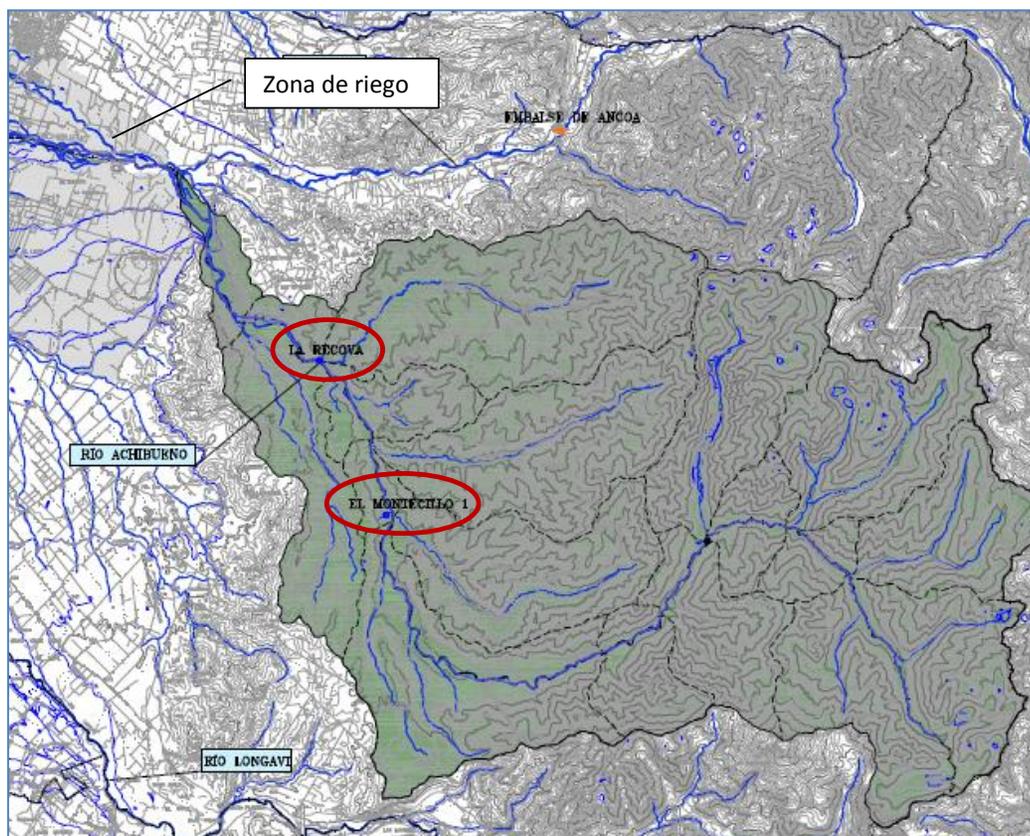
Por otra parte, el análisis de sensibilidad muestra que el proyecto de mayor volumen es rentable para la mayoría de los casos, lo que refuerza la recomendación anterior.

12. CONCLUSIONES SOBRE LAS SOLUCIONES DE EMBALSE

12.1. DESCRIPCIÓN DE LAS SOLUCIONES

De los estudios técnicos de ingeniería desarrollados se concluye que los dos mejores emplazamientos que reúnen las condiciones necesarias para ser viables sobre el cauce del río Achibueno, para la ubicación de un embalse de riego que cubra los objetivos establecidos son los denominados **La Recova** y **Montecillo-1**. Ambas soluciones se ubican en la zona media del valle del río Achibueno.

Figura 9.12-1. Situación de las soluciones de embalse



Fuente: Elaboración propia.

Una de las premisas fundamentales en las que se basa la elección y diseño del tipo de presa es la aptitud geológico-geotécnica del terreno sobre el que se funda: profundidad y resistencia del sustrato de apoyo, profundidad de excavación requerida, y garantías de impermeabilidad.

Respecto a La Recova, el sustrato del cauce y de la zona inferior de las márgenes es rocoso, presentando condiciones favorables en cuanto a resistencia o capacidad de soporte para cualquier tipología de presa. Sin embargo, el sustrato que cubre la zona superior a la cota 320 msnm es roca blanda, de características resistentes muy inferiores. Por ello, teniendo en cuenta la elevada altura de muro requerida, se ha establecido la tipología de presa de materiales locales con pantalla de hormigón.

En la solución de Montecillo, la roca está presente en el fondo del cauce, bajo el aluvial, y en las zonas baja-media de ambas márgenes, aunque hay ciertas dudas sobre la calidad del macizo rocoso en uno de los estribos, que hacen más aconsejable la tipología de materiales locales con pantalla de hormigón. Por tanto, desde el punto de vista geológico, tiene mejores condiciones La Recova, pero para la tipología de presa establecida, ambas reúnen condiciones muy favorables y parecidas.

Con las mismas demandas de riego (con seguridad mínima del 85%), y teniendo en cuenta el volumen de embalse muerto (algo menor en El Montecillo-1), se requiere una capacidad de embalse un poco mayor en La Recova que en El Montecillo-1, que se debe principalmente por las necesidades del caudal ecológico. Los caudales de crecida son también más altos en La Recova, por tener asociada una hoya mayor, lo que conduce a que su evacuador de crecidas sea también mayor y más caro. Análogamente ocurre con las obras de desvío, que son más importantes en La Recova (caudal del túnel de desvío un 32% mayor y altura de dique un 10% más).

Tabla 9.12-1. Parámetros principales de los embalses

	Embalse La Recova	Embalse Montecillo 1
Altura de presa	79 m	89 m
Volumen de embalse (nivel normal)	203 hm ³	187 hm ³
Superficie de inundación (situación normal)	1060 ha	855 ha
Q _{entrada} para T=1000 años	2.709 m ³ /s	2.059 m ³ /s
Q _{salida} para T=1000 años	1.601 m ³ /s	1.270 m ³ /s

Fuente: Elaboración propia.

En ambas soluciones, los impactos ambientales de ambos embalses sobre el entorno natural no son graves y resultan asumibles; los mayores impactos son sobre la actividad económica, específicamente en agricultura y ganadería, y sobre los asentamientos humanos rurales. El impacto social que provoca el embalse La Recova es mucho más alto que el ocasionado por el embalse Montecillo, porque se inunda el Valle de Vega de Salas (en la margen derecha del río Achibueno, a 1,5 km aguas arriba del muro de La Recova), donde existe un importante sector agrícola y una cantidad relevante de viviendas, que potencialmente sería el área más impactada en ambas alternativas.

12.2. VALORACIÓN ECONÓMICA

La evaluación económica realizada ha considerado los costes y beneficios de cada una de las dos soluciones, y con diferentes tamaños, obteniendo diversos indicadores económicos y analizando la sensibilidad a la variación de algunos parámetros de partida. El análisis financiero contempla un horizonte de evaluación de 30 años.

Entre los beneficios de la construcción de un embalse, el principal corresponde al aumento en la seguridad de riego, lo que permite mejorar la expresión del potencial productivo de los cultivos, provocando la inversión en cultivos de mayor rentabilidad, que no se producirían sin la seguridad de riego que proporciona el embalse. Por tanto, los beneficios considerados en la evaluación han sido los incrementos de la producción agrícola, el valor incremental de la tierra, y la potencial producción hidroeléctrica.

El beneficio real por control de crecidas puede ser muy significativo, aunque no resulta cuantificable económicamente en fase de prefactibilidad. No obstante, teóricamente es mejor el embalse situado más aguas arriba (El Montecillo-1), pues es el que permite mayor tiempo de reacción ante los posibles daños.

Tampoco resulta posible la cuantificación económica de los posibles beneficios sobre el turismo, aunque se observa cierto optimismo entre los empresarios del rubro, que contrasta con algunas afirmaciones contrarias de ciertos grupos ciudadanos. Ciertamente, algunas de las actividades turísticas que actualmente se contemplan (kajak, rafting, pesca con mosca y senderismo), resultarían obstaculizadas por el futuro embalse, al menos en cierto tramo del río Achibueno. Sin embargo, otras actividades turísticas más relevantes y relacionadas con el turismo rural (alpinismo, navegación a vela, turismo rural residencial, acampada, etc.) resultan compatibles con el embalse, e incluso podrían potenciarse.

El posible beneficio de entregar un caudal firme a sistemas de APR locales, teniendo en cuenta las características poblaciones en esta zona de la Región del Maule, puede considerarse inexistente.

Los costos considerados corresponden a la construcción de la infraestructura hidráulica (presa y obras complementarias), los costos de mejora y tecnificación de las infraestructuras de riego actuales, las medidas de mitigación ambiental, las expropiaciones necesarias, la restitución de los viales y otras infraestructuras civiles afectadas, los costos de operación y mantenimiento de las obras, y el coste opcional de construcción de la posible central hidroeléctrica a pie de presa.

De la valoración económica realizada, se deduce que para obtener el mismo beneficio agrícola (asegurar al 85% la demanda futura de agua para riego del valle), el coste de construcción del embalse La Recova es de un 4% al 7% superior al coste de construcción del embalse Montecillo (según los escenarios).

También son mayores las expropiaciones en La Recova que en El Montecillo, entre el 37% y el 45%, debido a la mayor superficie de inundación y número de propiedades afectadas. En cuanto a las medidas correctoras de carácter ambiental, incluyendo la reforestación, el presupuesto para La Recova es casi el doble que en El Montecillo, a causa de la menor superficie de bosque afectada.

En conjunto, el presupuesto total de La Recova es un 8%-11% más alto que el de Montecillo. Los costes de operación son también mayores para La Recova que para el embalse Montecillo.

Tabla 9.12-2. Resumen de Costos directos del embalse (millones de \$)

COSTOS (millones de pesos)	Esc . 1.1	Esc . 1.2	Esc . 1.3	Esc . 1.4	Esc . 1.5
LA RECOVA					
Construcción	227.129	225.434	220.987	212.603	204.282
Expropiaciones	16.286	16.156	14.623	13.305	12.022
Medidas ambientales	10.639	10.606	10.220	9.889	9.566
Costes Totales	254.054	252.195	245.831	235.797	225.869
MONTECILLO					
Construcción	218.059	215.524	209.272	200.084	190.921
Expropiaciones	11.850	11.762	10.517	9.502	8.290
Medidas ambientales	5.547	5.533	5.356	5.212	5.040
Costes Totales	235.456	232.819	225.145	214.798	204.251

Fuente: Elaboración propia

Los costes de construcción y mantención de la posible central hidroeléctrica en la presa de La Recova son ligeramente más altos que en la presa de Montecillo. La potencia instalada sería muy similar en ambos casos (>10 MW). La Recova puede turbinar más caudal, pero Montecillo posee mayor altura. Con un factor de planta en torno al 40% (algo mayor en La Recova) la producción hidroeléctrica promedio se ha cuantificado en 39 GWh anuales en La Recova y 37 GWh anuales en Montecillo. El presupuesto de construcción de la central sería de unos 14,5 millones de dólares en La Recova y poco más de 11 millones de dólares en El Montecillo, de forma que ésta última opción resulta más rentable.

Existen otras externalidades positivas, como la generación de empleo agrícola (permanente y temporal), la rentabilidad por hectárea productiva (cociente entre beneficio agrícola y número de hectáreas beneficiadas), el ingreso per cápita asignable al sector agropecuario (cociente entre el beneficio ocasionado y el número de agricultores beneficiados) y la generación de impuestos. Así, la rentabilidad por hectárea productiva crece más del 51% en relación a la rentabilidad sin proyecto, lo que confirma el fuerte impacto de la realización de un embalse de regulación en el valle. El ingreso per cápita del sector agropecuario se incrementa el 112%, y la generación de impuestos crecería un 130%. Sin embargo, estos beneficios son análogos para ambas soluciones, y no suponen un factor comparativo entre los dos embalses.

Finalmente, los resultados del estudio financiero realizado muestran que a precios sociales, el proyecto del embalse de uso exclusivo para riego es rentable para los escenarios más ambiciosos de riego, tanto para el embalse La Recova como para El Montecillo. Esta situación se repite para el caso del embalse de uso conjunto para riego y generación hidroeléctrica, con mejores indicadores económicos.

Tabla 9.12-3 – Resumen de resultados de la evaluación económica uso riego

Solución	Volumen de embalse (hm ³)	VAN (MM \$)	IVAN	VAN/Sup (MM \$/ha)	n/k	TIR (%)
La Recova	203,0	41.085,2	0,23	1,4	1,17	7,00%
El Montecillo-1	187,0	58.370,5	0,34	2,0	1,27	7,49%

En conclusión, conforme a los resultados obtenidos, se recomienda continuar en etapa de factibilidad con el desarrollo del embalse **Montecillo-1**, con un volumen de 187 hm³, que alcanza un VAN social de 58.370,5 millones de pesos y una TIR social de 7,49% cuando tiene un uso exclusivo para riego. Se recomienda además avanzar en el análisis del proyecto de generación hidroeléctrica, ya que mejora significativamente los indicadores económicos; en particular el VAN social aumenta en cerca de 30.000 millones de pesos, y la TIR social aumenta hasta el 8,20%.

Por otra parte, el análisis de sensibilidad muestra que el proyecto Montecillo-1 de mayor volumen de embalse es rentable para la mayoría de los casos, lo que refuerza la conclusión anterior.