



UNIVERSIDAD AUSTRAL DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERIA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL EN OBRAS CIVILES

***ANALISIS DE OBRAS TRANSVERSALES NO TRADICIONALES  
PARA EL CONTROL DE ALUVIONES,  
EN LA QUEBRADA MACKAY DEL CERRO DIVISADERO, COYHAIQUE,  
XI REGION.***

Memoria para optar al título de:  
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:  
Ing. Civil Hidráulico Marcelo Matthey Correa

CECILIA SOLEDAD AGUILAR MAUREIRA

VALDIVIA - CHILE

2006

**AGRADECIMIENTOS:**

*Todas las personas que han colaborado en mi formación profesional,  
Y a todos aquellos que hicieron posible la ejecución de esta memoria de tesis.*

**DEDICACIÓN:**

*A Dios:*

*Que me dio fortaleza en tiempo de flaqueza,  
Y por obsequiarme la vida junto a mis Padres, Hermana e Hija....*

*A mis Padres:*

*Porque de la mano de ellos aprendí a caminar y a soñar,  
Por su apoyo y confianza.*

## INDICE

0.	RESUMEN	
1.	INTRODUCCION_____	1
1.1	Aspectos Generales de la Problemática Aluvional_____	2
1.2	Control de Aluviones en el Area de Estudio_____	4
1.3	Objetivos_____	6
1.3.1	Objetivos Generales_____	6
1.3.2	Objetivos Específicos_____	6
1.4	Estructura y Contenido de la Memoria_____	7
2.	RECOPIACION DE ANTECEDENTES_____	8
	<b>Relaciones Hidráulicas y Transporte Incipiente de Sedimento en</b> <b>Lechos de Material de Granulometría Gruesa_____</b>	8
	<b>Diseño, Construcción y Operación del Modelo Físico de un Prototipo</b> <b>Representativo de Cauces Cordilleranos Andinos_____</b>	9
	<b>Caracterización Hidrológica de las Corrientes de Detritos en Chile</b> <b>Central_____</b>	9
	<b>Metodología para el Estudio y Evaluación Económica de Proyectos de</b> <b>Defensa Fluvial_____</b>	10
	<b>Diseño Definitivo de las Obras de Disipación de Energía Aluvional y</b> <b>Vías Aluvionales en las Quebradas de Taltal y Quebradas Afluentes a</b> <b>la Ciudad de Tocopilla. IIª Región_____</b>	12
	<b>Evaluación de Riesgo en la Zona Urbana de Coyhaique, Región XI_____</b>	13
	<b>Proyecto de Corrección de Torrentes del Cerro Divisadero_____</b>	13
	<b>Estudio y Formulación Plan de Desarrollo Cerro Divisadero_____</b>	14
	<b>Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas</b> <b>del Cerro Divisadero_____</b>	15
	<b>Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas del Cerro</b> <b>Divisadero_____</b>	16
3.	EL FENOMENO ALUVIONAL. APROXIMACIONES TEORICAS Y PRACTICAS	17
3.1	Introducción_____	17
3.2	Descripción del Fenómeno Aluvional_____	17
3.2.1	Generalidades_____	17
3.2.2	Características de los Aluviones_____	18
3.2.3	Causas que Generan el Fenómeno_____	18
3.2.4	Efectos de los Aluviones_____	20
3.2.5	Visión Local del Fenómeno_____	21
3.3	Análisis Teórico del Problema Aluvional_____	22
3.3.1	Escurrimiento con Arrastre de Sedimentos_____	22
	<b>Fenómeno de Arrastre_____</b>	22
	<b>Tensión Tractiva y Velocidad de Escurrimiento_____</b>	23
	<b>Esfuerzo de Corte Crítico y Velocidad Crítica de</b> <b>Arrastre_____</b>	24
	<b>Expresiones Generalizadas_____</b>	27

3.3.2	Bases de Diseño para Obras de Control de Erosión y Arrastre de Sedimentos_____	29
	<b>Diseño Hidráulico de Diques</b> _____	29
	<b>Diseño Estructural</b> _____	36
3.4	La Práctica: El Control de Aluviones_____	39
3.5	Obras Transversales Tradicionales y No Tradicionales_____	42
3.5.1	Tradicionales_____	42
	<b>Dique de Mampostería en Seco</b> _____	42
	<b>Dique de Mampostería Hidráulica</b> _____	43
	<b>Fosas de Decantación</b> _____	43
3.5.2	No Tradicionales_____	43
	<b>Mampostería de Trozas</b> _____	43
	<b>Pre-Aterrados</b> _____	43
	<b>Muros de Viguetas Prefabricados o Encribado</b> _____	44
	<b>Gavionada</b> _____	44
4.	DISEÑO "DIQUE DE RETENCION" Y SU EVALUACION COMO OBRA TRANSVERSAL ESTABILIZADORA DE CAUCES_____	45
4.1	Introducción_____	45
4.2	Diagnóstico del Problema a Resolver_____	46
4.3	Información Básica_____	47
4.3.1	Información Disponible_____	47
	<b>Información General</b> _____	47
	<b>Estudios Previos</b> _____	48
	<b>Información Hidrológica</b> _____	49
	<b>Antecedentes Geomorfológico</b> _____	52
	<b>Parámetros Característicos de los Suelos</b> _____	52
4.3.2	Estudio en Terreno_____	53
4.3.3	Estudios Básicos_____	53
	<b>Hidrológico</b> _____	53
	<b>Estudio Hidráulico</b> _____	58
	<b>Estudio de Socavación</b> _____	59
4.4	Requerimientos Específicos_____	60
4.4.1	Constructivos_____	60
4.4.2	Ambientales_____	60
4.4.3	Operacionales_____	61
4.5	Criterios para el Diseño_____	61
4.5.1	Condiciones Generales_____	61
4.5.2	Alternativa Propuesta_____	62
4.5.3	Prediseño_____	63
	<b>Consideraciones Especiales</b> _____	63
	<b>Dimensiones</b> _____	63
4.6	Dimensionamiento_____	65
4.6.1	Generalidades_____	65
4.6.2	Diseño_____	66
	<b>Vertedero</b> _____	66

	<b>E</b> spesor de Coronamiento_____	68
	<b>T</b> alud de Paramento_____	69
	<b>E</b> scalonamiento_____	69
	<b>E</b> spesor de la Base_____	70
	<b>P</b> rotección al Pie de la Estructura_____	74
	<b>P</b> rofundidad de la Fundación_____	77
4.6.3	Pendiente_____	78
	<b>P</b> endiente de Compensación_____	78
	<b>P</b> endiente de Diseño_____	80
4.7	Verificación de estabilidad_____	81
4.7.1	Introducción_____	81
4.7.2	Condición de Deslizamiento_____	82
4.7.3	Condición de Volcamiento_____	82
4.7.4	Resultados_____	84
4.8	Evaluación Económica_____	85
4.8.1	Procedimiento Constructivo_____	85
4.8.2	Presupuesto de Obras_____	86
4.9	Especificaciones Técnica_____	87
5.	ANALISIS COMPARATIVO CON OTRAS OBRAS NO TRADICIONALES PARA EL CONTROL ALUVIONAL_____	88
5.1	Evaluación de dos Obras No Tradicionales Alternativas para el Control de Aluviones: Diques de Mampostería en Trozas y Muros de Viguetas Prefabricadas_____	89
5.1.1	Evaluación técnica_____	89
5.1.1.1	Características Estructurales y Constructivas_____	89
	<b>D</b> ique de Mampostería en Trozas_____	89
	<b>M</b> uros o Barreras Transversales, con Viguetas Prefabricadas_____	93
5.1.1.2	Verificación de Estabilidad_____	99
	<b>S</b> upuestos_____	99
	<b>R</b> esultados_____	99
5.1.2	Evaluación Económica_____	101
	<b>P</b> artidas Alternativa N°1: Diques de Mampostería de Trozas_____	101
	<b>P</b> artidas Alternativa N°2: Muros de Viguetas Prefabricadas_____	102
5.2	Análisis Comparativo con Obras de Mampostería Gavionada_____	104
5.2.1	Características Técnico_____	104
5.2.2	Características Económicas_____	105
6.	CONCLUSIONES_____	107
	ANEXOS	
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	

## INDICE DE ANEXOS

1. FOTOGRAFIAS DE LA ZONA EN ESTUDIO
2. BASES TEORICAS
3. FIGURAS DE OBRAS TRANSVERSALES
4. ESTUDIO HIDROLOGICO, MÉTODO RACIONAL
5. ESTUDIO HIDRAULICO, HEC-RAS
6. ESTIMACION DE COEFICIENTES DE EMPUJE
7. DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACION DE ESTABILIDAD EN DIQUE MAMPOSTERIA  
GAVIONADA
8. PLANOS DE PROYECTO
9. ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS
10. ESPECIFICACIONES TECNICAS
11. FIGURAS PARA LA EVALUACION TECNICA
12. GLOSARIO DE TERMINOS

## RESUMEN

La presente tesis trata de un análisis comparativo de tres obras transversales utilizadas para el control de torrentes en quebradas que presentan alto poder erosivo y riesgo aluvional, considerando como ejemplo la quebrada Mackay del Cerro Divisarero, Coyhaique.

Como parte de este estudio se definieron los criterios hidráulicos y estructurales para el diseño de obras transversales, tomando en cuenta los esfuerzos a que son sometidas por los flujos de tipo aluvional.

De igual forma se realizó una recopilación de antecedentes de zona en estudio, tales como levantamientos topográficos, mecánica de suelos y precipitaciones máximas diarias, que permitan definir adecuadamente las obras

Se planteó una nueva arquitectura de obras transversales en base a Mampostería Gavionada instaladas directamente en el cauce y dispuestas en serie, diseñadas para caudal detrítico de 7.8 m<sup>3</sup>/s y un período de retorno de 100 años. Además se consideró que estas obras cumplieran eficientemente con el control de arrastre de sólidos y que a la vez resulten económicamente viable.

En base a lo anterior, se comparó la alternativa propuesta con otras dos obras transversales, la primera de ellas consiste en Diques de Mampostería en Trozas, propuesto por la Corporación Nacional Forestal, cuya efectividad ha sido comprobada en quebradas aledañas al punto de interés, y una segunda adoptada recientemente por la Dirección de Obras Hidráulicas consistente en Muros de Viguetas Prefabricas.

Finalmente se concluirá, en forma crítica, las falencias de cada método constructivo, desde un punto de vista no necesariamente constructivo, sino más bien considerando el sistema hidrográfico en el cual están insertas las obras de corrección.

## 1. INTRODUCCION

Con el objetivo de estudiar y proyectar soluciones destinadas a controlar las adversas consecuencias que provocan las fuertes e imprevistas avenidas de agua y lodo, es que se ha llevado a cabo este trabajo de tesis, orientado al análisis hidráulico de la problemática aluvional.

Este estudio centrará su atención en los aspectos que determinan la generación de flujos aluvionales y las soluciones prácticas, que se aplican para disminuir los daños causados por este tipo de fenómenos.

Para ello se realizará en primer término una búsqueda bibliográfica de los antecedentes generales relacionados con los fenómenos aluvionales, como también de aquellos pertinentes al área de estudio, con el fin de verificar los resultados obtenidos en nuestro país frente a trágicas situaciones, como las registradas en Coyhaique (1985), Antofagasta (1991), Región Metropolitana (1993) y Punta Arenas (1996), producidas por intensas precipitaciones en cuencas de alta capacidad erosiva e importante transporte de sedimentos.

En este sentido cabe destacar que los fenómenos aluvionales constituyen un evento potencialmente catastrófico cuando los agentes generadores de riesgo se encuentran cercanos a las áreas urbanas. Es el caso de la zona en estudio, ubicada en las cercanías de la ciudad de Coyhaique, la cual se ha visto expuesta a eventos aluvionales desde 1928 -que es cuando se registra la primera avenida de flujos detríticos desde las quebradas del Cerro Divisadero-, debido principalmente al avance urbano que ha experimentado la ciudad hacia terrenos considerados como de alto riesgo de inundación.

Debido a estas consideraciones y en base a las experiencias logradas con obras existentes, se desarrollará en esta tesis, el diseño de una nueva alternativa de solución de control aluvional, orientada básicamente a disminuir los costos y mejorar la armonía de la obra con el medio ambiente.

### 1.1. ASPECTOS GENERALES DE LA PROBLEMATICA ALUVIONAL

Las cuencas hidrográficas son unidades del territorio en donde funciona simultáneamente un subsistema hídrico asociado a un subsistema económico y social. Muchas de estas cuencas se caracterizan por presentar cauces de altas pendientes y márgenes inestables, donde ocurren lluvias con fuerte erosividad que sumado a la degradación de los suelos producen frecuentes movimientos de masa.

En general, los problemas asociados al Manejo de Cuencas Hidrográficas se clasifican en: a) Conflictos en el uso de los recursos, b) Depredación del Potencial Productivo y c) Riesgos Naturales. En esta última categoría encontramos los fenómenos típicos de montaña en nuestro país, como son deslizamientos de suelos, inundaciones y aluviones.

Son estas fuertes e imprevistas avenidas de agua y lodo, y su brusca irrupción en áreas urbanas o sectores rurales explotados por el hombre, lo que nos lleva a intervenir positivamente al interior de una cuenca, de manera de mitigar los daños ocasionados por este tipo de fenómenos.

Se define entonces como manejo de cuencas al conjunto de esfuerzos tendientes a identificar y aplicar opciones técnicamente económicas y legales, que establecen una solución a la problemática causada por el deterioro y mal uso de los recursos naturales renovables, para lograr un mejor desarrollo de la sociedad inserta en ellas y de la calidad de vida de su población [URL7].

Dentro de estos esfuerzos se encuentran 3 tipos de medidas: las de *tipo biológico*, que apuntan a formar una cubierta vegetal protectora de la superficie del suelo, las de *tipo social*, que aluden a un cambio en el uso de la tierra y, las de *tipo mecánicas*, que consisten en obras de ingeniería de mediana envergadura construidas en el lecho del cauce.

Estas últimas actúan según su ubicación longitudinal o transversal al cauce, según su forma geométrica, logrando la retención de sedimentos o consolidación del lecho, y según las propiedades mecánicas de los materiales que conforman la obra, otorgándole cierto grado de flexibilidad, permeabilidad y estabilidad.

Entre las obras mecánicas encontramos: obras longitudinales al cauce, destinadas a encauzamientos y control de erosión en laderas, y obras de tipo transversal, que apuntan a la retención de sedimentos, estabilización de pendientes y/o consolidación de lechos inestables.

A su vez las obras de tipo transversal se subdividen "tradicionales" y "no tradicionales". Las *tradicionales* se refieren a estructuras rígidas, las cuales no permiten deformaciones sin romperse y se construyen generalmente de concreto o mampostería en piedra utilizando métodos convencionales de construcción. En cambio las *no tradicionales* se diferencian por su alta flexibilidad, cuya efectividad en el control de aluviones y erosivo, depende de su peso y de la capacidad de soportar deformaciones importantes; estas obras se caracterizan por su construcción sencilla y económica.

La presente memoria de tesis, centra sus esfuerzos en el estudio de obras transversales "no tradicionales", diseñadas para el control de aluviones, en cauces que registran características de torrente y gran capacidad de arrastre.

Si bien las barreras transversales son obras de mediana envergadura, al interior de una cuenca que presenta características de torrente, es necesario llevar a cabo múltiples intervenciones, lo cual en su conjunto implica una inversión de grandes proporciones. Cabe destacar la importancia que tiene el efectuar un correcto diseño de obras para el control de aluviones, que no sólo cumpla eficientemente con el objetivo de retención de sedimentos, sino también que se complemente con el medio en el cual las obras se encuentran insertas.

Finalmente, una vez construidas las obras, se debe evitar la reactivación del proceso erosivo, por lo cual la mantención periódica de las estructuras cumple un papel relevante, ya que de no ser así se compromete su estabilidad, lo que sumado al aporte adicional de material, incrementaría el riesgo aluvional.

## 1.2. CONTROL DE ALUVIONES EN EL AREA DE ESTUDIO

Debido a la particular configuración fisiológica del territorio chileno, existente entre la Cordillera de los Andes y la Cordillera de la Costa, es que se originan allí una gran cantidad de cuencas hidrográficas de alta torrencialidad, muy susceptibles a cambios en el flujo hídrico, y con escurrimientos superficiales de gran capacidad erosiva y considerable transporte de sedimentos.

Algunos ejemplos de este tipo de cuencas lo constituyen las existentes en el Cerro Divisadero, ubicado en las cercanías de la ciudad de Coyhaique, donde se han experimentado a través del tiempo las consecuencias catastróficas de varias crecidas aluvionales (Definido en Glosario en adelante <sup>(9)</sup>) generadas en las Quebradas Las Lengas, Mackay y Las Lumas, producto de fenómenos climáticos extraordinarios.

En estas quebradas, se puede establecer que el principal agente modelador del relieve es la erosión fluvial. La gran intensidad de las precipitaciones genera importantes caudales de crecida, los que a su vez causan el transporte de material no consolidado -provenientes de deslizamientos en las laderas- a lo largo de las quebradas, lo que se ve favorecido por las fuertes pendientes y la fragilidad del sustrato. **[HAUSER, 1994]**

La situación descrita anteriormente, es sobretodo característica en la Quebrada Mackay, en la cual a lo largo del tiempo se han construido por encargo de la Corporación Nacional Forestal, una serie de obras transversales al cauce, destinadas a disminuir su pendiente y a reducir los riesgos de aluviones hacia el área urbana de Coyhaique, las que actualmente ya han cumplido con su vida útil.

Es así como las obras de corrección de torrentes, en base a trozas de madera, realizadas por CONAF entre 1975 y 1979, están siendo actualmente sustituidas por obras de mayor envergadura, sin haber considerado como alternativa, su reposición y/o mantención. Frecuentemente, la mayor desventaja de la mampostería en trozas, corresponde a la pudrición de sus piezas, por lo que las principales medidas para prevenir este fenómeno son: i) Mantención de trozas con pintura de carbonileo<sup>(9)</sup>; ii) Control de malezas y plagas sobre el dique; y iii) Reposición de trozas en descomposición.

En 1997, y por medio de la Dirección de Obras Hidráulicas, se propuso dar respuesta a esta problemática mediante el "Diseño de Obras de Control Aluvional y Disposición de Flujos Aluvionales en las Quebradas del Cerro Divisadero". Específicamente en el área de corrección de torrentes, se adoptó la alternativa consistente en barreras transversales conformadas por jaulas de viguetas de hormigón armado, rellenas con material fluvial.

En conocimiento de las pautas de comportamiento aluvional en la quebrada en estudio, de los grados de inestabilidad de los sectores que la componen, del examen de las obras existentes y del estudio de los antecedentes, se propondrá una nueva alternativa de sistema de control, en base a obras transversales, con la finalidad de mitigar los efectos devastadores de los eventos aluvionales, y que a su vez den lugar a la estabilización del lecho por medio de la retención progresiva de sólidos, promoviendo el crecimiento de vegetación sobre y entre las obras.

Finalmente, ante la preocupación por parte de la CONAF, respecto a que la solución basada en viguetas no sea realmente la óptima, y que a la vez resulte intrusiva (vale decir, que no tenga la capacidad de adaptarse ya sea mecánica y/o ambientalmente al entorno que le rodea), es que se establecerán en esta memoria de tesis, los beneficios y falencias de las alternativas anteriormente señaladas, comparándolas con el nuevo diseño planteado. Dicha evaluación considerará aspectos técnicos y económicos, seleccionando la alternativa que presente mejor relación efecto-costos, es decir, que cumpla efectivamente como obra estabilizadora de cauce y que además resulte la solución más conveniente desde un punto de vista económico.

### 1.3. OBJETIVOS

#### 1.3.1. Objetivos Generales

- Diseñar un nuevo sistema de control aluvional, con diques que cumplan con el objetivo de retener los acarreos sólidos, sin que ello involucre un volumen excesivo de obra, y que además logre la consolidación del cauce, permitiendo la preservación de especies arbóreas nativas.
- Establecer, desde un punto de vista técnico, ambiental y económico, la alternativa óptima entre dos métodos no tradicionales para el control aluvional, como son los Diques de Mampostería en Trozas y los Muros de Viguetas Prefabricadas, y compararlas con el diseño propuesto.

#### 1.3.2. Objetivos Específicos

- Estudiar los antecedentes disponibles a nivel regional y nacional respecto a la problemática aluvional.
- Disponer de las herramientas teóricas para el diseño de obras de control de erosión y retención de sedimentos.

- Aplicar la metodología de estudio desarrollada por la Dirección de Vialidad al diseño de obras de control de aluviones.
- Formular criterios para la evaluación técnica-económica de las obras no tradicionales para el control aluvional.

#### 1.4. ESTRUCTURA Y CONTENIDO DE LA MEMORIA

El presente trabajo esta organizado en 5 capítulos adicionales a este capítulo introductorio, cuyos contenidos se describen a continuación:

En el Capítulo II se resumen la recopilación, revisión y análisis de los antecedentes relacionados con los fenómenos aluvionales.

En el Capítulo III se dan a conocer las condiciones que generan un evento aluvional y sus características, una aproximación teórica al fenómeno y los métodos existentes para su control.

Los antecedentes topográficos y geológicos, y la metodología destinada a obtener los caudales de diseño se detallan en el Capítulo IV, donde posteriormente se incluyen los criterios generales para el dimensionamiento de un dique de contención en base a mampostería gavionada.

En el Capítulo V se hace una reseña de otros dos métodos no tradicionales, utilizados para el control de aluviones, consistentes en obras transversales para la retención de sedimentos que han sido utilizados en quebradas cercanas a la zona de estudio, a fin de comparar estas obras con el diseño propuesto en el capítulo anterior.

Finalmente en el Capítulo VI se resumen las principales conclusiones y recomendaciones que se derivan de esta memoria.

## 2. RECOPIACION DE ANTECEDENTES

Se realizó la recopilación y revisión de los estudios disponibles, recabando tanto la información general relacionada con los fenómenos aluvionales, como aquella inherente al área de estudio y la condición de los cauces de la quebrada a estudiar.

a) Relaciones Hidráulicas y Transporte Incipiente de Sedimento en Lechos de Material de Granulometría Gruesa (L. Ayala, L. Schwember, 1989)

En el presente estudio experimental se aportaron antecedentes sobre las pérdidas de carga e iniciación del transporte de sedimentos en flujos abiertos de baja profundidad, sobre fondos constituidos por material granular grueso. Se estableció una tasa de disipación de energía de mayor magnitud en una estructura turbulenta que en un flujo rugoso clásico.

Se planteó como objetivo principal el lograr, mediante ensayos en laboratorio, una descripción cuantitativa más exacta de los fenómenos físicos que se desea simular matemáticamente, como son relaciones hidráulicas y las leyes de arrastre de fondo en lechos con granulometría gruesa y altas pendientes.

Como parte del estudio se efectuaron ensayos en dos tipos de sedimentos ( $D_{50}=52\text{mm}$  y  $79\text{mm}$ ) que originan altura relativas ( $h/D$ ) entre 0.5 y 5.0, escurrimientos subcríticos y supercríticos ( $0.5 < F < 2.9$ ) y condiciones hidráulicas que implican desde ningún movimiento hasta un movimiento incipiente del sedimento del lecho.

Se concluyó que al comparar el coeficiente de rugosidad de Manning -obtenidos a partir de datos experimentales-, con los resultados de aplicar la fórmula de Strickler -en función de la aspereza del fondo-, se encontró que la altura de escurrimiento medida desde el tope de las partículas a la superficie, no es representativa para los escurrimientos macro-rugosos. De manera que los parámetros de escurrimiento se pueden obtener considerando una altura relativa modificada, en las fórmulas antes señaladas.

- b) Diseño, Construcción y Operación del Modelo Físico de un Prototipo Representativo de Cauces Cordilleranos Andinos (L. Ayala, O. Oyarce, 1993)

Este estudio está basado en un prototipo, hecho a escala, del río Mapocho en el Sector Los Almendros, con el propósito de investigar las pérdidas de carga y el transporte de sedimentos en un escurrimiento supercrítico y de régimen macro-rugoso.

Se analizaron 3 experiencias para obtener las pérdidas de carga del escurrimiento: a) Sin arrastre, b) Sin arrastre con lecho acorazado y c) Con arrastre generalizado, determinando:

- En una primera etapa el coeficiente de Strickler del modelo se aproxima a las curvas teóricas, para caudales inferiores a  $58 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- En el caso de lecho con coraza los resultados experimentaron un ordenamiento y dispersión razonable del coeficiente de Strickler en relación a las curvas propuestas por Bathurst (1985) y Leopold (1964).
- La experiencia con arrastre generalizado, con caudales entre 50 y  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , y con fondo de coraza  $D_{50}$ , presenta el mejor ordenamiento, utilizando como diámetro representativo del lecho  $D_{90}$ , con lo cual el coeficiente de Strickler tiende a las curvas propuestas por Bray y Parker- Peterson.

Se estableció una nueva expresión para predecir la pérdida de carga en cauces con características como las antes señaladas, en función del radio hidráulico y del diámetro representativo del cauce  $D_{90}$ .

- c) Caracterización Hidrológica de las Corrientes de Detritos en Chile Central (P. Lara, 1996)

Este proyecto de investigación llevado a cabo por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, tuvo como objetivo analizar, desde el punto de vista Hidrometeorológico e Hidráulico, las corrientes detríticas y las consecuencias que este tipo de eventos conlleva.

Se realizó una recopilación de antecedentes relacionados con aluviones en el piedemonte (<sup>g</sup>) de Santiago, entre los años 1945 y 1993, llevando a cabo un estudio hidrometeorológico e hidráulico en 4 cuencas no controladas fluviométricamente.

En base a un estudio hidrológico, se estimaron los caudales líquidos que escurren en las quebradas afectadas, por medio de los métodos tradicionales de estimación de crecidas (Hidrograma unitario, Fórmula racional y Verni King).

Se estimó que los caudales líquidos posibles de originar corrientes detríticas en la zona de Santiago, corresponden a 48, 53 y 5 m<sup>3</sup>/s para las quebradas Macul, San Ramón y Lo Cañas, respectivamente. Mientras que aquellos caudales capaces de provocar eventos aluvionales no superan los 19 m<sup>3</sup>/s en las quebradas de Macul y San Ramón y de solo 3 m<sup>3</sup>/s en Lo Cañas.

Se postuló que en las cuencas en estudio, el fenómeno de desplazamiento de corrientes detríticas, queda asociado a un valor umbral de intensidad máxima efectiva igual a 8 mm/hr.

Finalmente se estableció que en aquellas cuencas susceptibles de ser afectadas por corriente de detritos, los períodos de retorno (T) son de a lo menos entre 10 a 25 años, correspondientes a tormentas de características no tan severas como las del aluvión que se produjo en Santiago en 1993, el cual presenta un T=51 años.

d) Metodología para el Estudio y Evaluación Económica de Proyectos de Defensa Fluvial (L. Ayala, J. Ayala, R. Cisneros, 1986)

El objetivo principal de este estudio es establecer una metodología general para el análisis técnico- económico de proyectos de defensas fluviales, y su aplicación al río Cachapoal, entre Rancagua y Doñihue.

Se identificaron los requerimientos de datos y estudios básicos necesarios para el desarrollo de proyectos relacionados con problemas de inundación.

En lo que respecta al estudio hidrológico, se realizó en forma independiente el estudio de los datos estadísticos fluviométricos y pluviométricos, de manera de comprobar los resultados obtenidos por ambas vías, determinado los caudales máximos de diseño para período de retorno de 10, 50, 100, 200 y 500 años.

Se estimó el eje hidráulico en todas las secciones del cauce, de manera de verificar posibles desbordes, para distintos caudales de diseño, demostrándose que el escurrimiento va muy cercano a la crisis, dado que las alturas normales se aproximan a las alturas críticas. A partir de los resultados se definieron las correspondientes zonas de inundación en un Plano Topográfico de planta del sector en estudio.

Se realizó una identificación y análisis en forma general de las alternativas de obras para defensas fluviales, estableciéndose que su emplazamiento implica una importante inversión inicial, mientras que los costos de mantenimiento y reparación durante su vida útil son decrecientes respecto a su complejidad, calidad y permanencia.

Para llevar a cabo la evaluación económica se analizaron dos alternativas de solución, correspondientes a muros de enrocados y muros construidos en base a gaviones, evaluando en cada caso los costo totales y los beneficios netos obtenidos para distintos tramos de defensa.

Se concluyó que para algunos tramos resulta conveniente la realización de las obras mientras que para otros los beneficios resultaron negativos, sin embargo a nivel general se comprueba la rentabilidad del proyecto en su conjunto, proyectándose muros de enrocado para un período de retorno cercano a los 100 años.

- e) Diseño Definitivo de las Obras de Disipación de Energía Aluvional y Vías Aluvionales en las Quebradas de Taltal y Quebradas Afluentes a la Ciudad de Tocopilla. II<sup>a</sup> Región (Dirección de Obras Hidráulicas, 2001)

El objetivo del estudio correspondió a la elaboración del diseño definitivo de todas las obras identificadas en el "Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas Taltal y Barriles" realizado por AC Ingenieros Consultores para la Dirección de Obras Hidráulicas en 1997.

Se realizó un estudio hidrológico en base al cual se determinaron los caudales de crecida líquidos para distintos períodos de retorno (T) en las quebradas antes señaladas. Posteriormente, se determinaron los caudales detríticos considerando concentraciones volumétricas de sólidos de un 50%.

Dichos diseños comprendieron la ejecución de la ingeniería de detalle, tanto de las obras necesarias para el control de los flujos aluvionales generados en las cuencas de las quebradas Taltal y Barriles, como de la evacuación del flujo líquido a través de las ciudades de Taltal y Tocopilla.

Se incluyeron los diseños de detalle de las obras requeridas para el control aluvional, correspondientes a pozas de decantación, construidas en forma longitudinal al cauce. Estas consisten en excavaciones destinadas a acumular parcialmente el volumen del flujo detrítico en la quebrada Taltal, y en los afluentes Cortaderas y Tapias, de igual manera que en la quebrada Barriles, y en los afluentes La Despreciada y Tres Amigos.

En las quebradas Taltal, Tres puntas y Barriles se propuso el encauzamiento de los flujos mediante la construcción de un muro guía -en la parte baja de las quebradas-, mientras que la canalización de dichos flujos a través de la ciudad se efectuaría instalando colectores de aguas lluvias convencionales.

En el caso particular de la localidad de Paposo, se dispuso de un canal de desvío que condujera los eventuales flujos aluvionales fuera de la zona habitada.

f) Evaluación de Riesgo en la Zona Urbana de Coyhaique, Región XI (A. Hausser, 1994)

Se señala el evento del 18 de mayo de 1966 como el de mayor severidad en cuanto a los daños provocados. Las precipitaciones alcanzaron tal intensidad, que se registraron 262 milímetros en 24 horas. Hubo un saldo de 6 víctimas fatales y 20 viviendas destruidas.

En lo que respecta a la información geológica se hace una caracterización de las unidades que componen el basamento rocoso de la zona y aquellas asociadas a depósitos no consolidados.

El estudio permitió identificar la presencia de una serie de factores y/o procesos activos que condicionan el riesgo aluvional, tales como: a) Desprendimientos, b) Deslizamientos, c) Inundaciones, y d) Flujos aluvionales (barro y/o detritos).

Se identificaron dos condiciones en la cabecera de estas quebradas, que generan un ambiente propicio para el desencadenamiento de flujos aluvionales: a) La presencia de procesos de remoción en masa, donde los suelos se deslizan según una superficie de falla, favoreciendo el movimiento de los materiales rocosos, y b) Depósitos de suelos no consolidados (Ver Figuras 1 y 2 del Anexo N°1, desde ahora Figura A1.1 y A1.2)

Finalmente, se propone la formulación de un plan de manejo de quebradas, orientado a la atenuación de la amenaza de riesgo aluvional.

g) Proyecto de Corrección de Torrentes del Cerro Divisadero (CONAF, 1974)

El objetivo fundamental de este proyecto fue enfocado a restablecer un equilibrio agua-suelo-vegetación en las quebradas del Cerro Divisadero, de manera de dar seguridad a las personas y bienes, frente al peligro de un evento aluvional en estos cauces.

Se señala que las prácticas efectuadas por el hombre durante el proceso de colonización en la provincia, fueron las principales causales del desequilibrio, entre las cuales se establece, la presión ejercida por el hombre sobre el recurso madera y la necesidad de habitar terrenos, lo que llevó al colono a deforestar la zona, contribuyendo al proceso erosivo.

Se hace hincapié en obras de defensa aluvional y esfuerzos realizados por particulares y organismos como el Ministerio de Obras Públicas. Sin embargo, se establece que estas obras ya han cumplido con su vida útil.

Se estudió la construcción de diques transversales como solución para la retención de sedimentos en la parte intermedia de las quebradas Mackay, Los Coigües y Los Saltos (Ver Figura A1.3). Además, se contemplaron trabajos de control de cárcavas, estabilización de deslizamientos y erosión, y de defensa de riberas, en zonas afectadas por el fenómeno erosivo y por las inundaciones.

h) Estudio y Formulación Plan de Desarrollo Cerro Divisadero (Convenio CONAF-UACH, 1994)

En este informe se entregan los antecedentes, metodologías y resultados alcanzados en el programa de corrección de torrentes del Cerro Divisadero desarrollado por CONAF en 1974.

Se establece que la causa principal del desequilibrio, fue la explotación y destrucción de la cubierta forestal existente. Esto se tradujo en una disminución de la intercepción de las precipitaciones y una reducción en la capacidad de infiltración del suelo, favoreciendo los escurrimientos superficiales y aumentando la capacidad de arrastre. Es así como la erosión fluvial se convierte en el principal agente modelador del Cerro Divisadero y de las quebradas ubicadas en él.

Se señala que no es clara la asociación entre precipitaciones intensas y aluviones, dado que la precipitación máxima asociada al evento aluvional de mayo de 1966, fue de 120 milímetros en 24 hrs., sin embargo en ese año se registraron máximas mayores sin que ocurrieran eventos aluvionales.

Se realizó una evaluación de las obras construidas para la corrección de cauces, tales como mampostería en trozas y gavionada, y diques pre-aterrados<sup>(g)</sup>, referidos al estado estructural, mantención, nivel de llenado y problemas asociados a su localización.

Además, como parte del estudio se proyectó la construcción de nuevos diques en mampostería de gaviones, para reemplazar los de mampostería en trozas y pre-aterrados, como también para estabilizar los tramos torrencialmente activos, es decir sectores en el cauce que presentan erosión de fondo<sup>(g)</sup> y gran capacidad de arrastre de sedimentos, en las quebradas Los Coigües, Las Lengas y Mackay.

Los nuevos diques en mampostería gavionada tendrán una altura de diseño similar para el reemplazo de diques en mampostería de trozas, y superior en el caso de diques pre-aterrados, emplazándose inmediatamente aguas abajo de estos.

El diseño de los diques con gaviones, son obras de pequeña altura y base ancha, de gran flexibilidad y adaptabilidad al terreno. En la Figura A1.4, se presenta uno de sus diseños.

Finalmente, se entrega una clasificación del uso del suelo en el Cerro Divisadero distinguiendo entre áreas de protección, de amortiguación y de riesgos.

i) Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero (Dirección de Riego, 1997)

Se analizó a nivel de factibilidad tres tipos de soluciones técnicas posibles de implementar, para evitar o mitigar los efectos catastróficos de los eventos aluvionales. Estos correspondieron a: i) Barreras de gaviones protegidos con trozas de madera; ii) Barrera de viguetas prefabricadas de hormigón; iii) Barreras mixtas de hormigón con estructura de acero tipo peineta.

Se realizó el análisis del comportamiento hidráulico de los cauces en las quebradas, determinando el eje hidráulico en cada una de ellas.

Se estimó que las soluciones más convenientes para el control de aluviones en los cauces de las quebradas del Cordón Cerro Divisadero, corresponden a barreras transversales de contención, ubicadas a lo largo del cauce en las zonas que presentan el mayor aporte de sedimentos.

Se optó por la implementación de las barreras transversales, conformadas por muros estructurados con viguetas prefabricadas de hormigón, formando "jaulas" empotradas en el cauce y rellenas con material fluvial.

Se señaló que el éxito pleno de las obras de control aluvional sólo es posible en la medida que estas se vean complementadas con un conjunto de medidas o acciones adicionales, tales como encauzamientos, canales de desvío y ampliación de alcantarillas en la zona urbana de la ciudad.

j) Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas del Cerro Divisadero (Dirección de Obras Hidráulicas, 2002)

El objetivo principal del estudio corresponde a la elaboración de la ingeniería de detalle de las obras requeridas para el control de los flujos aluvionales, y de aquellas obras de desvío que permitan la conducción de las aguas hasta los cursos del río.

En particular, se realizó el estudio de ingeniería de las obras de desvío de los cauces de las quebradas, y se verificó la capacidad hidráulica de las alcantarillas, con el fin de ampliar su sección transversal.

Finalmente, se entregó una evaluación de las obras de ingeniería, propuestas para el control aluvional en las quebradas del Cerro Divisadero, así como también una evaluación ambiental del proceso constructivo de nuevas obras y de su impacto al interior de las quebradas.

### **3. EL FENOMENO ALUVIONAL. APROXIMACIONES TEORICAS Y PRACTICAS**

#### 3.1. INTRODUCCION

Dado que Chile es un país que se encuentra rodeado por montañas, se ve afectado, con menor o mayor frecuencia, por fenómenos aluvionales significativos, lo cual cobra importancia a la hora de cuantificar los daños que ocurren ante acontecimientos de este tipo.

Para intervenir positivamente en una cuenca y hacer un estudio exhaustivo de las obras de control aluvional, es necesario conocer las condiciones que generan este tipo de fenómenos, sus características y el riesgo que ello representa.

#### 3.2. DESCRIPCION DEL FENOMENO ALUVIONAL

##### 3.2.1. Generalidades

Las corrientes naturales de agua se clasifican según su régimen hidrológico en: a) Ríos, b) Ríos con características de torrente, y c) Torrentes.

Un torrente es una corriente natural de agua, que en general se presenta en cuencas reducidas, altamente erosionables, de pendientes fuertes e irregulares, en las que al ocurrir una tormenta, se originan súbitas y repentinas crecidas de corta duración.

Los torrentes de este tipo son capaces de arrastrar grandes cantidades de material, que son depositados tanto en el lecho del río como en las zonas ribereñas de inundación. En ocasiones, esta combinación de agua y lodo, da origen a aluviones con gran capacidad erosiva.

En definitiva, la velocidad de desplazamiento de los flujos detríticos y el volumen de ellos, hacen del aluvión un fenómeno altamente riesgoso ya que es capaz de provocar importantes pérdidas, tanto humanas como materiales, lo que puede llegar a ser dramático en zonas urbanas.

### 3.2.2. Características de los Aluviones

Los cauces con propiedades de torrentes se caracterizan por su capacidad de arrastre de material rocoso y vegetal, debido principalmente a dos factores: a) El proceso erosivo, que se traduce en un deterioro de la cubierta vegetal en las laderas y su constante aporte de sedimentos al cauce, y b) La fuerte pendiente, que favorece el transporte de material.

El llamado *proceso erosivo* se origina por el desequilibrio en la relación agua-suelo-vegetación, haciendo que a menudo se produzcan deslizamientos laterales y socavaciones en el lecho.

A lo largo del cauce es posible determinar una tensión crítica del fluido sobre el perímetro mojado, la que al ser sobrepasada, da origen al fenómeno de arrastre, con la consecuente erosión del lecho.

Por otra parte, la velocidad en el *transporte* de material depende directamente de la pendiente longitudinal del cauce y del caudal líquido aportado por las precipitaciones sobre la cuenca.

Un elemento significativo en el proceso erosivo es la *sedimentación* del material sólido producido por los acarrees, el cual es depositado en el curso inferior de las quebradas -conos de deyección-, y es en definitiva lo que provoca mayores estragos en áreas agrícolas y urbanas.

### 3.2.3. Causas que Generan el Fenómeno

La vulnerabilidad de un área expuesta a fenómenos aluvionales es función tanto de factores naturales, que se refieren a los efectos climáticos y a la constitución geológica del territorio, como también de factores antrópicos<sup>(9)</sup>, que tienen relación con la historia de ocupación del territorio, con la utilización de los recursos naturales y con los patrones de asentamiento poblacional.

Estos factores contribuyen en mayor o menor medida a que los eventos sean más intensos, más frecuentes o más extendidos en el área de interés, y tienen incidencia directa en la escorrentía y la erosión. La mayor intensidad de una tormenta determina un mayor caudal aportante, lo cual sumado a una disminución en la sección transversal o entallamiento del cauce producto de la erosión en cárcava<sup>(9)</sup> (Figura 3.1), implica un aumento en la velocidad de la escorrentía, la que a su vez es responsable de la mayor erosión en el cauce.

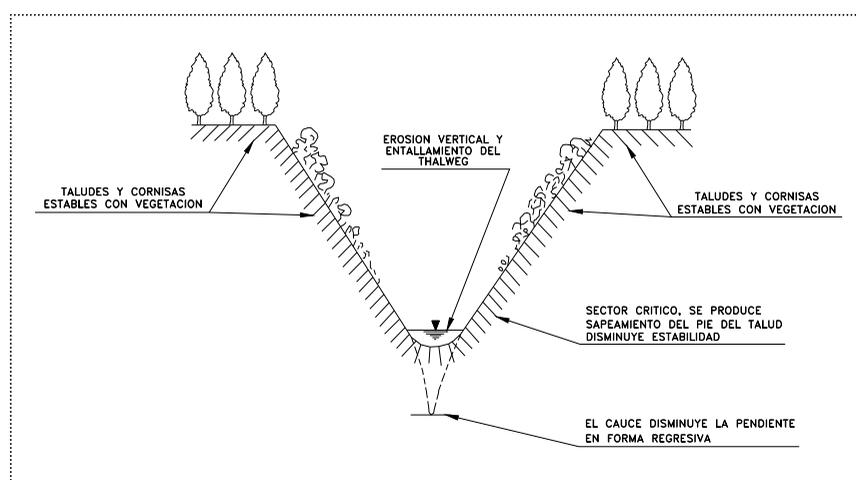


Figura 3.1: Fase Incipiente de los Procesos de Remoción de Masa.  
Fuente: [AC,2002] *Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas del Cerro Divisadero*

Al analizar los factores que inciden en la generación de aluviones en el área de estudio, correspondiente al sector del Cerro Divisadero, se puede establecer que allí la escorrentía se ha incrementado a través del tiempo, básicamente por causales antrópicas, que se refieren a prácticas efectuadas por el hombre durante el proceso de colonización en la zona, que han alterado el ciclo hidrológico original, en dos formas:

- La presión ejercida por el hombre sobre el recurso madera, ya sea para la construcción y/o calefacción, produjo una sobreexplotación de esta, dando lugar a espacios con menor cubierta vegetal, disminuyendo la interceptación de la precipitaciones, con el consiguiente aumento de la escorrentía superficial, y por otra parte

- La necesidad de habitar terrenos para la agricultura y el pastoreo, produjo que el colono, en su afán de extenderse paso entre las zonas boscosas, incendiara grandes extensiones, despojando al suelo de su cubierta protectora, lo que se vio acentuado, producto del ingreso de ganado a estos terrenos, provocando la compactación y erosión del suelo, disminuyendo así su capacidad de infiltración. **[CONAF-FAO, 1974]**

#### 3.2.4. Efectos de los Aluviones

La tendencia de la población a concentrarse en centros urbanos, aumenta las presiones sobre la ocupación de terrenos, incrementándose la demanda de suelos y produciéndose la ocupación de sectores cada vez menos aptos desde el punto de vista de los riesgos naturales.

En Chile las catástrofes asociadas a fenómenos naturales se deben principalmente a eventos climáticos extremos, las que a menudo provocan inundaciones, tormentas, deslizamientos de tierra, aluviones, etc., los cuales reflejan de alguna manera la envergadura del problema en nuestro país.

Los fenómenos de importantes arrastres y depósitos de materiales, conocidos como aluviones, son quizás el efecto más sobresaliente y dañino para el hombre, puesto que el material puede quedar depositado en terrenos agrícolas de alta productividad, o bien dañar durante el arrastre, infraestructura valiosa para el hombre, y en algunos casos extremos, provocar incluso la pérdida de vidas humanas.

Es por lo anteriormente expuesto, que resulta necesario proponer medidas Técnicas, Biológicas y/o Socio-Económicas, que permitan influir y controlar los fenómenos aluvionales, para reducir o evitar los efectos perjudiciales sobre zonas urbanas y de esta manera proteger a los habitantes y a sus instalaciones.

Para intervenir positivamente los cauces en los sectores con alta probabilidad aluvional, se debe tener presente que la solución propuesta puede resultar contraproducente, toda vez que las obras resulten dañadas y eventualmente aporten material adicional al caudal líquido, aumentando el riesgo de eventos aluvionales.

### 3.2.5. Visión Local del Fenómeno Aluvional

A continuación se hace referencia a la exposición que presenta la ciudad de Coyhaique, XI región, frente al riesgo aluvional que significa el estar ubicado en los faldeos de Cerro Divisadero.

La problemática aluvional en las quebradas del Cordón Cerro Divisadero deriva principalmente de la conjugación de dos fenómenos naturales. Por un lado, la alta producción de sedimentos y detritos en las secciones altas y medias de las quebradas, cuyos aportes son arrastrados por los cauces, y por otro, las condiciones meteorológicas extremas que ocurren en la zona. **[AC, 1997]**

Efectivamente, las condiciones meteorológicas de la ciudad de Coyhaique, se caracterizan por lluvias de gran intensidad, capaces de transportar una importante carga de material no consolidado hacia las partes bajas de la quebrada, que eventualmente puede alcanzar la zona urbana.

En síntesis, la inestabilidad de los suelos, la presencia de depósitos activos e inactivos - es decir detritos a merced de flujos y aquellos presentes en las zonas altas de la quebrada-, además de la escasa cobertura vegetal, son características propias de los sectores que componen la zona en estudio y que en definitiva condicionan el incremento de riesgo aluvional.

### 3.3. ANALISIS TEÓRICO DEL PROBLEMA ALUVIONAL

#### 3.3.1. Esgurrimiento con Arrastre de Sedimentos

##### a) Fenómeno de Arrastre

Cuando la fuerza de arrastre es mayor que la resistencia del material sólido del lecho se inicia el movimiento del material más liviano, lo que a su vez provoca un efecto erosivo en el fondo y en las riberas del cauce. Los factores que determinan el arrastre son:

- Tamaño y forma del material sólido
- Distribución granulométrica del material
- Peso específico del agua con y sin acarreo
- Caudal y velocidad del escurrimiento
- Características del cauce (pendiente, sección y rugosidad)

El arrastre crítico del sedimento se refiere a la condición límite para la cual se inicia el transporte del sólido, la cual se puede asociar a una velocidad crítica de escurrimiento y/o a un esfuerzo crítico de corte.

En consecuencia, para establecer las condiciones bajo las cuales se inicia el fenómeno de arrastre, existen básicamente dos criterios:

- Criterio de la velocidad crítica: el arrastre se inicia cuando la velocidad de escurrimiento  $V$  sobrepasa una velocidad límite dada  $V_c$ . En rigor, la velocidad  $V$  debiera ser una velocidad cercana a la existente inmediatamente sobre las partículas del lecho, pero habitualmente se utiliza la velocidad media en la sección de interés.
- Criterio de la tensión tractiva o del esfuerzo de corte crítico: en este caso se calculan los esfuerzos cortantes en las cercanías del lecho  $\tau_l$ , en función de la pendiente y altura de escurrimiento, y se comparan con una tensión crítica  $\tau_c$ . Si  $\tau_l$  es superior o igual a  $\tau_c$ , se inicia el arrastre.

En general, en lechos de granulometría extendida, el arrastre se inicia con el movimiento de los granos tamaño medio.

## b) Tensión Tractiva y Velocidad de Escurrimiento

- La tensión que produce el escurrimiento sobre el lecho del cauce, se denomina tensión tractiva.

Las variables que intervienen en el cálculo de la tensión tractiva del agua son:

$$\tau_L = \gamma \cdot R \cdot J \quad (3.1)$$

donde:  $\gamma$  = peso específico de las aguas con materiales en suspensión (ton/m<sup>3</sup>)

$R$  = radio hidráulico (m)

$J$  = pendiente del plano de carga (m/m)

- Para obtener un valor aproximado de la velocidad  $u_s$  de escurrimiento de los acarrees, se supone que existe una distribución uniforme del flujo, y que entre las partículas no existe rozamiento.

El valor de  $u_s$  se estima en función de la influencia del arrastre sobre la velocidad media de las aguas claras **[GARCIA-EYERBE, 1962]**, cuyo análisis de detalla en el Acápite A2.1. y según el cual la velocidad del agua con acarrees se puede determinar según la expresión:

$$u_s = \frac{\omega}{\omega + \chi \delta} \cdot V \quad (3.2)$$

donde:  $V$  = velocidad media del agua clara (m/seg)

$\omega$  = peso específico del agua clara (ton/m<sup>3</sup>)

$\chi$  = Cuociente entre el volumen del material sólido y el del agua (%)

$\delta$  = peso específico del material de acarreo (ton/m<sup>3</sup>)

Thiery desarrolló una relación para estimar la influencia del arrastre sobre la velocidad media de las aguas claras, en función del peso específico del material de acarreo sumergido:

$$u_s = \frac{\omega}{\omega + (\chi \cdot (\lambda - \omega))} \cdot V \quad (3.3)$$

donde:  $\lambda$  = peso específico del material de acarreo (ton/m<sup>3</sup>)

Obteniéndose para la velocidad  $u_s$  valores mayores que con la ecuación (3.2).

c) Esfuerzo de Corte Crítico y Velocidad Crítica de Arrastre

- Para determinar el esfuerzo de corte crítico  $\tau_c$  se establece un balance entre las fuerzas que actúan sobre la partícula. Fundamentalmente, se considera la fuerza de arrastre hidrodinámico y el peso de la partícula sumergida, resultando la siguiente ecuación:

$$\tau_c = \beta(\gamma_s - \gamma)D_{90} \quad (3.4)$$

donde:  $\gamma_s - \gamma$  = peso específico sumergido de la partícula (ton/m<sup>3</sup>)

$D_{90}$  = diámetro característico del sedimento del lecho

$\beta$  = coeficiente de arrastre. Shields (1936) propuso un valor de  $\beta=0.06$ , pero en estudios experimentales realizados por Zeller (1963) se asume un valor  $\beta=0.046$ .

En definitiva, el fenómeno de arrastre en un curso de agua se inicia cuando  $\tau_L > \tau_c$ , y se manifiesta a través de procesos erosivos y/o transporte de sedimentos.

La fuerza de arrastre que es necesaria para iniciar el movimiento es 1,1 - 1,3 veces mayor que la fuerza de arrastre necesaria para mantener el movimiento, estableciéndose la siguiente fórmula para la tensión crítica de arrastre  $\tau_c$ :

Meyer-Peter y Müller (1948)  $\tau_c = 0.047(\gamma_s - \gamma) \cdot D_m \quad (3.5)$

donde:  $\gamma_s - \gamma$  = peso específico sumergido de los materiales (ton/m<sup>3</sup>)

$D_m$  = diámetro medio del sedimento del lecho (m)

El valor 0,047 es el empleado en los cauces de montaña.

En el Cuadro N°3.2 se indican los valores del esfuerzo de corte crítico, correspondientes a las velocidades máximas permisibles para que el material disponible en el lecho no sedimente, entregados por la USBR.

- Para determinar la velocidad crítica de arrastre, que origina el transporte incipiente de sólidos, se ha optado por emplear la velocidad media de la sección, la cual es función de las características del sedimento, es decir, de su diámetro y su densidad relativa.

Los experimentos con sedimentos uniformes entre 6 y 30 mm de diámetro, han llegado a la siguiente relación de arrastre crítico basada en la velocidad media:

$$\text{C.R. Nelly (1968)} \quad \frac{V_c}{\sqrt{g \cdot D_m}} = 1.41(s-1)^{1/2} \left( \frac{h}{D_m} \right)^{1/6} \quad \text{si} \quad \begin{cases} 3 \leq D_m \leq 140 \text{ mm} \\ 2 \leq h/D_m \leq 100 \end{cases} \quad (3.6)$$

donde:  $s$  = peso específico relativo de los sedimentos  
 $h$  = la altura de escurrimiento  
 $D_m$  = diámetro medio del sedimento del lecho  
 $g$  = aceleración de gravedad = 9.81 (m/s<sup>2</sup>)

Para un sedimento natural el coeficiente  $s=2.65$ .

Para flujos macro-rugosos, los cuales se caracterizan por desarrollarse sobre una superficie de alta rugosidad relativa, asociada a sedimentos de granulometría gruesa, la velocidad media crítica está dada por:

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh}} = \alpha (s-1)^{1/2} \frac{\left( \frac{h}{D} \right)^{-m}}{(\cos \phi)^n} \quad (3.7)$$

donde:  $s$  = peso específico relativo de los sedimentos  
 $h$  = altura de escurrimiento  
 $D$  = diámetro medio del sedimento del lecho  
 $\phi$  = ángulo de inclinación del lecho respecto a la horizontal  
 $\alpha, m, n$  = constantes según el Cuadro N°3.1

Cuadro N°3.1: Valores de  $\alpha$ ,  $m$  y  $n$  para el cálculo de la Velocidad Crítica de Arrastre en Flujos Macro-rugosos

Autor	$\alpha$	$m$	$n$	Observaciones
Isbash (1936)	1.70	0.50	0.5	
Straub	1.49	0.33	0	Basado en fórmula de Manning
Neill (1968)	1.41	0.33	0	$2 < h/D < 100$
Maza y García (1978)	1.50	0.35	0	$h/D < 20$

Fuente: [MOP, 2001] Manual de Carreteras, Volumen III, Tabla 3.707.303 A

Por otra parte, dependiendo de las características del material del lecho y de los sedimentos en suspensión, existe una velocidad máxima aceptable para que no se produzca erosión en las paredes y lecho del cauce.

Fortier y Scobey publicaron en 1926, para canales menores de regadío con alturas de escurrimiento inferiores a 1 metro, el Cuadro N°3.2, al cual se ha agregado el esfuerzo de corte crítico correspondientes a estas velocidades.

Cuadro N°3.2: Velocidad Máximas Permisibles según Fortier y Scobey. Esfuerzo de Corte Crítico según USBR

Material del Terreno	Aguas Limpias		Aguas con Sedimentos	
	$V$ (m/s)	$\tau_o$ (kg/m <sup>2</sup> )	$V$ (m/s)	$\tau_o$ (kg/m <sup>2</sup> )
Arena Fina	0.45	0.132	0.75	0.366
Tierra Arenosa	0.55	0.181	0.75	0.366
Limo	0.60	0.235	0.90	0.537
Limo Aluvional	0.65	0.235	1.05	0.733
Terreno Vegetal	0.75	0.366	1.05	0.733
Ceniza Volcánica	0.75	0.366	1.05	0.733
Arcilla Coloidal	1.15	1.27	1.50	2.248
Pizarra y Tosca	1.80	3.27	1.80	3.27
Grava Fina	0.75	0.366	1.50	1.56
Grava Gruesa	1.20	1.47	1.80	3.27
Piedras y Ripios	1.15	1.85	1.50	3.22
Roca Sedimentaria	3.00	-	3.00	-
Roca Ignea (dura)	6.00	-	6.00	-

Fuente: [MERY,1997] Curso de Diseño de Obras Hidráulicas. Capítulo 3

## d) Expresiones Generalizadas

- Una de las primeras expresiones para el cálculo de la velocidad de un flujo uniforme en un canal abierto fue establecida por el Ingeniero Francés Antoine Chezy y que puede escribirse como sigue:

$$\text{Chézy (1769)} \quad V = C\sqrt{R \cdot i} \quad (3.8)$$

donde:  $R$  = radio hidráulico (m)  
 $i$  = pendiente de fondo (m/m)  
 $C$  = factor de velocidad de Chézy, determinable por las fórmulas de Ganguillet-Kutter, Bazin o Powell.

Posteriormente, Manning estableció que el coeficiente de Chezy depende de un coeficiente  $n$ , al que se le denominaría coeficiente de rugosidad de Manning, y del radio hidráulico, lo que para el sistema métrico se traduce en la expresión:

$$\text{Manning (1889)} \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (3.9)$$

donde:  $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 3.705.1 A del Manual de Carreteras (Chow, 1964))

Así, el caudal se calcula fácilmente a través de la fórmula:

$$Q = V \cdot \Omega \quad (3.10)$$

donde:  $V$  = velocidad media del agua (m/s)  
 $\Omega$  = área de la sección transversal (m<sup>2</sup>)

## - Coeficiente de rugosidad

- En flujos líquidos el coeficiente de rugosidad de Manning se obtiene utilizando el criterio de Cowan, el cual considera las características físicas del cauce por medio de la siguiente expresión:

$$n = m(n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \quad (3.11)$$

donde:  $n_0$  = rugosidad base para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

$n_1$  = rugosidad adicional debida a irregularidades superficiales del perímetro mojado a lo largo del tramo en estudio.

$n_2$  = rugosidad adicional equivalente debida a variación de forma y de dimensiones de las secciones a lo largo del tramo en estudio.

$n_3$  = rugosidad adicional equivalente debida a obstrucciones existentes en el cauce

$n_4$  = rugosidad adicional equivalente debida a la presencia de vegetación

$m$  = factor de corrección para incorporar efecto de sinuosidad del cauce o presencia de meandros

En la Tabla 3.707.104 B del Manual de Carreteras se incluyen los valores de los parámetros que intervienen en la fórmula de Cowan.

- Las experiencias en flujos de barro indican que el coeficiente de rugosidad para el flujo detrítico puede llegar a ser 75% más alto que el que se tiene para un flujo de agua (Tamburrino A., A. Espinoza and Y. Niño. "Experimental study on debris flows over a non-erodible bed". Rivertech 96 Chicago Illinois USA).

$$\frac{n_{DETRITICO}}{n_{LIQUIDO}} = 1.5 - 1.75 \quad (3.12)$$

- La concentración  $X$  de material detrítico en un flujo, es un parámetro importante que caracteriza a los acarreo de lodo, dada la influencia que tiene sobre la reología<sup>(9)</sup> de la mezcla y su influencia en la ley de resistencia. Es un parámetro difícil de predecir; las mejores estimaciones resultan de compatibilizar los resultados de los cálculos de los modelos con la información de terreno disponible.

Luego la expresión para caudales detríticos en función de las concentraciones de material detrítico, está dada por:

$$Q_{DETRITICO} = Q_{LIQUIDO} \left( \frac{1}{1-X} \right) \quad (3.13)$$

- El coeficiente de escorrentía  $C$ , es un parámetro importante en la determinación de los caudales de crecida, que depende de las características del terreno, uso y manejo del suelo, condiciones de infiltración, etc. En el Tabla 3.702.503 B del Manual de Carreteras, se muestran los rangos usuales en que varía el coeficiente de escorrentía para diversas condiciones del suelo.

### 3.3.2. Bases de Diseño para Obras de Control de Erosión y Arrastre de Sedimentos

Para controlar el arrastre y la sedimentación existente en un cauce dado, se construyen obras transversales a la garganta del cauce, destinadas a alcanzar el equilibrio del perfil y evitar la erosión en las laderas y el lecho.

Para alcanzar este objetivo se debe considerar en el diseño de estas obras, tanto aspectos hidráulicos como estructurales.

Un estudio más acabado en el diseño de diques, se encuentra en aquellos construidos en base a mampostería hidráulica o de hormigón, ya que son los que habitualmente se utilizan en trabajos hidrológico-forestales.

#### a) Diseño Hidráulico de Diques

Un dique es asimilable a un vertedero, sobre el cual escurre el caudal proveniente de la quebrada, el que posteriormente es vertido aguas abajo de este.

El vertido se puede realizar de dos maneras: a) Por caída libre, despegándose la lámina del paramento aguas abajo de la estructura, o b) Sobre perfiles hidrodinámicos, cuando el fluido se adosa al paramento mediante el diseño de un perfil hidrodinámico.

Por otra parte, en los cursos naturales las secciones son compuestas y la pendiente va cambiando punto a punto a lo largo del tramo. Sin embargo, para el diseño de un vertedero no es necesario efectuar un estudio acabado de la dinámica el flujo en el cauce, sino más bien revisar las condiciones en las cercanías de la obra transversal.

Considerando un pequeño tramo, se puede suponer que las líneas de flujo son paralelas, donde se ignoran las fluctuaciones producidas por las turbulencias y las líneas de corriente no tienen componente de aceleración en el plano de la sección transversal.

Como se señaló anteriormente el tramo considerado es pequeño por lo cual las pérdidas de carga son despreciables, con lo que se concluye que la energía es aproximadamente constante.

- Altura de Vertedero

Este parámetro está determinado por la altura máxima de la lámina vertiente aguas arriba del vertedero, sin embargo suele adoptarse el valor de la altura de la lámina sobre él, como la altura mínima recomendada para la sección.

- Para obtener la *altura máxima de la lámina de vertido sobre un vertedero* de sección rectangular, es necesario conocer el punto de inflexión donde la energía es mínima, cuyo análisis de detalla en el Acápite A2.2.

$$\frac{\delta E}{\delta h} = 1 - \frac{Q^2}{g * b^2 * h^3} = 0$$

Así se llega a la conocida expresión para la altura crítica:

Fórmula de Kresnik 
$$h_{crit} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.14)$$

donde:  $q = \frac{Q}{b}$  gasto por unidad de ancho ( $m^3/s / m$ )  
 $g =$  aceleración de gravedad igual a  $9.81 \text{ (m/s}^2\text{)}$   
 $b =$  ancho del vertedero

Para un vertedero rectangular, otros autores proponen calcular la altura de la lámina  $h_c$  como función de la altura del agua en la sección  $S$  (ver Figura 3.2):

Rouse (1936) 
$$h_c = \frac{h_s}{0.715} \quad (3.15)$$

donde:  $h_s = \left(\frac{Q}{5.18 \cdot l}\right)^{\frac{2}{3}}$  altura del agua en la sección  $S$   
 $l =$  ancho superficial en la sección de control

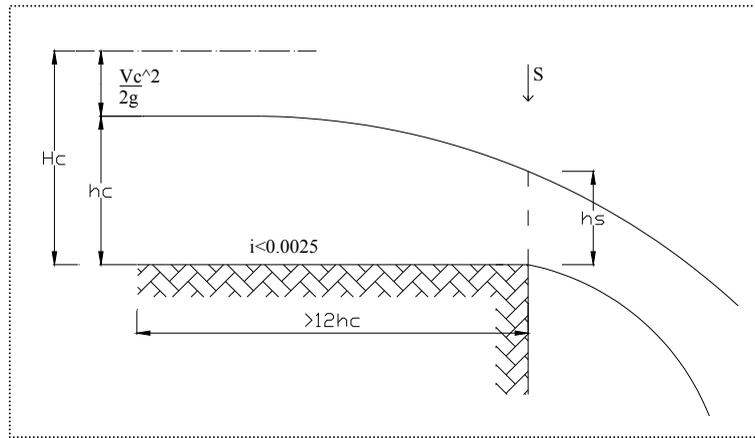


Figura 3.2: Dimensiones en un Vertedero con Caída Libre  
Fuente: [COUTINHO-ROBLES 1998] *Manual de Ingeniería Hidráulica. Figura 8.33*

Se debe señalar que en vertederos de pared gruesa las líneas de corriente pueden alcanzar, por lo menos en una distancia corta, un paralelismo tal que, en la sección de control se puede admitir que existe una distribución hidrostática de presiones [COUTINHO-ROBLES, 1998].

La condición necesaria para que un vertedero se considere de pared gruesa es que  $0.08 < \frac{H}{b} < 0.5$ , cuyas dimensiones se observan en la Figura 3.3.

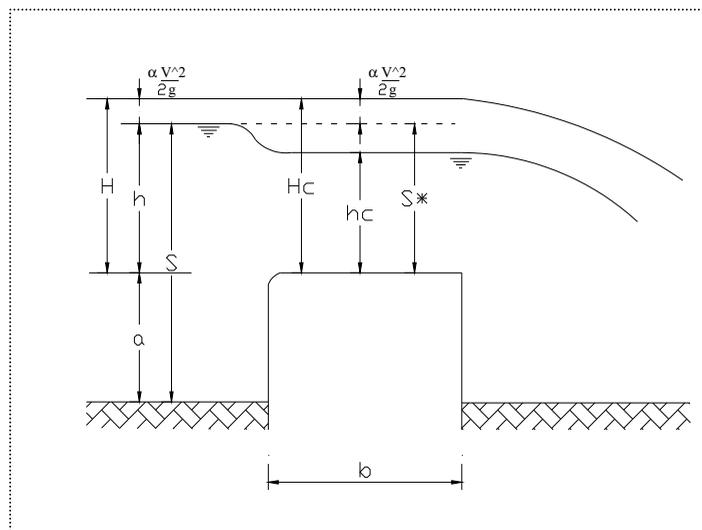


Figura 3.3: Dimensiones en un vertedero de pared gruesa  
Fuente: [COUTINHO-ROBLES, 1998] *Manual de Ingeniería Hidráulica. Figura 8.30*

En consecuencia, siendo el vertedero de pared gruesa, se tendrá crisis sobre la solera. Es así, como despreciando las pérdidas singulares de energía a la entrada del vertedero, se cumple la ecuación (3.16), de la cual se desprende la altura crítica  $h_c$ :

$$H = h_c + \alpha \frac{u_c^2}{2g} \quad \Rightarrow \quad Q = S_c \cdot \sqrt{2g(H - h_c)} \quad (3.16)$$

donde:

- $H$  = carga sobre la solera
- $h_c$  = altura crítica del agua
- $\alpha$  = coeficiente de Coriolis igual a 1.0
- $u_c$  = velocidad media en la sección de control
- $S_c$  = área en la sección de control

- En otros casos, cuando se cuenta con mayor información de las condiciones del cauce, es posible determinar la *altura de la lámina vertiente aguas arriba del vertedero*, introduciendo en la ecuación (3.16) un coeficiente de descarga  $Cd$ , función de la forma de la solera y de las condiciones de llegada.

Como en la práctica resulta más fácil medir la altura de agua  $h$ , que la energía  $H$  aguas arriba de la solera, lo que corresponde a desprestigiar la energía cinética del flujo aguas arriba y, consecuentemente las velocidades, se añade adicionalmente un coeficiente de velocidad  $Cv$ , cuyo valor está incluido en Acápite A2.3.

La expresión general está dada por la ecuación (3.17), de la cual se desprende la altura  $h$ :

$$Q = CdCv \cdot S_c \sqrt{2gh(1 - K)} \quad (3.17)$$

donde:

- $h$  = altura del agua aguas arriba del vertedero
- $K$  =  $h_c/h$
- $S_c$  = área en la sección de control
- $g$  = aceleración de gravedad igual a 9.81 (m/s<sup>2</sup>)

#### - Foso de Disipación

Un conchón amortiguador permite disipar o absorber la energía de impacto del flujo aguas abajo del vertedero. Para estimar si es necesario o no implementar un foso de disipación, el Bureau of Reclamation hace uso del número de Froude:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot \frac{\Omega}{T}}}$$

que para una sección rectangular resulta:

$$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

donde:  $v_1$  = velocidad al pie de la estructura

$h_1$  = altura de la carga al pie de la estructura

En secciones rectangulares se sabe que si:

- $F_1 < 1,7$  No es necesario emplear disipadores de energía, siendo suficiente emplear un zampeado de longitud de  $4h_2$  para la protección de la obra.
- $1,7 \leq F_1 < 2,5$  Puede emplearse el disipador de energía, pero no es absolutamente necesario.
- $2,5 \leq F_1 < 4,5$  Es una zona de transición difícil pues ni los zampeados ni los colchones resultan eficaces, dado que el resalto no se estabiliza y las ondas pueden prolongarse más allá del cuenco. Es posible actuar sobre el vertedero, modificando sus dimensiones.
- $4,5 \leq F_1 < 9,0$  Es el nivel óptimo para el uso de disipadores de energía.
- $F_1 \geq 9,0$  Se produce un resalto violento áspero, violento e inestable, por lo que no puede ser concentrado en un foso de disipación.

La socavación provocada por el flujo aguas abajo del dique, crea la necesidad de proteger el pie de la estructura y a la vez disipar la energía que se origina con el vertido.

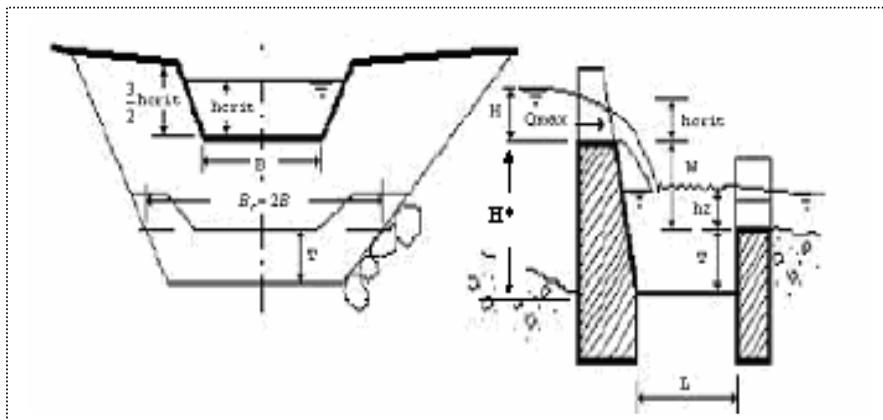


Figura 3.4: Esquema de un Dique de Retención  
Fuente: [URL3] *Pequeñas Obras Hidráulicas*. Roger Mattos

Para el diseño hidráulico de estas obras pueden utilizarse los resultados de la investigación de R. Müller, los cuales tienen validez dentro de los siguientes límites:  $q=2$  a  $6 \text{ m}^3/\text{sm}$ ,  $h_{\text{crit max}} = 0.75$  a  $1.5 \text{ m}$ ,  $W = 1.5$  a  $4 \text{ m}$ , considerando la nomenclatura de la Figura 3.4.

Este diseño considera que el flujo aguas arriba de la obra es subcrítico, y por lo tanto, sobre el vertedero se tendrá altura crítica:

$$h_{\text{crit}} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 g}} \approx 0.467q^{2/3} \approx \frac{2}{3}H \quad (3.18)$$

donde:  $q$  = caudal por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )

$B$  = ancho medio de la sección del vertedero (m)

La altura de caída  $W$ , para una lámina vertiente aireada y de libre escurrimiento debe ser de por lo menos:

$$W_{\text{min}} \approx 2h_{\text{crit max}} \quad (3.19)$$

- Para establecer el ancho del foso de disipación Müller recomienda:

$$B_r = B \text{ hasta } 2B \quad (3.20)$$

- La longitud mínima de un foso de disipación está dada por la distancia horizontal que alcanza la lámina cuando se despega del vertedero. R. Müller entrega la siguiente expresión:

$$L = \frac{4}{\sqrt{g}} q_{\text{max}} \cdot W^{1/2} \approx 4h_{\text{crit}}^{3/2} \cdot W^{1/2} \quad (3.21)$$

donde:  $q$  = caudal por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )

$W$  = altura de caída de la lámina (m)

La línea teórica de las partículas es una parábola, que en la realidad también se ve afectada por la fricción y la turbulencia. En aquellos casos en que el flujo aguas arriba no es de régimen subcrítico se suele aplicar la fórmula de Algerholzer:

$$L \approx 0.46\sqrt{W} \cdot (\sqrt{2gH} + v) + H \quad (3.22)$$

donde:  $W$  = altura de la carga aguas arriba (m)  
 $v$  = velocidad media de aproximación (m/s)  
 $H$  = altura aguas arriba del vertedero (m)

Por otra parte, la ecuación (3.23) establece el alcance de la lámina vertiente en función de la altura del dique:

$$L = \sqrt{2h_{crit} H^* + h_{crit}^2} \quad (3.23)$$

donde:  $h_{crit}$  = altura de la lámina vertiente (m)  
 $H^*$  = altura libre de retención (m).

- La profundidad mínima que debe tener un foso de disipación, se define de acuerdo a lo siguiente:

$T=0.5$  m Para caudales y alturas de caída pequeños.

$T=1$  a  $1.5$  m Para grandes caudales.

Se recomienda usar como base de cálculo  $T \approx h_{crit}$

#### - Socavación al Pie de las Barreras Vertedoras

Si la resistencia del lecho es insuficiente para soportar el impacto del agua, se produce al pie de la estructura una socavación en la fundación del dique.

El resultado del efecto erosivo en torno a una estructura es una profundización local del lecho, bajo la forma de una fosa o cavidad, como se muestra en la Figura 3.5.

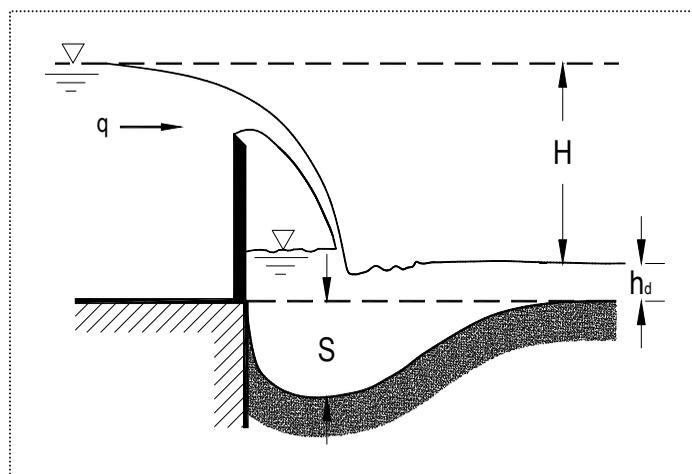


Figura 3.5: Socavación al Pie de Vertederos Esquema de Definición de Variables  
Fuente: [MOP, 2001] Manual de Carreteras, Volumen III. Figura 3.707.404 A

Para estimar la socavación máxima al pie de una barrera vertedora de baja carga, se recomienda emplear la fórmula de Schoklitsch dada por:

$$S = 4.75 \cdot \frac{H^{0.2} q^{0.57}}{D_{90}^{0.32}} - h_d \quad (3.24)$$

donde:  $h_d$  = altura del escurrimiento aguas abajo (m)  
 $H$  = carga o diferencia entre el nivel de aguas arriba y el nivel de aguas abajo de la barrera (m)  
 $q$  = caudal por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )  
 $D_{90}$  = diámetro característico del material del lecho (mm)

Otros autores proponen:

$$\text{Veronese} \quad S = 3.68 \cdot \frac{H^{0.225} q^{0.54}}{D_m^{0.42}} - h_d \quad (3.25)$$

$$\text{Jaeger} \quad S = 6 \cdot \frac{H^{0.25} q^{0.5}}{D_{90}^{0.33}} h_d^{0.33} - h_d \quad (3.26)$$

$$\text{Hartung} \quad S = 12.4 \cdot \frac{H^{0.36} q^{0.64}}{D_{85}^{0.32}} - h_d \quad (3.27)$$

De manera que la cota de fundación de la obra debe quedar por debajo de la profundidad de socavación. Sin embargo, si este valor fuese excesivo, se recomienda la construcción de elementos de protección al pie de la estructura.

#### b) Diseño Estructural

Es necesario que la obra transversal sea capaz de resistir la avenida de sedimentos y la presión ejercida por el agua, por lo cual se requiere considerar en el diseño estas sollicitaciones.

##### - Espesor del Coronamiento

Se estima el espesor del coronamiento, verificando inicialmente su estabilidad al deslizamiento, considerando las fuerzas aplicadas sobre la sección A-A (ver Figura 3.6):

$$\text{Peso propio:} \quad P = \left\{ e \cdot x + \frac{1}{2} x^2 \cdot \tan \alpha \right\} \gamma_s$$

$$\text{Empuje:} \quad E = \left\{ \frac{x}{2} + h \right\} x \cdot \gamma$$

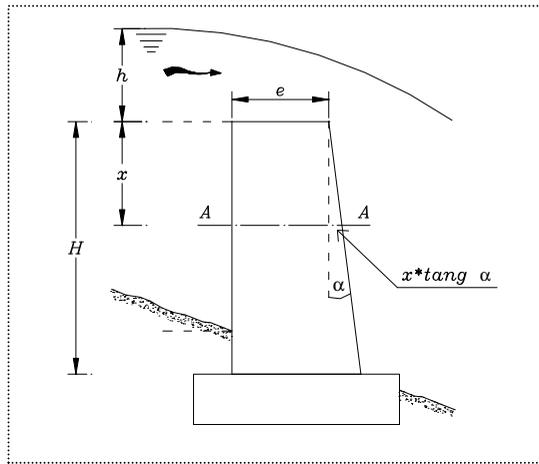


Figura 3.6: Espesor en el Coronamiento de un Dique de Gravedad.

Fuente: [FAO,1988] *Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces*. Figura 19.

Para que la obra sea estable al deslizamiento debe cumplir la condición:

$$\Sigma F_H \leq \phi \Sigma F_V$$

$$\tan \phi \leq \phi$$

donde:  $\phi$  = ángulo de la resultante respecto a la vertical

Luego haciendo  $x \rightarrow 0$  se tiene la siguiente expresión para el espesor del coronamiento:

$$e \geq \frac{h \cdot \gamma}{\phi \cdot \gamma_s} \quad (3.28)$$

donde:  $h$  = altura de la carga

$\gamma$  = peso específico de agua con sedimentos

$\gamma_s$  = peso específico del material de construcción del muro o peso de fábrica

$\phi$  = coeficiente de rozamiento de piedra sobre piedra

En consecuencia, para que no haya deslizamiento basta obtener  $e = \frac{h \cdot \gamma}{\phi \cdot \gamma_s}$ .

Entre las fórmulas experimentales empleadas por otros autores puede contarse la ecuación (3.29), que entrega el valor del espesor en función de la altura del dique y de un coeficiente, que varía respecto a la granulometría del sedimento  $0.1 < \epsilon < 0.2$ .

$$e = 0.7 + \epsilon H \quad (3.29)$$

Mientras que en caso de riesgo de lodo o acarreo, el espesor recomendado está dado por la ecuación (3.30) [FAO, 1988].

$$e > 1.30 m \quad (3.30)$$

- Esbeltez del Paramento

La incidencia del agua vertida sobre el paramento de aguas abajo de la estructura es capaz de provocar daños en este, por lo que el ángulo de declinación del paramento  $\alpha$  mostrado en la Figura 3.6, debe satisfacer:

$$\tan g \alpha < \sqrt{\frac{2h}{H}} \quad (3.31)$$

- Base de la Estructura

En la estimación de la base de una obra transversal, se supone actuando solamente las fuerzas hidrostáticas sobre el paramento de aguas arriba, y el peso propio de la estructura, o peso de fábrica:

- Paramento inclinado aguas abajo: se construyen de manera tal que la resultante del empuje, aplicada al tercio de la altura, y del peso del dique, cuyo centro de gravedad sea el centro de gravedad del trapecio, pase por el punto del tercio medio MN de la base (Figura 3.7 a), condición necesaria para que no existan tracciones en el punto C [GARCIA-EYERBE, 1962].

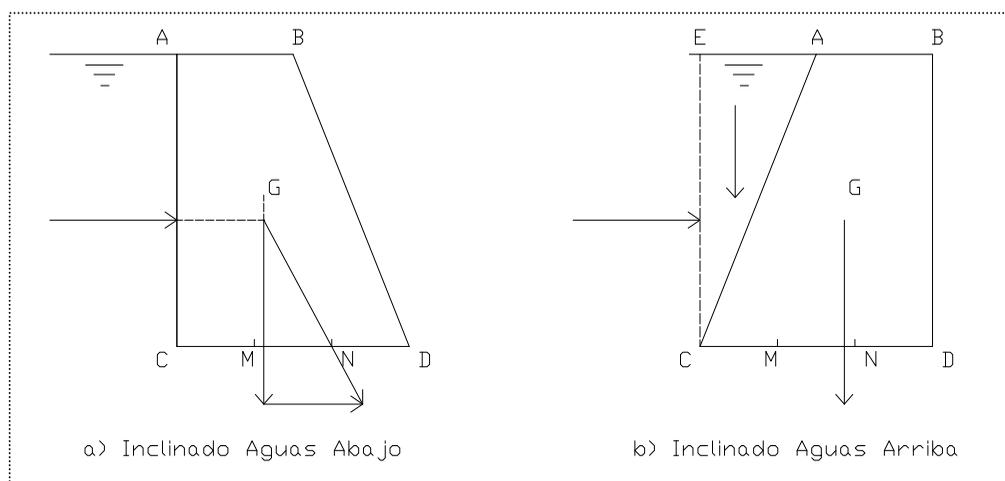


Figura 3.7: Paramento Inclinado en Diques de Gravedad  
Fuente: [GARCIA-EYERBE, 1962] *Principios de Hidráulica Torrencial: su Aplicación a la Corrección de Torrentes, Control de Aludes*

Para que la resultante pase por N, la suma de los momentos con respecto a este punto debe ser nula, lo que se reduce a la ecuación (3.32).

$$b = \sqrt{\frac{5e^2}{4} + \frac{\gamma}{\gamma_s} H^2} - \frac{e}{2} \quad (3.32)$$

- Paramento inclinado agua arriba (Pendiente del cauce  $i > 15\%$ ): se procede bajo el mismo concepto de los diques con paramento inclinado aguas arriba, para lo cual se verifica que la suma de los momentos con respecto al tercio central sea nula **[GARCIA-EYERBE, 1962]**.

$$b = \sqrt{h^2 + \frac{\gamma - \gamma_s}{\gamma} e^2} \quad (3.33)$$

#### 3.4. LA PRACTICA: EL CONTROL DE ALUVIONES

Los métodos de control de acarrees apuntan a mitigar la magnitud e intensidad de los fenómenos aluvionales, lo que eventualmente se logra reduciendo el volumen del caudal de crecida y el volumen de sólidos del arrastre.

Los métodos de control de aluviones que se orientan a la regulación del caudal líquido, corresponden a la *retención* y *reducción* del caudal utilizando medidas de tipo biológico y/o mecánicas, lo cual a su vez *retarda* los tiempos de concentración en la cuenca. Además, interviniendo en la garganta y cono de deyección mediante medidas estructurales se consigue la *desviación* de los caudales líquidos. De similar forma se logra el manejo de los flujos detríticos.

Uno de los métodos de control, exclusivo para caudales líquidos, es el *desagüe*, que consiste en la captación y desviación de las aguas por canales, y/o la ampliación de los perfiles transversales del cauce.

Lo anterior se resume en el Cuadro N°3.3:

Cuadro N°3.3: Métodos de Control de Torrentes

Método	Caudal Líquido	Caudal Sólido
Reducción	Utilizando desagües desde la cuenca receptora.	Tratamiento de las zonas de erosión.
Retención	A través del manejo de la vegetación, el cambio del uso de la tierra o medidas estructurales.	Mediante estructuras como diques de retención.
Retardación	Mediante la reducción de la pendiente o aumento de rugosidad del lecho.	Mediante la reducción de la pendiente.
Desviación	Desviación local del agua.	Desviación del material sólido susceptible a ser arrastrado.

Fuente: [URL0] Capítulo 3: Hidráulica Aplicada al Control de Torrentes

Sin embargo, resulta necesario precisar las acciones o medidas específicas de corrección que se deben implementar, las que se clasifican de acuerdo a:

- a) Los medios utilizados para el control: en medidas mecánico-estructurales, biológico-forestales y socio-económicos.
- b) La parte de la cuenca donde se aplican y ubican las obras.
- c) Y la etapa en que se implementan dichas medidas: de *prevención*, como obras precautorias de eventos aluvionales, o de *saneamiento* que se refiere a actividades de reparación, remoción de escombros y arreglo de infraestructuras que resulten dañadas por tal evento.

Como se podría pensar, el control de aluviones no sólo está conformado por medidas correctivas del tipo mecánicas, tales como la construcción de grandes obras de ingeniería, sino también por medidas biológicas, que están asociadas a la restauración forestal de las laderas, lo que permite mitigar el efecto erosivo de ellas. Además existen medidas socio-económicas, que apuntan a un cambio en el uso de la tierra.

A la vez como parte de las medidas estructurales, se contempla una reducción del transporte de sólidos mediante el uso de obras transversales, produciendo un retardo en la escorrentía, un aumento en la rugosidad y/o una reducción de las pendientes del cauce.

Los lugares donde se pueden aplicar medidas para el control de torrentes son: ladera, cauce, cuenca de recepción, garganta, cono de deyección, canal de desagüe y curso inferior o superior de la cuenca.

En el Cuadro N°3.4, se especifican las medidas comúnmente utilizadas a nivel de: a) La cuenca de recepción, que tienen como objetivo disminuir el efecto erosivo en la cuenca, y b) La garganta, las cuales apuntan a retener y retardar los flujos detríticos provenientes del curso superior del cauce.

*Cuadro N°3.4: Sistema Corrector de una Cuenca Torrencial*

Area geográfica afectada	Acciones destinadas a combatirlos	
	Clasificación	Descripción
Cuenca de recepción	Biológicas	Reforestación Mejora de las coberturas vegetales
	Prácticas Mecánicas	Terrazas Bancales Drenajes
	Pequeñas Obras Hidráulicas	Albarradas Palizadas Fajinas
Garganta	Obras Transversales	Diques de consolidación Diques de retención Traviesas o rastrillos de fondo Rampas
	Obras Longitudinales	Muros laterales Empedrados de fondo Canales Revestimiento de taludes
	Obras Mixtas	Umbrales de fondo Perfiles escalonados Espigones
	Biológicas	Cubiertas vegetales en márgenes de los cauces

Fuente: [FAO,1988] *Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces. Tabla 2.1.1*

### 3.5. OBRAS TRANSVERSALES TRADICIONALES Y NO TRADICIONALES

Como se señaló anteriormente, el propósito de las obras hidráulicas en el control de aluviones consiste en la estabilización del lecho, por medio de la retención de los acarreos que transporta la corriente, produciéndose con ello una pendiente menor a la del cauce y una sección transversal más amplia.

Las obras transversales reconocidas en Chile por su efectividad en el control de flujos torrenciales de alta erosividad, se pueden dividir en a) Tradicionales, y b) No Tradicionales.

#### 3.5.1. Tradicionales

Se denominan tradicionales debido a su reiterada aplicación en el control de caudales y en la mitigación de procesos erosivos.

Dado que el proceso constructivo de este tipo de obras no es complejo, la utilización de mano de obra calificada no es necesaria, y por ende el costo por este ítem resulta moderado.

Al mismo, tiempo este tipo de obras se caracterizan por implementarse con materiales provenientes del mismo lugar de emplazamiento de la obra o bien de depósitos cercanos. Usualmente el suministro y acopio de rocas de mediano tamaño y densidad, no necesita de maquinaria especializada.

Las estructuras típicamente utilizadas en Chile (Ver Figuras A3.1, A3.2 y A3.3) son:

a) Diques de Mampostería en Seco, o de piedra: estas estructuras están formadas por rocas colocadas densamente una al lado de la otra, hasta formar un dique de ancho mayor a la del cauce, con paramento vertical aguas arriba y aguas abajo. El tamaño de las piedras es por lo general superior a los 30 cm.

b) Diques de Mampostería Hidráulica: contruidos en base a piedras canteadas de selección y unidas por mortero de pega, usualmente con paramento inclinado aguas arriba y aguas abajo, con altura inferior a los 3 m.

c) Fosas de decantación: consisten en diversas excavaciones a lo largo del cauce, unidas entre sí por medio de un vertedero de descarga, constituido por un canal de aproximación entre una fosa y otra. Las fosas cuentan con taludes laterales y longitudinales, y solo son posibles de materializar en cauces de poca pendiente.

### 3.5.2. No Tradicionales

Son generalmente diques transversales al cauce, que como su nombre lo indica, se utilizan con menor frecuencia, principalmente debido a que son obras que constan de un procedimiento constructivo más acabado, basado en la utilización de elementos prefabricados o con una preparación previa a la materialización de las obras.

Si bien la mano de obra sigue siendo no especializada (como en las obras tradicionales), su ejecución debe estar a cargo de una persona con pleno conocimiento de la ingeniería.

Los esquemas constructivos se muestran en detalle en el Figuras A3.4 - A3.7.

Los más comunes son los siguientes:

a) Mampostería de Trozas: diseñado con rollizos de madera y relleno con bolones o material aluvional (de diámetro superior a 6"), empotrado en las paredes laterales del cauce, con y sin paramento aguas arriba. Este tipo de dique no supera los 3,5 m de altura.

b) Pre-aterrados: se caracterizan por ser diques cuyo paramento aguas arriba va empotrado al cauce, de altura inferior a los 2,5m. Se utilizan principalmente para estabilizar lechos de gran pendiente.

c) Muros de Viguetas Prefabricadas o Encribado: no muy conocidos en Chile, dada su utilización como obras de contención de tierra. Este tipo de muros está conformado por dos tipos de vigas cortas, de hormigón armado, denominadas durmientes y tensores, las que entrelazadas forman una armazón que puede rellenarse con material granular.

d) Gavionada: conformado por gaviones (caja preformada de malla rellena con material pétreo), lo cual le otorga la permeabilidad necesaria para reducir presiones en el paramento de aguas arriba. Este dique se diseña generalmente con igual relación base-altura.

## **4. DISEÑO DE UN "DIQUE DE RETENCION" Y SU EVALUACION COMO OBRA TRANSVERSAL ESTABILIZADORA DE CAUCES**

### 4.1 INTRODUCCION

Los antecedentes aluvionales registrados en las quebradas del Cerro Divisadero, nos dan cuenta de la importancia que tiene el aporte de sedimentos en el caudal líquido, siendo el abrupto depósito de material sólido, la principal causal de daños en las inmediaciones de la ciudad de Coyhaique.

En el presente capítulo nos abocaremos a diseñar un dique de retención con el fin de controlar los arrastres de sólidos antes señalados. Estos diques, en general se caracterizan por ser obras de ingeniería de mediana envergadura, en cuya construcción se aprovechan tanto los recursos existentes en la zona de emplazamiento de los mismos, como también las propiedades estructurales de los materiales utilizados.

Los diques de retención tienen como objetivo retener el material erosionado en los sectores más altos, que es transportado hacia las zonas más bajas de la cuenca. La construcción de estas estructuras permite en algunos casos reducir la pendiente y estabilizar el perfil longitudinal del cauce.

En este caso, el dique diseñado consiste básicamente en una obra de Mampostería Gavionada, que permita la filtración de los caudales detríticos y lo suficientemente estable para retener el material sólido. Para ello se ha pensado en la utilización de gaviones como alternativa constructiva debido principalmente a los excelentes resultados obtenidos en la contención de suelos y en obras fluviales.

#### 4.2. DIAGNOSTICO DEL PROBLEMA A RESOLVER

El registro de los flujos aluvionales provenientes del cordón del Cerro Divisadero, que han afectado históricamente a la ciudad de Coyhaique son de 1928, 1934, 1956, 1966, 1977 y 1985, siendo estos últimos eventos los propulsores de numerosos estudios en el área de la hidrología y de la geología fluvial [HAUSER,1994], tales como "Geomorfología Aplicada, Riesgos Naturales Cerro Divisadero" (Novoa J.1990), "Evaluación de los Tratamientos Biológicos del Cerro Divisadero (Barrientos J.1990), "Evaluación Técnica de las Obras de Corrección del Cerro Divisadero" (Griott S.1991), "Proyecto de Construcción y Mejoramiento de Obras de Corrección de Torrentes en Cerro Divisadero" (Vera G.1993), por nombrar algunos.

En la actualidad el tema que preocupa no es distinto al de 70 años atrás. Se refiere a la conjugación de dos fenómenos naturales, como son:

- La alta producción de sedimentos y detritos en las secciones altas y medias de las quebradas, y
- Las condiciones meteorológicas extremas que ocurren en la zona.

Como consecuencia de ello, el efecto destructivo de un potencial aluvión, continua siendo un riesgo para la población residente en los faldeos de dicho cerro.

En general, las quebradas del Cerro Divisadero presentan un elevado nivel de inestabilidad en las laderas y pendientes que superan los  $10^{\circ}$ , lo que favorece el transporte de sedimentos. En el presente estudio nos centraremos en la quebrada Mackay, la que además de contar con las características antes señaladas, representa una fuente constante de riesgo aluvional, debido a su cercanía con las zonas urbanizadas, su escasa cubierta vegetal y la ausencia de obras significativas de encauzamiento y retención de flujos aluvionales.

Es por ello que las obras transversales de estabilización de los cauces torrenciales en esta zona, cobran especial importancia ante un eventual fenómeno aluvional, ya que permiten escalonar el perfil longitudinal del cauce produciendo la sedimentación del material de arrastre proveniente de aguas arriba, generando el asentamiento de la pendiente. De esta manera durante una tormenta de importancia, el caudal afluente de la quebrada será esencialmente líquido, con un mínimo de concentración de sólidos, minimizando así el efecto destructivo del flujo.

#### 4.3. INFORMACION BASICA

##### 4.3.1. Información Disponible

###### a) Información General

La quebrada Mackay nace sobre la cota 1000 msnm entre las cumbres de los cerros Mackay y Divisadero, para luego extenderse alrededor de 2800 m hasta encontrar el punto más bajo en la cota 410 msnm, donde se produce su confluencia con la quebrada Las Lengas. En el Cuadro N°4.1 podemos encontrar las características topográficas de la quebrada en estudio.



Figura 4.1: Vista general Cerro Divisadero, especialmente las Quebrada Mackay y Lengas Poniente  
Fuente: Dirección de Obras Hidráulicas, Marzo 2001

Cuadro N°4.1: Características Topográficas de Quebrada Mackay

Tramo	Cota (m)	Distancia Longitudinal (km)	Pendiente media (%)	Observación
Cabecera superior	1000-775	> 2,33	53%	Presencia de material esencialmente rocoso.
Cabecera inferior	775-635	2,33 - 1,70	22%	Taludes con altura de hasta 15 m. Presencia de obras de disipación de energía, con un ancho de entre 6 -10 m.
Garganta	635-450	1,70- 1,48	14%	Alto riesgo de desborde, con riberas que varían entre 2-4m de altura, y anchos entre 4-10m. Material pétreo d<30cm.
Cono deyección	450-300	< 1,48	7%	Cauce bien definido con riberas que varían entre 1-2,5 m de altura, y anchos entre 2-10m. Presencia de material grueso (d<20cm).

Fuente: [AC,1997] Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.

#### b) Estudios Previos

De gran importancia resulta el estudio realizado por A. Hauser en 1994 donde se identifican a nivel local las zonas de riesgo aluvional en los faldeos del Cerro Divisadero.

El estudio de Hauser titulado "Evaluación de Riesgos en la Zona Urbana de Coyhaique, Región XI" identifica las áreas consideradas de alto riesgo para la ciudad, realizando una caracterización geomorfológica y geológica en el Cordón del Cerro Divisadero.

Como parte de esta evaluación se efectuó el análisis e interpretación integrada de información geotécnica e hidrogeológica recopilada en la zona de estudio. Se analizaron los efectos generadores de riesgos geológicos, y gatilladores de inundaciones, desprendimientos y deslizamientos.

Como resultado de esta evaluación se formuló un plan de manejo en aquellas quebradas de alto riesgo aluvional, y además se diseñó un plano en el cual se definieron y delimitaron zonas de riesgo, ver Figura 4.2.

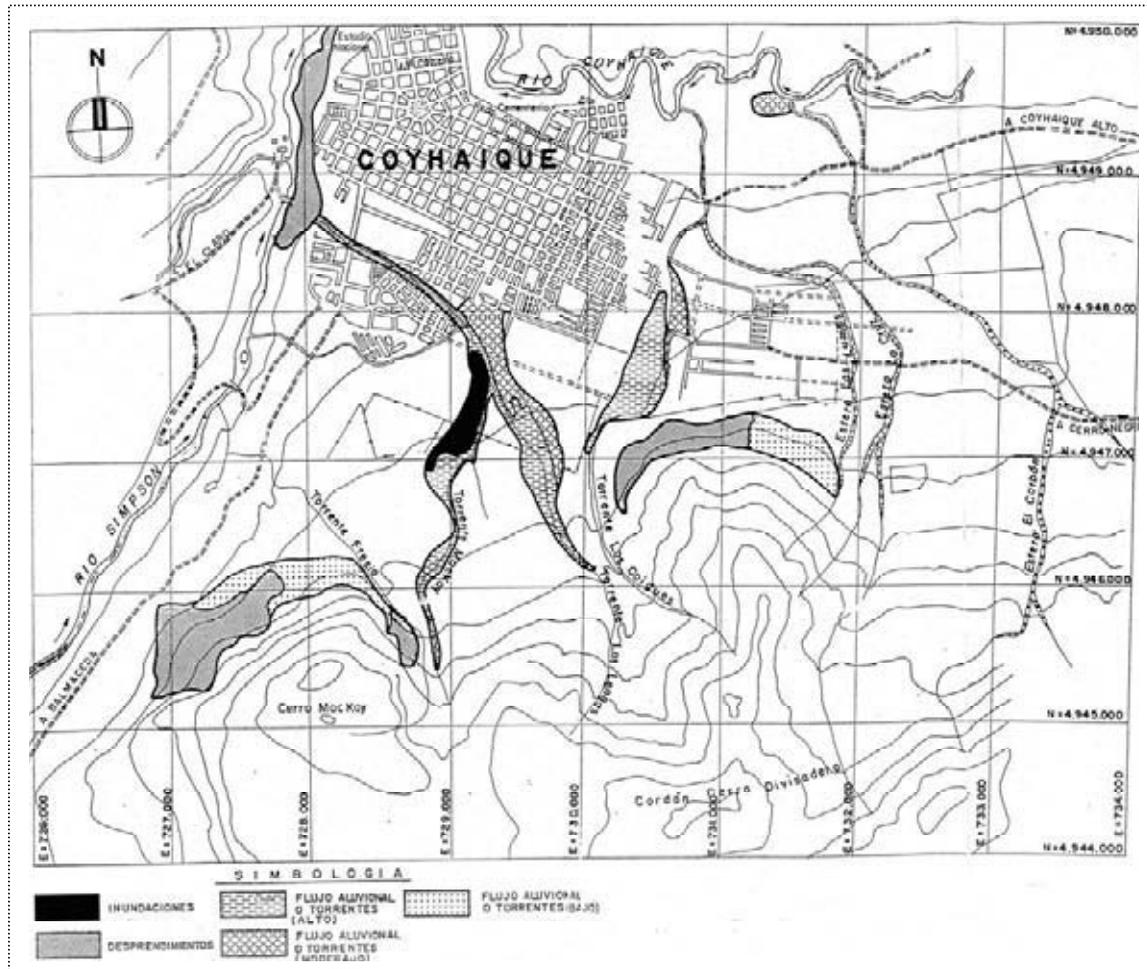


Figura 4.2: Zonas de Riesgo Aluvional  
Fuente: [HAUSER,1994] Evaluación de Riesgos en la Zona Urbana de Coyhaique, Región XI.

c) Información Hidrológica

Se dispone de los registros de precipitaciones diarias observadas en las estaciones controladas por la Dirección General de Aguas del MOP, ubicadas en las cercanías de la ciudad de Coyhaique, éstas son:

Cuadro N°4.2: Estaciones Pluviométricas

Estación	Coordenadas UTM (m)		Altitud (m.s.n.m.)
	Norte	Este	
Coyhaique Teniente Vidal(*)	4.948.183	724.932	310
Coyhaique Escuela Agrícola	4.949.720	731.511	343
Coyhaique Alto	4.957.877	761.800	771

Fuente: [AC,2003] Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de Coyhaique, XI Región.  
Nota: (\*) Estación de que depende de la Dirección Meteorológica de Chile DMC.

La ubicación de dichas estaciones se puede apreciar en la Figura 4.3.

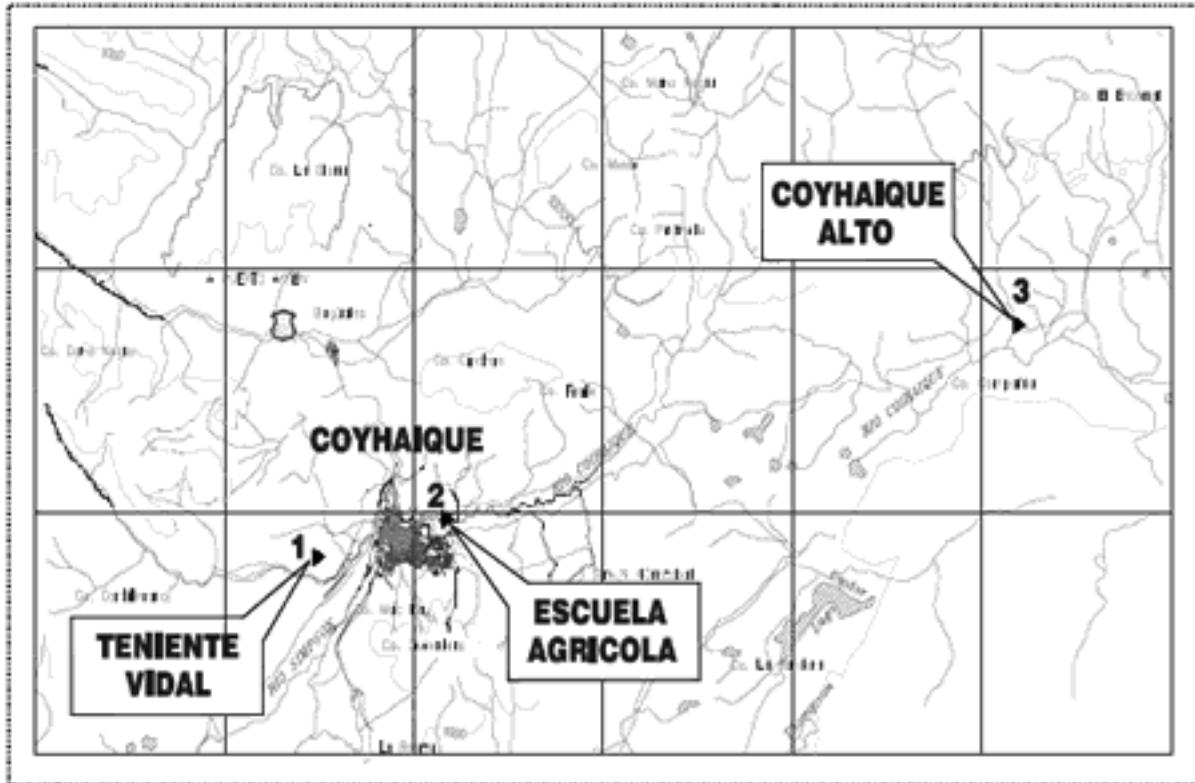


Figura 4.3: Estaciones Pluviométricas  
Fuente: [AC,2003] Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de Coyhaique, XI Región.

Se cuenta con las estadísticas de precipitaciones máximas en 24 horas, efectuadas en 3 estudios anteriores, los que se resumen a continuación:

- En el "Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique" de 1997, se realizó una completa recopilación de antecedentes, cuyo análisis y posterior procesamiento arrojó las precipitaciones máximas en 24 horas.

Cuadro N°4.3: Precipitaciones Máximas 24 hrs. para T=10 años

Estación Pluviométrica	$P_{24}^{10}$ (mm)
Coyhaique Tte. Vidal (DMC)	85
Coyhaique Escuela Agrícola (DGA)	68
Coyhaique Alto (DGA)	53

Fuente: [AC,1997] Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.

- En el "Diseño de Obras para el Control Aluvional y Disposición de Flujos Aluvionales en las Quebradas del Cerro Divisadero. Coyhaique, XI Región" del 2002, se actualizó la información pluviométrica usada en el estudio de factibilidad de 1997.

Cuadro N°4.4: Precipitaciones Máximas 24 hrs. para T=10 años

Estación Pluviométrica	$P_{24}^{10}$ (mm)
Coyhaique Teniente Vidal (DMC)	92
Coyhaique Escuela Agrícola (DGA)	69
Coyhaique Alto (DGA)	47

Fuente: [AC,2002] *Diseño de Obras para el Control Aluvional y Disposición de Flujos Aluvionales en las Quebradas del Cerro Divisadero.*

- Para la XI Región se determinaron las "Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 días" realizada por la Dirección General de Agua.

Cuadro N°4.5: Precipitaciones Máximas 24 hrs. para T=10 años

Estación Pluviométrica	$P_{24}^{10}$ (mm)
Coyhaique Teniente Vidal (DMC)	67,8
Coyhaique Escuela Agrícola (DGA)	173,4
Coyhaique Alto (DGA)	47,5

Fuente: [DGA, 1991] "Precipitaciones Máximas en 1, 2 y 3 días".

Además se dispone de los caudales de crecida asociados a la quebrada Mackay, obtenidos del análisis hidráulico realizado para la Dirección de Riego por Ayala, Cabrera y Asociados en 1997 en el "Estudio Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero".

Cuadro N°4.6: Caudales Máximos Instantáneos ( $m^3/seg$ )

Quebrada	Período de Retorno (años)					
	5	10	25	50	100	200
Mackay en junta con Las Lengas	2,9	3,6	4,7	5,6	6,4	7,8

Fuente: [AC,1997] *Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.*

## d) Antecedentes Geomorfológicos

En el estudio de factibilidad de 1997 se realizaron 3 calicatas en la quebrada Mackay, obteniéndose los diámetros característicos de cada muestra:

Cuadro N°4.7: Diámetros Característicos del Sedimento

Quebrada	Muestra	Diámetros Característicos (mm)				$\sigma_g$
		D <sub>16</sub>	D <sub>50</sub>	D <sub>84</sub>	D <sub>90</sub>	
Mackay	1	0,6	7,6	32,6	42,7	7,4
	2	0,1	4,4	17,2	50,9	13,4
	3	0,3	11,8	50,0	70,7	12,9

Fuente : [AC,1997] Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.

Nota:  $\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$  desviación estándar

Cuadro N°4.8: Descripción Visual del Suelo por Estrato

Profundidad (m)	Composición
0.00 - 0.70	Material orgánico de color café.
0.70 - 1.10	Limo arenoso, color café claro, humedad alta, compacidad baja, plasticidad baja, algunos bolones de tamaño máximo 7" en un 5% aproximadamente. Estrato homogéneo.
1.10 - 1.50	Grava arcillosas, color plomo, humedad alta, compacidad baja, plasticidad media, bolones, tamaño máximo 5" en un 2% y cantos angulares. La napa se encuentra en promedio, a 1,20 m de profundidad.

Fuente: [AC,1997] Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.

## e) Parámetros Característicos de los Suelos

Obtenidos mediante ensayos efectuados en laboratorio.

Cuadro N°4.9: Parámetros de los Suelos en la Quebrada Mackay

Cota Probable [m]	Tipo de Suelo	Clasificación USCS	$\rho$ [ton/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	C [kg/cm <sup>2</sup> ]	E [kg/cm <sup>2</sup> ]	v
0.0 a 1.1	Limo o arcilla	ML	2,0	25	0,1	200	0,30
1.1 a 3.0	Grava	GP-GM	2,3	40	0	1200	0,15

Fuente: [AC,1997] Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.

Nota:  $\rho$ =densidad natural,  $\phi$ =ángulo de fricción del suelo, C=cohesión, E=M.de elasticidad, v=Coef. Poisson

El Coeficiente de rozamiento entre hormigón y la grava arenosa se puede considerar como  $\mu = \frac{2}{3} \text{tag}(\phi) = 0,56$ .

#### 4.3.2. Estudio en Terreno

Se cuenta con la topografía entregada en el estudio de factibilidad antes señalado, la cual corresponde al perfil longitudinal de la Quebrada Mackay, mientras que los perfiles transversales han sido adoptados asumiendo constantes las variaciones que sufre el cauce como consecuencia de la inestabilidad en sus laderas.

En una estimación preliminar del coeficiente de rugosidad, se puede establecer que  $n$  está entre 0.03 y 0.05 según la Tabla 3.707.104 A del Manual de Carreteras, indicado para cauces de montaña con alta pendiente.

En visita a terreno efectuada en Mayo del 2004 se constató la existencia de dos tipos de muros emplazados en la Quebrada Mackay. Cuatro de ellos consisten en diques de contención construidos el año 1997 en base a gaviones, los cuales se encuentran en buen estado de conservación, mientras que el quinto corresponde al último de los diques pre-aterrados que se conservan desde 1975, también construido por CONAF, el cual se encuentra prácticamente sepultado por los sedimentos.

#### 4.3.3. Estudios Básicos

##### a) Hidrológico

En el diseño de una obra transversal es preciso establecer el caudal asociado a un determinado período de retorno.

Dado que no se cuenta con antecedentes fluviométricos, para el presente estudio se procedió según el Manual de Carreteras (Sección 3.702.4), considerando la siguiente metodología de trabajo:

##### - Análisis de frecuencia

Se revisaron 3 registros de precipitaciones máximas, provenientes de las estaciones pluviométricas Escuela Agrícola, Coyhaique Alto y Teniente Vidal, cercanas a la zona de estudio.

Adoptando un criterio conservador, se optó por la Estación Teniente Vidal, ya que es la que posee los valores de precipitaciones mayores.

Luego se realizó el análisis de frecuencia para las distribuciones Normal, Log- Normal y Gumbell, adoptándose la que presenta el mejor ajuste.

Las precipitaciones máximas diarias para períodos de retorno de 5 a 100 años, se obtuvieron en base a la distribución de Log-Normal, con los siguientes resultados:

*Cuadro N°4.10: Precipitaciones Máximas en 24 horas, para Distintos Períodos de Retorno*

<b>Período de Retorno (años)</b>	<b>Estación Teniente Vidal Precipitación (mm)</b>
5	74
10	91
25	113
50	129
100	146

Fuente: Propia (2005)

Como se puede apreciar, los valores obtenidos son similares a los obtenidos por otros autores en estudios hidrológicos anteriores, tal como se consigna en los Cuadros N°4.3 y 4.4.

- **Determinación de Coeficientes de Frecuencia y Duración**

El coeficiente de frecuencia se estableció en base al análisis de frecuencia de la serie de precipitaciones máximas 24 horas.

Mientras que para determinar el coeficiente de duración, se puede hacer uso de dos fuentes. La Tabla 3.702.403 A del Manual de Carreteras, y los resultados del estudio de Varas y Sánchez (1984).

De estas dos fuentes, se adoptaron finalmente los datos entregados en el Manual de Carreteras, que aunque resultan levemente menores a los datos por Varas, se encuentran actualizados a diciembre del 2001.

- Tiempo de Concentración

Para obtener el tiempo de concentración en cada uno de los puntos interés, se subdividió el área en subcuencas aportantes sobre cada nodo de la red de drenaje, estableciéndose tramos de características homogéneas considerando aspectos como alturas de riberas, tipo de cauce (bien definidos, encajonados, etc), tipo de material granulométrico y puntos críticos, según muestra en la figura:

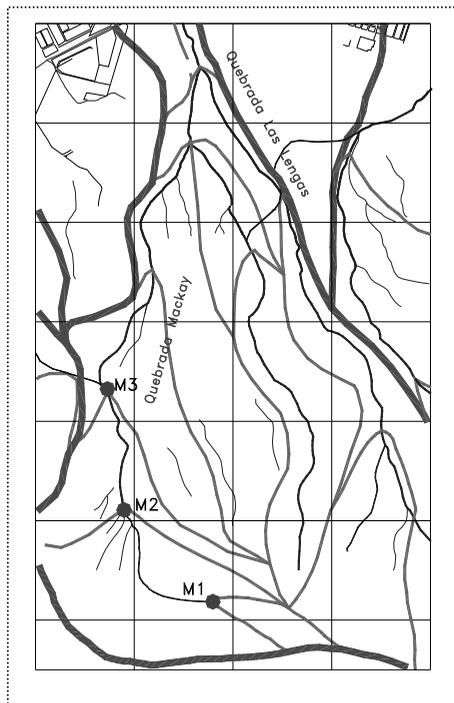


Figura 4.4: Puntos de Control en la Quebrada Mackay  
Fuente: [AC,2002] Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas del Cerro Divisadero.

con las características geomorfológicas que a continuación se detallan:

Cuadro N°4.11: Parámetros en los Tramos de Control

Tramo	Nodo Aguas Arriba	Nodo Aguas Abajo	Cota Aguas Arriba	Cota Aguas Abajo	Longitud (m)	Area (km <sup>2</sup> )
A		M1	1280	1158	580	0.12
B	M1	M2	1158	800	1420	0.58
C	M2	M3	800	639	802	0.24

Fuente: [AC,2002] Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas del Cerro Divisadero

Con los datos entregados en la tabla anterior, se efectuó el cálculo del tiempo de concentración de cada tramo de acuerdo a las fórmulas de Giandotti, California y Kirpich.

Debido a que se deseaba maximizar el caudal aportante por las precipitaciones a la cuenca, el tiempo adoptado corresponde al menor de los calculados, en este caso el de Kirpich.

Cuadro N°4.12: Tiempos de Concentración por Tramos

Denominación	tc <sub>1</sub> (hr)	tc <sub>2</sub> (hr)	tc <sub>3</sub> adoptado (hr)
Tramo A	0.361	0.080	0.079
Tramo B	0.512	0.196	0.195
Tramo C	0.564	0.259	0.257

Fuente: Propia (2005)

Nota: tc<sub>1</sub>: Giandotti, tc<sub>2</sub>: California y tc<sub>3</sub>: Kirpich

- Precipitación e Intensidad

Dado los antecedentes recopilados correspondientes a la zona de estudio, pueden estimarse las precipitaciones para distintos períodos de retorno y tiempos de duración  $t \leq 1$  hora, según lo establece el Manual de Carreteras (Sección 3.702.404), obteniendo las siguientes curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F):

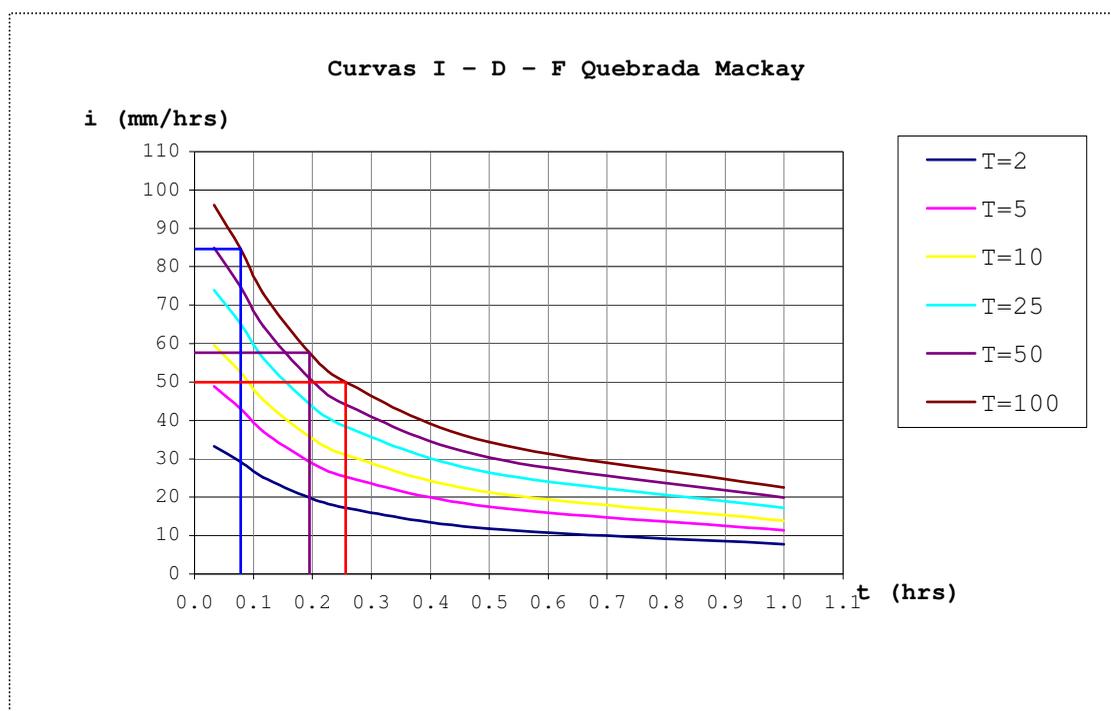


Figura 4.5: Curvas I-D-F de la Quebrada Mackay a partir de Datos Pluviométricos de la Estación Teniente Vidal.  
Fuente: Propia (2005)

- Caudales de Crecida
  - Caudales Líquidos

Los caudales líquidos se obtuvieron en base a la Fórmula Racional, utilizable para cuencas menores de 25 Km<sup>2</sup>, utilizando los parámetros de intensidad de la lluvia, área y coeficiente de escorrentía de la cuenca, dado por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} \quad (4.1)$$

Según las condiciones del terreno, el Manual de Carreteras especifica en la Tabla 3.702.503 B, que para relieve montañoso con una pendiente entre 10 y 30% se tiene un coeficiente de escorrentía  $C=0.3$ .

*Cuadro N°4.13: Intensidad y Caudales Líquidos para Distintos Períodos de Retorno*

<b>Punto Final</b>	<b>Area (km<sup>2</sup>)</b>	<b>Período de Retorno T (años)</b>	<b>Intensidad I (mm/hr)</b>	<b>Caudal Q (m<sup>3</sup>/s)</b>
M1	0.12	10	52.55	0.52
		50	74.76	0.74
		100	84.67	0.84
M2	0.70	10	35.77	2.08
		50	50.90	2.96
		100	57.64	3.36
M3	0.94	10	31.03	2.43
		50	44.14	3.45
		100	49.99	3.91

Fuente: Propia (2005)

De acuerdo a lo señalado por Hauser (1994), en la cabecera superior de esta quebrada se genera un ambiente propicio para la meteorización y depositación de rocas no consolidadas, las que, debido a la elevada pendiente de la quebrada, son transportados hacia aguas abajo, aumentando el riesgo de inestabilidad y erosión de la cuenca.

Por lo anteriormente expuesto, es que las obras se diseñan en la zona denominada como "Cabecera Inferior" aguas arriba del punto M3, considerando estos caudales líquidos como caudales de crecida.

El coeficiente de rugosidad de Manning, se obtiene mediante el Método de Cowan considerando los parámetros de la Tabla 3.707.104 B del Manual de Carreteras:

$$\begin{aligned} m &= 1.15 & n &= m(n_0+n_1+n_2+n_3+n_4) \\ n_0 &= 0.025 \\ n_1 &= n_4 = 0.005 & \Rightarrow & n = 0.04 \\ n_2 &= n_3 = 0 \end{aligned}$$

Los resultados del análisis de frecuencia y del cálculo de los caudales de crecida se muestran con mayor detalle en el Anexo N<sup>o</sup>4.

- Caudales Detríticos

Los caudales detríticos se calculan a partir de la ecuación (3.13). Entonces, para concentraciones de material detrítico del 50% ( $X=0.5$ ) se tiene para distintos periodos de retorno, los siguientes caudales detríticos:

*Cuadro N<sup>o</sup>4.14: Caudales Detríticos*

<b>Período de Retorno (años)</b>	<b>Caudales Líquidos (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Caudales Detríticos (m<sup>3</sup>/s)</b>
10	2.43	4.86
50	3.45	6.90
100	3.91	7.82

Fuente: Propia (2005)

Nota: Para distintos periodos de retorno aguas arriba del punto M3

b) Estudio Hidráulico

Las condiciones de escurrimiento en el cauce de la quebrada Mackay se realizó mediante el software especializado llamado HEC-RAS "Hydrologic Engineering Center - River Analysis System" en su versión 3.2.1 perteneciente al USACE "US Army Corps of Engineers".

Dicho modelo resuelve las ecuaciones hidráulicas de flujo no-uniforme en una dimensión, a lo largo del cauce durante el intervalo de tiempo establecido para la crecida.

El coeficiente de rugosidad  $n$  utilizado en la Quebrada Mackay del Cerro Divisadero para escurrimientos líquidos fue de 0.04, sin embargo, en una crecida detrítica puede esperarse aumentos del coeficiente de rugosidad respecto a caudales líquidos, conforme a la ecuación (3.12).

$$n_{DETRITICO} = 0.06 - 0.07$$

La modelación se lleva a cabo mediante el ingreso de las condiciones geométricas del cauce y los parámetros que condicionan el flujo, permitiendo la obtención de resultados tales como niveles de agua y velocidades de flujo a largo del evento, conforme lo indica el Anexo N°5.

En general los resultados obtenidos por el programa reflejan las condiciones de escurrimiento impuestas de antemano, por lo que las gráficas y tablas entregadas por HEC-RAS confirman la condición de flujo supercrítico con un Número de Froude promedio de  $F=3.02$  y un tirante crítico de 5,04 m.

Como el tramo de la quebrada Mackay considerado para la modelación es homogéneo, los resultados entregados son similares para todas las secciones transversales, reconocidas por el programa como "estaciones". En este proyecto se ingresaron 18 estaciones separadas entre sí una distancia promedio de 24 m, entre las cuales se interpolaron otras 17, adoptando caudales de diseño con período de retorno de 10, 50 y 100 años.

#### c) Estudio de Socavación

Este análisis consiste en la determinación de la socavación al pie de la estructura, utilizando las fórmulas de socavación local planteadas en el Item 3.3.2.

Debido a que no se posee el diseño en detalle de las obras ya construidas en el cauce, no es posible determinar la influencia de ellas sobre el cauce. Sin embargo, una vez efectuado el diseño del nuevo dique transversal, se realizará un análisis estimativo de la socavación aguas abajo de esta estructura.

#### 4.4. REQUERIMIENTOS ESPECIFICOS

##### 4.4.1. Constructivos

a) Se cuenta con una vía de acceso, correspondiente a un camino vecinal en la cota 500 m.s.n.m aproximadamente, mientras que para llegar al lugar de emplazamiento de las obras en la quebrada sólo es posible el tránsito a pie.

b) La construcción de obras en el interior de las quebradas deberán efectuarse en época de verano, cuando las temperaturas sean favorables y las condiciones climáticas no produzcan demora en el emplazamiento de obras. En la zona donde la napa freática se encuentre muy cerca de la superficie, se recomienda el desvío de las aguas mediante el uso de canales o ductos temporales.

c) No será necesario el uso de canteras o acopios de material externo a la obra, ya que el lecho cuenta con el suficiente volumen, calidad y tamaño del agregado pétreo para efectuar el relleno de gaviones.

d) Dada las restricciones de espacio al interior de las quebradas, se recomienda el uso de maquinaria pesada para movimiento de tierra y transporte de material de obra, mientras que las restantes partidas serán efectuadas principalmente por mano de obra no especializada.

##### 4.4.2. Ambientales

En nuestro país los proyectos de defensas fluviales, ya sean públicos o privados, deben someterse a los preceptos contenidos en la Ley 19.300 de 1994 sobre Bases Generales del Medio Ambiente.

Por otro lado, en el D.S. N°30 de 1997 del Reglamento del Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental queda establecido el tipo de proyectos que deben someterse al sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA). El organismo encargado de administrar el SEIA es la Comisión Nacional de Medio Ambiente (CONAMA).

De acuerdo a esta reglamentación se recomienda basicamente:

- a) Proteger el ecosistema que rodea al emplazamiento de nuevas obras, evitando el uso de fogatas y elementos explosivos.
- b) Ante un evento incendiario se deberá contar con el respectivo equipamiento que minimice la propagación del fuego.
- c) Para evitar los efectos negativos del proceso de extracción mecanizada de material fluvial, se evitará la suspensión de material y la contaminación de cauce, de manera de cumplir con la normativa vigente.
- d) Las vías se deberán rociar frecuentemente con agua durante la construcción, para evitar la formación de nubes de polvo.

#### 4.4.3. Operacionales

Se refieren a los aspectos relacionados con el servicio que prestará la obra durante su vida útil:

- a) La adecuada incorporación de las obras al entorno o paisaje natural podría requerir agregar elementos estéticos ajenos a la funcionalidad de la obra, lo que nos lleva a evaluar la idea de introducir medidas del tipo biológico - forestales, tal como el repoblamiento con vegetación autóctona.
- b) Para la conservación de las estructuras y el correcto funcionamiento de ellas, se deberá considerar la mantención de pasos vecinales que faciliten el acceso a las obras.

#### 4.5. CRITERIOS PARA EL DISEÑO

##### 4.5.1. Condiciones Generales

A partir de los resultados del análisis hidráulico y considerando un caudal de diseño para un período de retorno de 100 años, se efectuó un diseño eficiente, es decir eficaz y al mismo tiempo económico, de las obras de control torrencial, las cuales pretenden estabilizar un tramo de 530 m, cuya pendiente promedio es del 15%.

Las dimensiones del dique de retención están asociadas a los volúmenes de acumulación de material deseado aguas arriba del dique, por lo que sus dimensiones son función de la altura máxima de retención. El dimensionamiento hidráulico toma en cuenta:

- Trayectoria del cauce: tiene relación con la ubicación del dique en el cauce.
- Condiciones geológicas: factibilidad de emplazamiento.
- Caudal de diseño: define la geometría del vertedero y las dimensiones del dique.
- Necesidades de disipación de energía cinética: relacionado con obras complementarias al pie del dique.

#### 4.5.2. Alternativa Propuesta

Los diques de retención son obras que tienen la capacidad de disminuir la fracción sólida acarreada por una crecida, dando paso a la acumulación de material aguas arriba de este, permitiendo así una disminución de la pendiente del cauce y de la capacidad de arrastre del flujo.

Por consideraciones estructurales, se optó por un dique del tipo permeable, que permita la estabilización de la pendiente por medio de la retención de sedimentos sólidos aguas arriba de la estructura, permitiendo el drenaje continuado del caudal líquido, disminuyendo así la presión ejercida por el agua sobre el paramento superior.

La mejor alternativa para cumplir con los objetivos de conservación del paisaje y economía constructiva, corresponde al uso de gaviones, los cuales suelen adaptarse bien a deformaciones en el terreno, y cuya malla de alambre galvanizado posee la resistencia adecuada para soportar las tensiones producidas por el agua y las masas de tierra.

### 4.5.3. Prediseño

#### a) Consideraciones Especiales

Es preciso que la resultante de todas las fuerzas exteriores  $R$ , quede dentro del núcleo central, condición necesaria para que no existan tracciones en ningún punto del dique.

Se consideran actuando solamente las fuerzas fundamentales:

- Estabilizantes {
  - Peso propio  $P$
  - Empuje vertical sobre el paramento aguas arriba  $S$
- Desestabilizante {
  - Empuje horizontal sobre el paramento aguas arriba  $E$

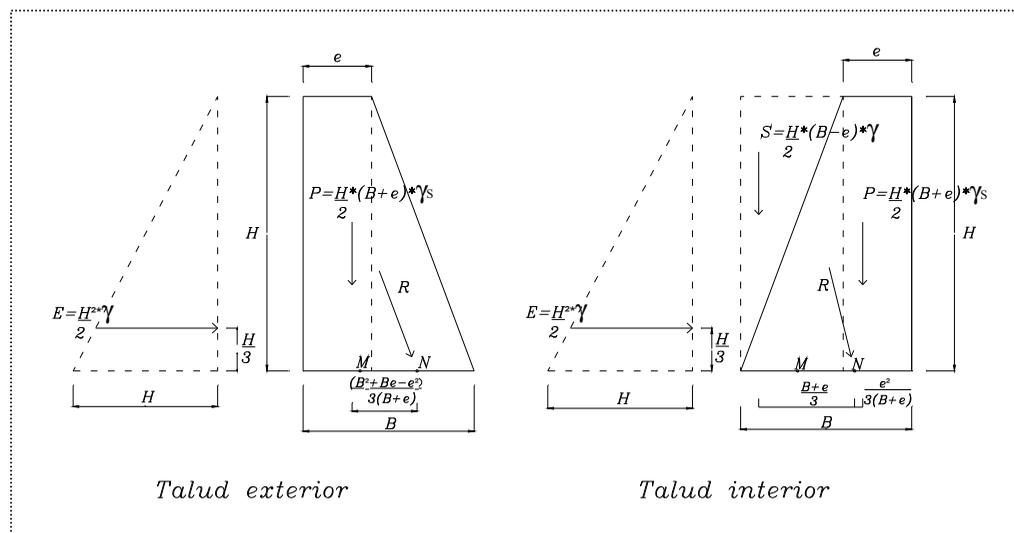


Figura 4.6: Diagrama de Fuerzas Fundamentales  
 Fuente: [GARCIA-EYERBE, 1962] Principios de Hidráulica Torrencial: su Aplicación a la Corrección de Torrentes, Control de Aludes

#### b) Dimensiones

- Peso específico

Para el agua con detritos  $\gamma = 1.2 \text{ ton/m}^3$ , mientras que para la mampostería gavionada se debe considerar la relación de vacíos en el relleno, entonces se tiene  $\gamma_s = \gamma_r(1-n) = 1.6 \text{ ton/m}^3$  según la figura siguiente:

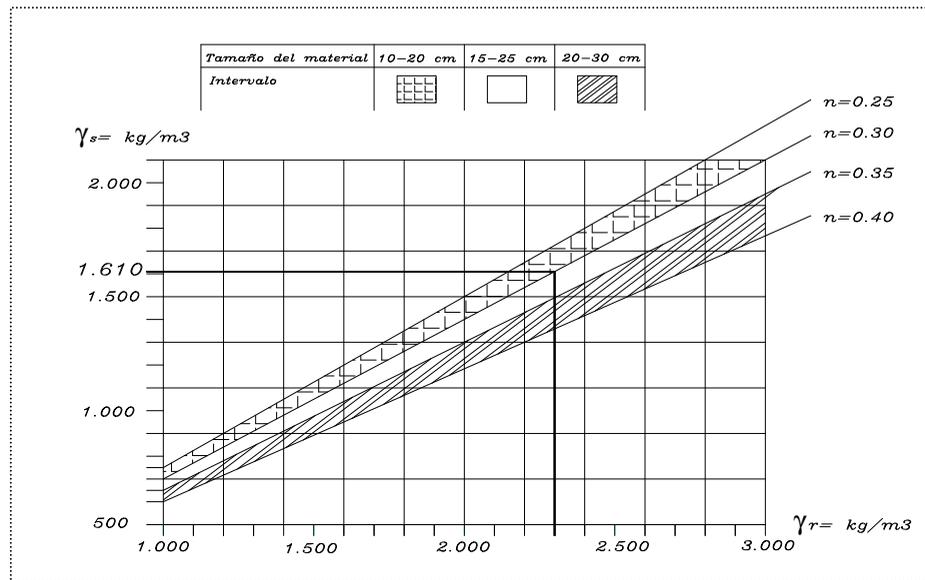


Figura 4.7: Diafragma para la Determinación del Peso Específico Aparente del Gavión  
Fuente: [FAO,1988] *Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces*.

- Supuestos

- El espesor de la coronación debe ser como mínimo la mitad de la altura del dique ( $e \geq H/2$ ).
- La base de un dique de talud interior debe ser mayor o igual a la altura de este ( $b \geq h$ ).

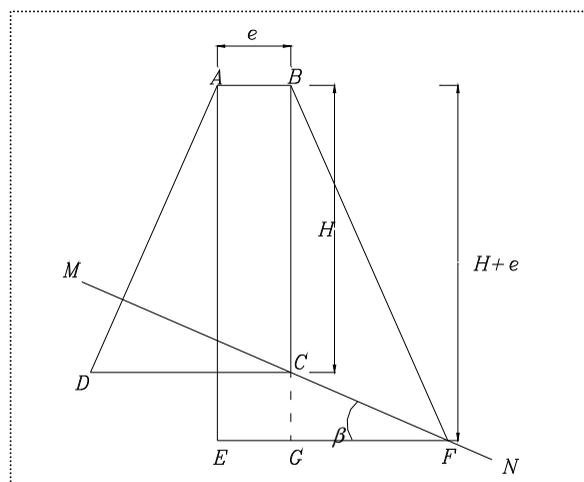


Figura 4.8: Dimensiones de Diques con Talud Interior y Exterior  
Fuente: [GARCIA-EYERBE,1962] *Principios de Hidráulica Torrencial: su Aplicación a la Corrección de Torrentes, Control de Aludes*

En base a estos supuestos y a la geometría descrita anteriormente, tenemos que para pendientes inferiores al 10% debe adoptarse un dique de mampostería hidráulica de talud exterior, y de talud interior para pendientes mayores a este valor. Mientras que para pendientes entre 10 y 12% es prácticamente indiferente uno u otro. [GARCIA-EYERBE, 1962]

Sin embargo, al analizar este mismo caso para mampostería gavionada, la pendiente mínima para que un dique de talud interior resulte más económico que uno de talud exterior corresponde a 25%.

Los antecedentes topográficos nos indican que las zonas a controlar presentan una pendiente entre un 14 y 22%, por lo que la alternativa de diques de mampostería gavionada con talud exterior, resultaría la solución más conveniente.

#### 4.6. DIMENSIONAMIENTO

##### 4.6.1. Generalidades

###### a) Coronamiento

Se encuentra determinado por la altura de escurrimiento, calculada para el caudal máximo de diseño. Se considera también la protección del coronamiento y de los gaviones que reciben el embate directo de las aguas.

###### b) Paramento

Como se ha señalado con anterioridad la solución más conveniente es el construir un Dique de Mampostería Gavionada, con talud exterior, por lo cual, se dimensionó un paramento escalonado agua abajo de la estructura.

###### c) Zarpa

Se diseñó en función de la socavación general, que presenta el lecho debido a la acción erosiva de la corriente. Estará conformada por gaviones de 4x1x0.5m colocados en sentido longitudinal al cauce reforzado por un cabezal en su extremo inferior.

###### d) Protección al pie de la estructura

A fin de evitar la socavación local, se instalará bajo los gaviones que conforman el zarpeado, un geotextil impermeable, de manera de evitar la filtración de las aguas de vertido al suelo de fundación.

e) Empotramiento en la ladera

Consta de un encajonado de ala a ambos lados del dique, construido en base a mampostería gavionada y relleno con material común de excavación.

El talud de la ladera recomendado mientras se efectúan los trabajos de construcción será como mínimo de 1:4 (H:V), mientras que durante su funcionamiento este talud estará dado por el avance progresivo de sedimentos desde las zonas mas elevadas.

4.6.2. Diseño

a) Vertedero

En los planos de proyecto podemos observar 2 secciones de vertedero asociado a distintos caudales de porteo:

Cuadro N°4.15: Caudales de Porteo de las Secciones de Vertedero

Sección	$\Omega$ (m <sup>2</sup> )	P (m)	Rh (m)	i (%)	n	Qp (m <sup>3</sup> /s)
1	5	7	0.714	0.14	0.08	18.69
2	9	11	0.818	0.14	0.08	36.82

Fuente: Propia (2005)

Se concluye que las secciones adoptadas cumplen eficientemente con la evacuación del caudal de diseño de 7.8 m<sup>3</sup>/seg.

- Altura mínima de vertedero

Primeramente se establece la carga, para un caudal de diseño de 7.8 m<sup>3</sup>/seg. y un ancho de vertedero de 5 m, se tiene:

$$q = \frac{Q}{l} = 1.56 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m} \quad (4.2)$$

Para determinar la altura crítica se recomienda utilizar la ecuación (3.14) donde:

$$h_{crit} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot l^2}} = 0.63 \text{ m}$$

Si consideramos las condiciones de llegada al vertedero y la forma geométrica de este, la altura de la lámina vertiente aguas arriba del vertedero se calcula usando la ecuación (3.17):

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot S_c \sqrt{2gh(1-K)}$$

Si suponemos  $0.08 < \frac{h}{b} \leq 0.33$  y  $\frac{h}{h+a} \leq 0.35$ ,  $C_d = 0.848$  conforme al Acápite A2.4. Mientras que para un vertedero de forma rectangular se obtiene  $C_v = 1.005$ , el cual se extrae de la Figura A2.2.

Cuadro N°4.16: Altura de la Lámina previa al Vertedero

S*=Sc (m <sup>2</sup> )	S (m <sup>2</sup> )	S*/S	Cd	Cv	hc	H (m)	K=hc/h	Q (m <sup>3</sup> /s)
3.15	31.2	0.101	0.848	1.002	0.63	0.80	0.79	4.9
3.15	32.4	0.097	0.848	1.002	0.63	0.90	0.70	6.2
3.15	33.7	0.094	0.848	1.002	0.63	1.00	0.63	7.2
3.15	34.5	0.091	0.848	1.002	0.63	1.05	0.60	7.8

OK

Fuente: Propia (2005)

Luego la altura de la lámina sobre el vertedero se define como  $h = \frac{2}{3}H$ , lo que nos entrega un valor de  $h = 0.7 \text{ m}$ . Se cumple entonces que la altura de diseño del vertedero igual a 1 m, supera la máxima altura de la lámina sobre el vertedero.

- Longitud efectiva del vertedero

El efecto de contracción que genera el vertedero puede ser expresado a través de la ecuación (4.3), la cual condiciona la longitud efectiva de este [FAO, 1988].

$$L_o = L - 2K \cdot h = 4.58m \tag{4.3}$$

donde:  $L$  = longitud total de vertedero igual a 5 m.  
 $K$  = coeficiente de contracción, con paramento normal a la corriente y borde en ángulo recto, es igual a 0.2  
 $h$  = altura de la lámina aguas arriba del dique igual a 1.05 m

b) Espesor del Coronamiento

Debe ser capaz de resistir los esfuerzos provocados por la presión de las aguas cargadas con sedimentos, para lo cual se establecen las fórmulas:

- En función de la altura de la carga (ecuación (3.28)):

$$e = \frac{h \cdot \gamma}{\varphi \cdot \gamma_s} = 1.31 \text{ m}$$

donde:  $\gamma = 1.2 \text{ ton/m}^3$ ;  $\gamma_s = 1.6 \text{ ton/m}^3$  y  $\varphi = 0.6$

- En función de la altura del dique (ecuación (3.29)):

$$e = 0.7 + \varepsilon \cdot H = 1.5 \text{ m}$$

donde:  $H = 4.0 \text{ m}$  y  $\varepsilon = 0.2$

- O simplemente que cumpla con la condición de no deslizamiento dada por la ecuación (4.4) para la mampostería gavionada [FAO, 1988]:

$$e \geq \frac{\gamma}{2\varphi \cdot \gamma_s} = 0.63 \text{ m} \quad (4.4)$$

donde:  $\gamma = 1.2 \text{ ton/m}^3$ ;  $\gamma_s = 1.6 \text{ ton/m}^3$  y  $\varphi = 0.6$

Adoptando un criterio conservador, se optó por un espesor de coronamiento superior a 1.5 m. Sin embargo como el diseño propuesto corresponde a un dique de gravedad - estable debido a su peso propio-, se asume que este parámetro debe ser por lo menos igual a 2.5 m, con el fin de que aporte cierta estabilidad a la estructura.

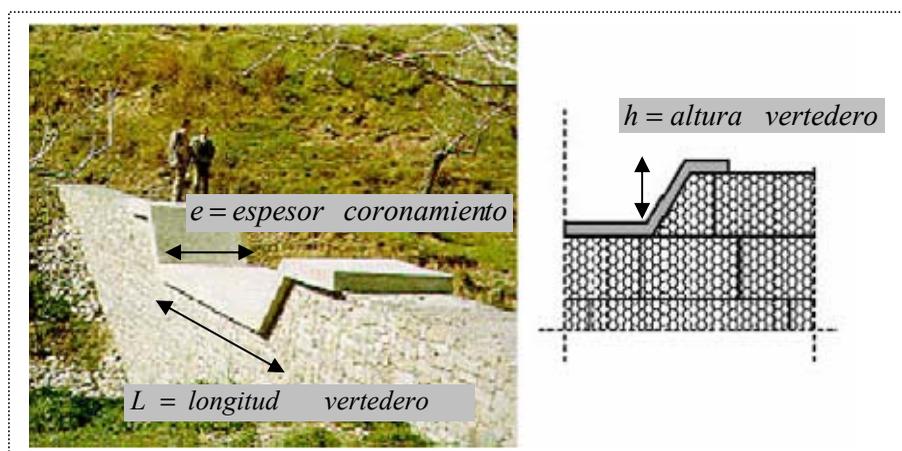


Figura 4.9: Dimensiones del Vertedero  
Fuente:[URL9] Prácticas Tradicionales de Conservación de Aguas y Suelo

Por otra parte, se considera la protección del coronamiento como también de las zonas que estén expuestas directamente al embate de la corriente, por medio de la colocación de madera elaborada, a manera de evitar la corrosión de la malla de gaviones y con ello la pérdida de material de relleno.

c) Talud de Paramento

El ángulo de inclinación esta limitado por las condiciones que se producen sobre el paramento de vertido de aguas (ecuación (3.31)):

$$\tan \alpha < \sqrt{\frac{2h}{H}} = 0.72 \Rightarrow \alpha < 41^\circ$$

Puesto que el diseño considera un ángulo aproximado de  $27^\circ$ , se ve cumplida la condición anteriormente señalada.

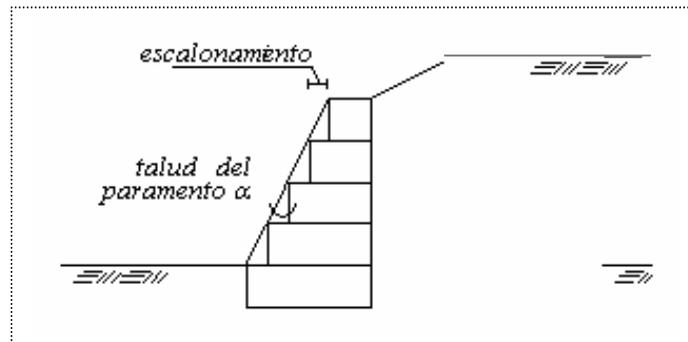


Figura 4.10: Paramento del Dique de Mampostería  
Fuente: Propia (2005)

d) Escalonamiento

Corresponde a la separación existente entre gaviones aguas abajo del dique, lo cual contribuye al peso propio de la estructura por lo tanto resulta conveniente verificar la condición de no deslizamiento y ausencia de tracciones. Para la mampostería gavionada se encuentra dada por las siguientes expresiones [FAO, 1988]:

$$d \geq \frac{2}{i-1} \left( \frac{i \cdot \gamma}{2\phi \cdot \gamma_s} - a \right) \quad (4.5)$$

$$d \geq \frac{1}{2i-3} \left[ -3a + \sqrt{9a^2 - 2 \left( \frac{2i-3}{i-1} \right) \left( a^2 - i^2 \frac{\gamma}{\gamma_s} \right)} \right] \quad (4.6)$$

- donde:
- $i$  = altura del dique en mampostería gavionada (m)
  - $a$  = espesor del coronamiento (m)
  - $d$  = separación entre los gaviones (m)

El mayor valor de separación se tiene para la ecuación (4.6) donde  $d \geq 0.39 \text{ m}$ . Por una cuestión de estética y comodidad constructiva se opta por un escalonamiento de 0,5 m.

e) Espesor de la Base

Este parámetro depende de la estabilidad de la estructura en su conjunto. En consecuencia, para determinar el ancho de la base es necesario verificar las condiciones de no deslizamiento y de ausencia de tracciones [FAO,1988].

Para este efecto se considera principalmente la fuerza hidrostática y aquella que se opone al movimiento del agua, que corresponde al peso propio de la estructura.

Su aplicación a un perfil tipo II, es decir de paramento vertical aguas arriba y escalonado regular aguas abajo, se especifica en el Cuadro N°4.17:

**Datos:**

- Espesor de coronamiento:  $a=2.0$  (m)
- Escalonamiento:  $d=0.5$  (m)
- Altura del dique:  $i=4.0$  (m)
- Peso específico del gavión:  $\gamma_g=1.6$  (ton/m<sup>3</sup>)
- Peso específico de los acarreo:  $\gamma=1.2$  (ton/m<sup>3</sup>)

Cuadro N°4.17: Verificación Espesor de Base

Condición	Verificación	Estado
<p style="text-align: center;"><i>No Deslizamiento</i></p> $\varphi \cdot \gamma_g [a_1 + a_2 + a_3 + \dots + a_i] = 10.56$	$\geq \frac{1}{2} \gamma \cdot i^2$	OK
<p style="text-align: center;"><i>Núcleo Central</i></p> $\gamma_g \left[ a_1 \left( \frac{2}{3} a_i - \frac{a_1}{2} \right) + a_2 \left( \frac{2}{3} a_i - \frac{a_2}{2} \right) + \dots + a_i \left( \frac{2}{3} a_i - \frac{a_i}{2} \right) \right] = 15.87$	$\geq \frac{1}{6} \gamma \cdot i^3$	OK

Fuente: Propia (2005)

Para efectuar una evaluación acabada, se incluyeron otras fuerzas que influyen en la estabilidad del dique, como son la fuerza activa de los sedimentos aterrados sobre el paramento superior, de la fuerza hidrostática sobre el coronamiento y de la subpresión en la base del dique de mampostería gavionada.

En dicha evaluación se establecieron 3 etapas de funcionamiento del dique: *Colmatación*, *Aterramiento* y *Consolidación*. En las etapas de colmatación y aterramiento, la estructura se comporta como un dique de retención de sedimentos, evacuando eficientemente los acarrees por la primera sección del vertedero; en ambas condiciones se consideran las dimensiones indicadas en la Figura 4.11 a). Mientras que en la etapa de aterramiento, es tal la sedimentación, que colapsa la primera sección del vertedero, reduciendo el espesor de la coronación y el ancho efectivo de la base (ver Figura 4.11 b).

Como se puede observar en la figura siguiente, un dique de mampostería gavionada no tiene una forma geométrica, por lo cual para el cálculo del peso propio se adopta un esquema simplificado, considerando un paramento perfectamente inclinado aguas abajo de la estructura.

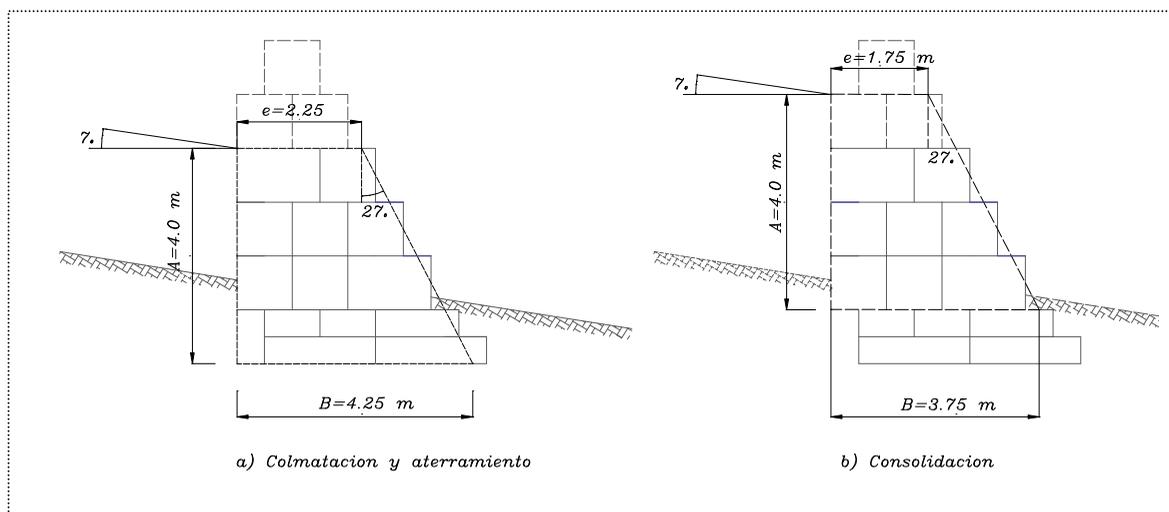


Figura 4.11: Dimensionamiento del Dique  
Fuente: Propia (2005)

Bajo el supuesto de que  $h > 0$ , se tiene que las fuerzas que actúan sobre el dique en sus distintas etapas son las que se observan en las Figuras 4.12, 4.13 y 4.14, las cuales se especifican a continuación:

- Empuje hidrostático en el paramento superior  $E_1 = \frac{1}{2}(H + 2h) \cdot H \cdot \gamma$

- Empuje de tierra sobre cimentación:  $E_2 = \frac{1}{2}Ka \cdot ha^2 \cdot \gamma'_i$  donde la densidad del material de relleno aguas arriba del dique  $\gamma'_i = 2.3 \text{ ton/m}^3$ .
- Peso del agua sobre el umbral del vertedero:  $E_3 = \frac{2}{3}h \cdot e \cdot \gamma$
- Presión del agua en la mampostería gavionada:  $E_4 = \frac{1}{2}A \cdot (B+e) \cdot \gamma \cdot n$  donde la porosidad del gavión es  $n=0.3$
- Peso propio de la mampostería gavionada:  $E_5 = \frac{1}{2}A \cdot (B+e) \cdot \gamma_s$
- Presión intersticial del agua:  $E_6 = \frac{1}{2}(H+h) \cdot c \cdot \gamma$  donde el coeficiente de reducción  $c$  es función de las características del terreno de cimentación,  $c=0.5$  para roca descompuesta.

- Colmatación

Durante esta primera etapa, actúa sobre el paramento de aguas arriba el empuje hidrostático, con repartición trapecial sobre el paramento aguas arriba.

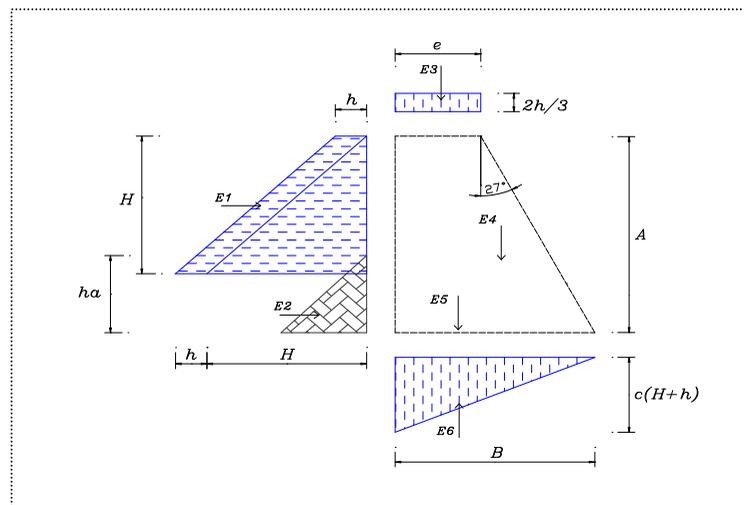


Figura 4.12: Etapa de Colmatación en Dique de Mampostería Gavionada  
Fuente: Propia (2005)

- Aterramiento

En este caso, el flujo detrítico sedimenta aguas arriba del dique provocando una elevada presión sobre el paramento de aguas arriba.

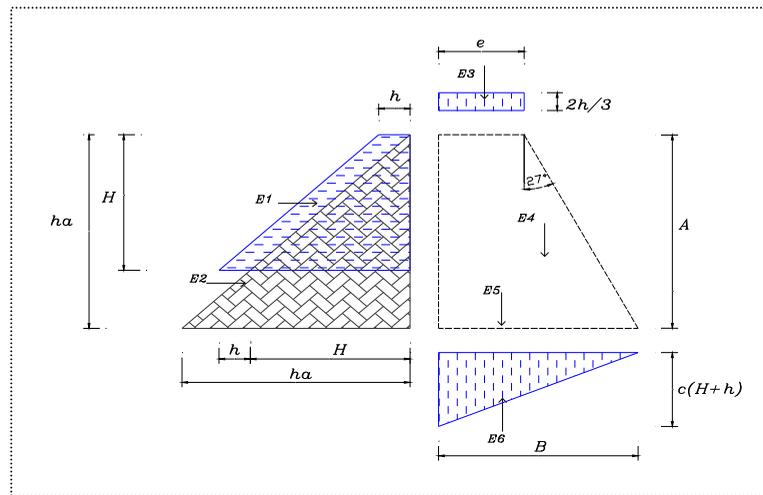


Figura 4.13: Etapa de Aterramiento en Dique de Mampostería Gavionada  
Fuente: Propia (2005)

- Consolidación

Aquí, el empuje hidrostático actúa solamente en las alas del dique, estando sometido el resto de la obra al empuje de la tierra saturada.

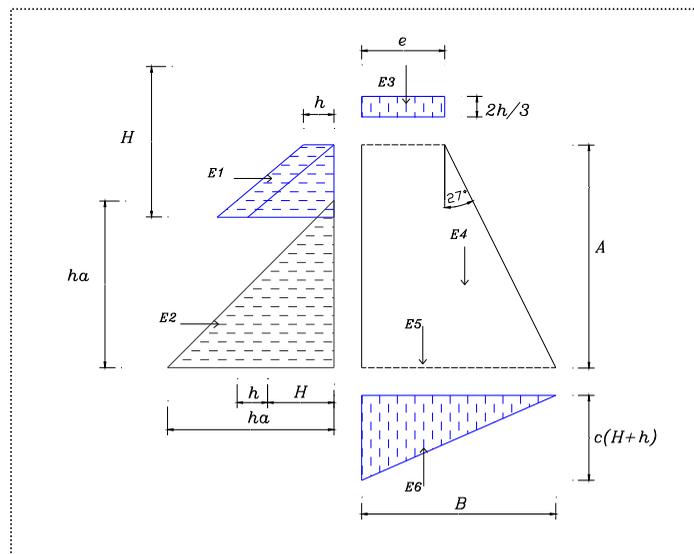


Figura 4.14: Etapa de Consolidación en Dique de Mampostería Gavionada  
Fuente: Propia (2005)

Para llegar a un dimensionamiento óptimo de la base del dique, se procede a la verificación de la obra bajo condiciones extremas de funcionamiento, obteniéndose para la etapa de consolidación y aterramiento un ancho de base de 3.96 y 3.24 m, respectivamente. Mientras que para la etapa de colmatación, donde la magnitud del empuje activo del suelo de relleno y de la fuerza hidrostática influye directamente sobre el paramento de aguas arriba del dique, se recomienda un ancho de base superior a 4 m. Detalles en Acápite A7.1.

f) Protección al Pie de la Estructura

- Longitud del zarpeado

Para ello es preciso establecer primeramente la velocidad de acercamiento al vertedero  $v_o$ , la cual se puede obtener aplicando la expresión de Weissbach:

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left\{ \left( h_o + \frac{v_o^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{v_o^2}{2g} \right)^{3/2} \right\} \quad (4.7)$$

donde:  $Q$  = caudal de diseño ( $m^3/seg$ )

$b$  = ancho promedio de la sección hidráulica del coronamiento (m)

$v_o$  = velocidad de acercamiento al vertedero (m/s)

$h_o$  = altura de la lámina sobre el vertedero (m)

$\mu$  = coeficiente de descarga que depende de la forma de la base del coronamiento. Para un vertedero de cresta ancha, de aristas vivas, vale 0.5

Realizando las iteraciones correspondientes se llega a que la velocidad aguas arriba del vertedero  $v_o = 4.3$  (m/seg). Detalles en Acápite A7.2 a).

Luego para obtener la altura de escurrimiento aguas abajo  $h_1$ , se aplica el teorema de conservación de la energía [FAO, 1988]:

$$h_1^3 - \left( H + h_o + \frac{v_o^2}{2g} \right) h_1^2 + \frac{q^2}{2g\phi^2} = 0 \quad (4.8)$$

donde:  $\phi$  = es la pérdida de energía entre el umbral del vertedero y el pie del dique. Para dique con caída libre y de mampostería  $\phi^2 = 0.85$

Por tanteo llegamos a que la altura de escurrimiento al pie del dique  $h_1 = 0.2$  m Acápite A7.2 b).

Mientras que la altura del calado derivado, como se llamará a la altura en el tramo libre de aguas abajo está dada por la expresión  $h_2 = \frac{e_4}{1.2}$  (ver Figura 4.15)

Así la velocidad en la sección (1) es de  $9.77 \text{ m/seg}$ , mientras que en aquella sección aguas abajo del zarpeado se tiene que  $v_2 = 9.38 \text{ m/seg}$ .

El cálculo de los zarpeados horizontales está basado en las ecuaciones del régimen variado en cauces abiertos [FAO, 1988].

$$L_1 = \frac{c^2 q}{g} \left( \frac{1}{v_2} - \frac{1}{v_1} \right) - \frac{c^2 q^2}{4} \left( \frac{1}{v_2^4} - \frac{1}{v_1^4} \right) \quad (4.9)$$

donde:  $v_1$  = velocidad de descarga al pie del dique (m/seg)  
 $v_2$  = velocidad en el tramo libre aguas abajo (m/seg)

Darzy Bazin (1897) 
$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (4.10)$$

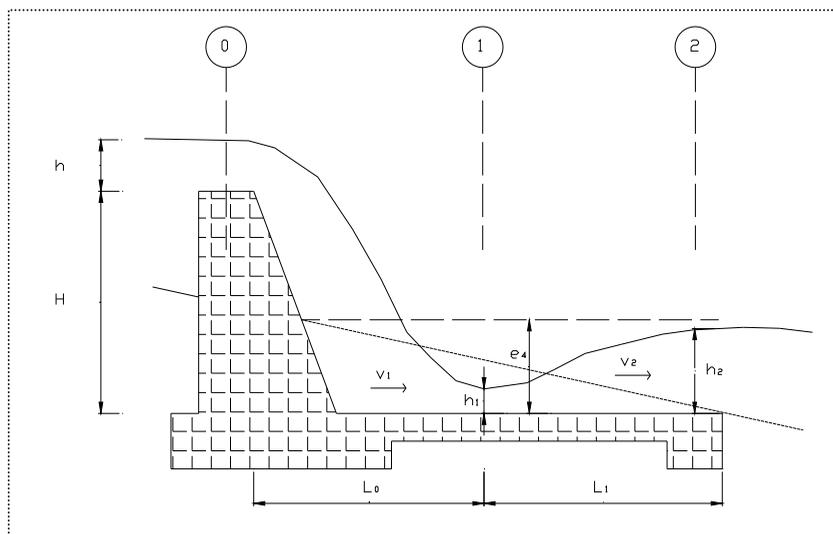


Figura 4.15: Dimensiones en zarpeado horizontal.  
 Fuente: [FAO, 1988] Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces.

Adoptándose un radio hidráulico promedio extraído de las tablas entregadas por el programa HEC-RAS, es posible obtener el coeficiente de Bazin  $c$  utilizando la ecuación (4.10). Luego, para  $R_{prom} = 0.28$ , y  $\gamma = 1.3$  para canales de tierras corrientes, se tiene que:

$$c = 25.2$$

$$L_1 = 0.45 \text{ m}$$

Se establece que la longitud del zarpeado en su tramo inicial, esta dada por la ecuación (3.23):

$$L_0 = \sqrt{2Hh_0 + h_0^2} = 2.33 \text{ m}$$

Lo que finalmente nos da una longitud total mínima de zarpeado  $L = 2.78 \text{ m}$ .

- Filtración bajo la estructura

Para determinar la filtración bajo la estructura, se utiliza el procedimiento empírico llamado de la Rotura Hidráulica de E.W.Lane (1935) USBR, con longitud de ruptura compensada  $L_{RC}$  dada por:

$$L_{RC} = L_V + \frac{1}{3}L_H \quad (4.11)$$

donde:  $L_V$  = suma de las distancias verticales de la estructura en contacto con el terreno de fundación (m)

$L_H$  = suma de las distancias horizontales de la estructura en contacto con el terreno de fundación (m)

En base a la Figura A8.2 y despreciando el material disponible sobre la zarpa, se obtiene que:

$$L_{RC} = 4.0 + \frac{6.5}{3} = 6.2 \text{ m}$$

Se calcula luego la denominada relación de carga compensada  $R_{CC}$ :

$$R_{CC} = \frac{L_{RC}}{H} = 2.5 \quad (4.12)$$

siendo:  $H$  = carga hidráulica total igual a 2.5 m

Para verificar que esta obra sea segura se debe cumplir que  $R_{CC}$  obtenido sea mayor que los valores límites recomendados. En este caso, como el terreno de fundación corresponde a grava gruesa, que incluye bolones y piedras, el  $R_{CC \text{ lim}} = 3.0$  [MERY, 1997].

Como  $R_{CC} \leq R_{CC \text{ lim}}$  se verifica que la filtración bajo la estructura no provoca variaciones en su estabilidad.

## g) Profundidad de la Fundación

Es función de la socavación local que se produce al pie de la estructura. Para determinarla se realizan los cálculos de socavación considerando los autores Schoklitsch, Veronese, Jaeger y Hartung, según lo establece el Manual de Carreteras en su sección 3.707.404:

$$S + h_1 = A \cdot \frac{\Delta H^x q^y}{D^z} h_1^w \quad (4.13)$$

donde:  $S$  = socavación máxima al pie de la barrera (m)  
 $h_1$  = altura del escurrimiento aguas abajo (m)  
 $\Delta H$  = diferencia entre el nivel de aguas arriba de la barrera y de aguas abajo de la corriente (m)  
 $q$  = caudal por unidad de ancho ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Cuadro N°4.18: Cálculo de socavación al pie del dique

Autor	$\Delta H = (H+h_0) - h_1$ (m)	$q$ ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )	$D$ (mm)	$S$ (m)
Schoklitsch	3.35	1.56	70.7	1.79
Veronese	3.35	1.56	11.8	1.98
Jaeger	3.35	1.56	70.7	1.26
Hartung	3.35	1.56	50.0	7.08

Fuente: Propia (2005)

Los resultados son más o menos homogéneos, a excepción de Hartung que se distancia de la media, por lo cual su valor se descarta.

Si el dique se diseñara sin protección aguas abajo, sería necesario fundarlo por lo menos a una profundidad de 1,98 m que corresponde a la socavación local máxima, según Veronese. Sin embargo, existe otro fenómeno asociado, que corresponde a la socavación que tiene la estructura debido a la filtración de agua bajo ella, por lo cual se recurre a la construcción de una zarpa instalada de longitud  $L=4$  m, sobre un geotextil impermeable, lo que sin duda evitará dicha socavación.

Finalmente se llega a un diseño general para Diques en Mampostería Gavionada, como el que se detalla en los planos de proyecto disponibles en el Anexo N°8.

#### 4.6.3. Pendiente

##### a) Pendiente de compensación

El objetivo de las obras transversales para el control aluvional se ve cumplido con el aterramiento a que dan lugar los acarreos que transporta la corriente, lográndose una pendiente menor a la del cauce. Entonces se genera una tensión tractiva de las aguas de descarga, que aparece compensada en sus efectos erosivos con la tensión resistente de los materiales que transporta la corriente, de allí la denominación pendiente de compensación que se da a los aterramientos [FAO,1988].

La pendiente de compensación se encuentra en función de la velocidad máxima para la cual las corrientes se encuentran desprovistas de acarreos.

Para establecer la pendiente de compensación  $j$  se procede de acuerdo a lo que plantea [GARCIA-EYERBE, 1962] en su sección "Aplicación a la Corrección de Torrentes", según lo cual:

$$j = \frac{g \cdot u^3}{2Cs^2 \cdot q} \quad (4.14)$$

Para calcular los coeficientes  $Cs$ ,  $u$  y  $q$  se procede considerando las expresiones siguientes:

$$Cs = C \sqrt{\frac{\omega_o^3}{(1+X)(\omega_o + X\delta)^3}} \quad (4.15)$$

donde:  $Cs$  = coeficiente de velocidad ( $m^{1/2}/s$ )

$\omega_o$  = peso específico del agua igual a 1 ton/ $m^3$

$X$  = porcentaje de sedimentos igual a 50%

$\delta$  = peso específico de sedimentos igual a 2 ton/ $m^3$

$$\text{Manning y Forcheimer } C = 34 \left( 1 + \frac{\sqrt{R}}{4} + \frac{0.03}{\sqrt{R}} \right) = 36.57 \frac{m^{1/2}}{s} \quad (4.16)$$

donde  $R$  = radio hidráulico igual a 0.28 m

De la ecuación (4.15) se obtiene que  $Cs = 10.56 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ .

Para establecer la velocidad máxima de arrastre  $u$  se debe resolver primeramente la ecuación general de movimiento para una corriente con arrastre:

$$u^7 - qu^4 - 3\zeta^2 q = 0 \quad (4.17)$$

donde:  $\zeta = Cs^2 \cdot \gamma$  parámetro que depende de las características del material del lecho del cauce y de los acarreos.

Para establecer la fuerza de arrastre es preciso recurrir a la fórmula de Schoklitsch:

$$\gamma = \frac{\sqrt{0.385 \delta(\delta - \omega) \lambda V}}{\omega \left[ 1 + \sqrt[4]{10.5 \left( \frac{V}{Vm} - 1 \right)} \right]} = 0.015 \text{ m} \quad (4.18)$$

donde:  $\omega = \omega_0 + \chi(\delta - \omega_0) = 1.5 \text{ ton/m}^3$  peso específico de suspensión

$\lambda = 3.1$  para gravas, según Tabla XIX de **[GARCIA-EYERBE, 1962]**

$V =$  volumen del material grueso igual a  $0,05 \text{ m}^3$

$Vm =$  volumen disponible para ser arrastrado igual a  $0,00005 \text{ m}^3$

De la ecuación (4.17) resulta que  $\gamma = 0.015 \text{ m}$  por lo tanto  $\zeta = 1.63 \text{ m}^2/\text{s}^2$ .

Finalmente se define el parámetro  $q$  como sigue:

$$q = \frac{g \cdot Q}{2b} \quad (4.19)$$

donde:  $Q =$  caudal de diseño igual a  $7.8 \text{ m}^3/\text{s}$

$b =$  longitud del vertedero igual a  $5 \text{ m}$

Con lo cual se obtiene un valor para  $q = 7.65 \text{ m}^3/\text{s}^3$  y una pendiente de compensación  $j = 2.4 \%$ .

b) Pendiente de Diseño

Para lograr la pendiente de compensación, se optó por la materialización de 18 diques, que constituyen la primera de las fases en el proceso de estabilización del cauce y disminución de la pendiente natural de este.

El tramo de emplazamiento de los diques en la quebrada Mackay, corresponde al sector que presenta los mayores problemas de inestabilidad en el cauce, erosión en laderas y fuerte pendiente - alrededor del 15%-, lo que nos llevará a intervenir desde la cota 738 a la 645 msnm.

Con una altura libre  $H=2.5$  m, una pendiente del 15% y una longitud promedio entre diques de  $L=33$  m, se tiene una pendiente de diseño de 7.57%.

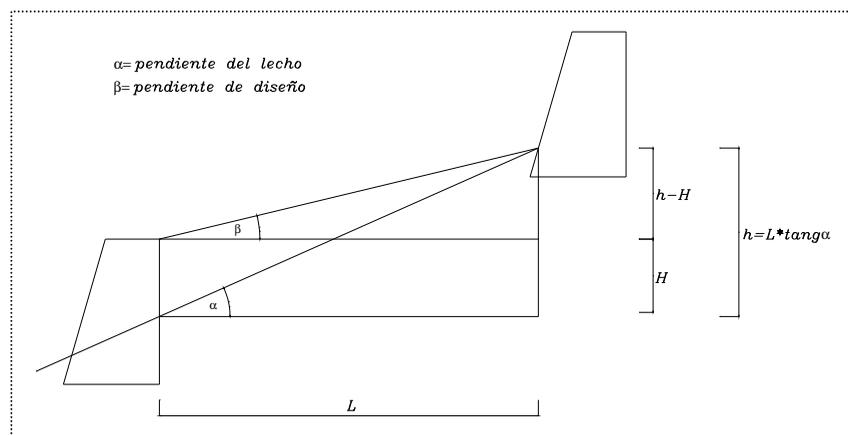


Figura 4.16: Determinación Pendiente de Diseño Primera Etapa  
Fuente: [FAO,1988] Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces.

Dado que la pendiente de diseño obtenida en la primera fase de intervención resulta inferior a la pendiente de compensación, es que se optó por llevar a cabo la evaluación de otro tipo de diques de consolidación, instalados sobre el aterramiento de los diques principales (Sistema Jenny o Breton), de altura libre igual a 1.0 m y con características similares a los iniciales.

El sistema Jenny o Breton, antes mencionado, se ejecuta con el objetivo de retener mayor volumen de arrastre, y de obtener la mayor profundidad en el aterramiento, para que éste realice un efecto de cuña entre los taludes inestables, consolidándolos.

**[CONAF-FAO, 1974]**

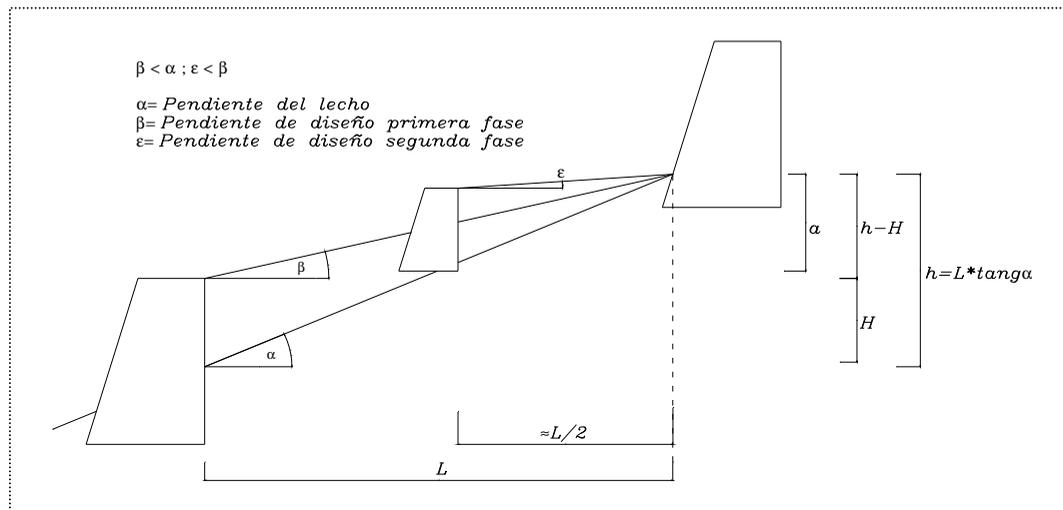


Figura 4.17: Determinación Pendiente de Diseño Segunda Etapa

Fuente: [FAO,1988] *Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces*.

Con el sistema antes señalado, se logra una nueva pendiente de diseño inferior a la pendiente de compensación ( $Id_2 = 1.1\% < 2.4\%$ ), lo que comprueba que el método utilizado para lograr estabilizar el lecho es efectivo.

Finalmente se estableció un prediseño para la segunda etapa en mampostería gavionada cuyas dimensiones se señalan en el Anexo N°8.

#### 4.7. VERIFICACION DE ESTABILIDAD

##### 4.7.1. Introducción

La obra de gaviones es esencialmente una estructura que se sustenta por su propio peso y todas las fuerzas que actúan sobre ella se deben al empuje del agua o tierra. Sin embargo, la flexibilidad que le otorga la malla a la mampostería gavionada, le permite adaptarse fácilmente a deformaciones.

El cálculo en detalle de estabilidad del dique propuesto como alternativa de solución para el control de aluviones, se puede encontrar en el Anexo N°6, donde se especifican las fórmulas utilizadas para determinar los coeficientes de las respectivas fuerzas. Asimismo, la verificación propiamente tal, se presenta en el Acápito A7.3.

#### 4.7.2. Condición de Deslizamiento:

Para el cálculo de empujes horizontales se considera: la acción del empuje pasivo del aterramiento, la fuerza hidrostática y la fuerza sísmica sobre el paramento aguas arriba del dique.

En tanto, para las fuerzas verticales se tiene en consideración el peso propio de la estructura y el efecto de la subpresión del agua bajo el dique.

El peso de la obra en base al volumen - para simplificar el cálculo de efectúa para 1 m. de ancho-, se encuentra definido por el dimensionamiento y el peso específico de la mampostería.

Para este tipo de estructura, se recomienda un factor de seguridad aproximado de 1.5. En el caso de no cumplir se debe incrementar el número de gaviones que forman la obra, de manera de aumentar el peso propio.

Para comprobar la estabilidad de la obra al deslizamiento se debe verificar:

$$\frac{W - Sp + Pv}{Ph} * \varphi \geq 1.5 \quad (4.20)$$

donde:  $W$  = peso propio del dique (ton)  
 $Sp$  = supresión bajo la estructura (ton)  
 $Pv$  = Sumatoria de las componentes verticales del empuje pasivo mas la fuerza sísmica e hidráulica (ton)  
 $Ph$  = Sumatoria de las componentes horizontales del empuje pasivo mas la fuerza sísmica o hidráulica (ton)  
 $\varphi$  = coeficiente de fricción entre la base del dique y el suelo, igual a 0,6.

#### 4.7.3. Condición de Volcamiento

Para evitar la falla de la estructura por volteo, el momento de las fuerzas resistentes con respecto al borde inferior de la estructura debe ser mayor que el momento de las fuerzas volcantes con respecto al mismo punto.

El momento resistente, se genera por la acción del peso propio y las componentes verticales de las fuerzas.

Del mismo modo, el momento volcante se encuentra dado por las componentes horizontales de las fuerzas y la subpresión, por su respectivo brazo palanca.

Así, se obtiene la distancia  $u$ , consignada en la Figura 3.18, que va desde extremo inferior al punto de aplicación de la resultante en la base del dique, dado por:

$$u = \frac{Mr}{Mv} \quad (4.21)$$

Aceptando la ley de Hook -repartición lineal de tensiones- y la conservación de secciones planas, y designando con  $\sum Fv$  a la suma de sollicitaciones verticales se llega a:

$$\sigma_A = \frac{2\sum Fv}{b} \left( \frac{3u}{B} - 1 \right) \quad (4.22)$$

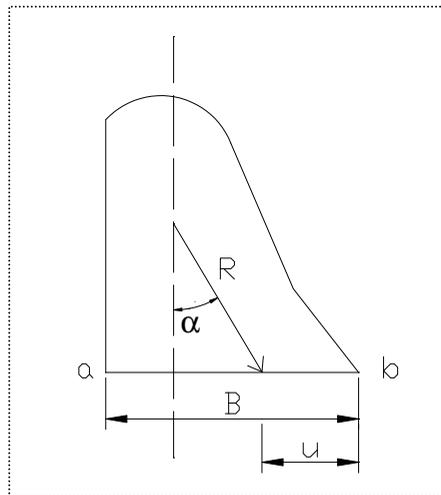


Figura 4.18: Cálculo de Tensiones Transmitidas por los Diques de Gravedad  
Fuente: [FAO,1988] Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces.

En definitiva, para que no se produzcan tracciones en el interior del dique se debe cumplir que  $\sigma_A \geq 0$ , por lo tanto:

$$3u \geq B \quad (4.23)$$

donde:  $B$  = base del dique (m)

4.7.4. Resultados

Datos:

**Etapa de Aterramiento**

A= Altura total del dique	4 m
H= Altura hidrostática	3 m
ha= Altura del aterramiento	4 m
H= Altura del escurrimiento	1.05 m
E= Espesor de la coronación	2.25 m
B= Base del dique	4.25 m

Cuadro N°4.19: Cálculo Momentos referidos a Empujes Verticales sobre el Dique de Mampostería Gavionada

Presión	Empujes Vertical (ton/m)	Brazos (m)	Momentos (ton-m/m)
Gavionada	20.93	2.57	53.87
Subpresión	5.16	2.83	-14.63
$\Sigma=$	15.77	$\Sigma=$	39.24

Fuente: Propia (2005)

Cuadro N°4.20: Cálculo de Empujes sobre el Dique de Mampostería Gavionada

EMPUJES		
Activo Pa	Sísmico Pe	Hidrostático Pw
2.26	1.26	5.40

Fuente: Propia (2005)

Cuadro N°4.21: Verificación al Volcamiento, Dique de Mampostería Gavionada

CASO	VOLCAMIENTO			Condición 3u>B
	Mv (ton-m)	Mr (ton-m)	u (m)	
Activo + sísmico	20.14	61.34	2.61	ok
Activo + hidrostático	22.64	38.66	2.29	ok

Fuente: Propia (2005)

*Cuadro N°4.22: Verificación al Deslizamiento,  
Dique de Mampostería Gavionada*

CASO	DESLIZAMIENTO		
	Fd	Fr	Condición $Fr/Fv \geq 1.5$
Activo + sísmico	3.13	9.36	ok
Activo + hidrostático	6.82	11.09	ok

Fuente: Propia (2005)

#### 4.8. EVALUACION ECONOMICA

En el presente Item se evaluó económicamente la alternativa de diseño propuesta, consistente en diques de mampostería de gaviones, considerando un análisis de precios unitarios en base a insumos y mano de obra regionales.

##### 4.8.1. Procedimiento Constructivo

Dada la disponibilidad de material de relleno para los gaviones, se procederá a extraer dicho material de los lugares cercanos al emplazamiento de la obra en las quebradas vecinas.

Durante el proceso de excavaciones con retroexcavadora, se irá clasificando el material de diámetro superior a 1.2 veces el diámetro de la abertura de la malla, según especificaciones técnicas.

Los gaviones serán confeccionados en terreno y colocados según la forma de los diques.

El enrocado será instalado sobre la fibra geotextil, bajo el cual se colocará una cama protectora, evitando que este se dañe con rocas de aristas vivas.

Para llevar a cabo el análisis de costo unitario, se procedió a cubicar el enrocado de cada una de las obras, considerando un modelo base de 156 m<sup>3</sup> de mampostería gavionada.

Se elaboró el presupuesto de las obras en base al resumen de precios de insumos, maquinaria y mano de obra del Acápite A9.1 y las partidas especificadas Acápite A9.2, las que se resumen en los cuadros siguientes.

#### 4.8.2. Presupuesto de Obras

En el Cuadro N°4.23 se presenta el presupuesto estimativo por partida para la primera etapa constructiva correspondiente a los diques diseñados para estabilizar y contener un volumen considerable de sedimentos, pero una vez que estos se colmaten se contempla el emplazamiento de una segunda etapa de diques de menor altura que los iniciales, cuyo presupuesto se detalla en el Cuadro N°4.24.

*Cuadro N°4.23: Presupuesto Primera Etapa para Dique en Mampostería Gavionada*

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
2	Instalación de Faenas	Gl	1,0	2.409,9	2.409,9
3	Excavaciones a Máquina	m <sup>3</sup>	232,9	0,0545	12,345
4	Relleno Compactado en Capas de 0.3m con Material de Excavación	m <sup>3</sup>	19,8	0,1013	1.956
15	Suministro, Transporte y Colocación de Camada Protectora (emin = 0,3 m)	m <sup>3</sup>	9,9	0,7359	7,286
5	Relleno c/ Material Común	m <sup>3</sup>	84,5	0,0753	6,326
6	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	29,4	0,2537	7,456
8	Suministro y Colocación de Geotextil	m <sup>2</sup>	85,3	0,1203	10,259
16	Suministro, Colocación y Relleno de Gaviones	m <sup>3</sup>	159,0	2.1305	338,765
17	Protección de Madera	m <sup>2</sup>	25,0	0.9669	24.305
				TOTAL (UF)	2.818,598

Fuente: Propia (2005)

*Cuadro N°4.24: Presupuesto Segunda Etapa  
para Dique en Mampostería Gavionada*

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario(UF)	Valor (UF)
18	Instalación de Faenas	Gl	1,0	507,654	507,654
19	Excavaciones a Máquina	m <sup>3</sup>	116,5	0,221	25,708
20	Relleno Compactado en Capas de 0.3m con Material de Excavación	m <sup>3</sup>	9,0	0,184	1,655
15	Suministro, Transporte y Colocación de Camada Protectora (emin = 0,3 m)	m <sup>3</sup>	4,5	0,736	3,312
21	Relleno c/ Material Común	m <sup>3</sup>	40,0	0,110	4,412
22	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	28,9	0,331	9,554
8	Suministro y Colocación de Geotextil	m <sup>2</sup>	44,0	0,120	5,292
23	Suministro, Colocación y Relleno de Gaviones	m <sup>3</sup>	67,0	2.187	146,562
TOTAL (UF)					704.149

Fuente: Propia (2005)

#### 4.9. ESPECIFICACIONES TECNICAS

Las Especificaciones Técnicas que se adjuntan en el Anexo N°10, se refieren a la ejecución de las obras transversales de control aluvional, correspondientes al dique de retención de mampostería gavionada, proyectados en la Quebrada Mackay.

Estas Especificaciones Técnicas se complementan con el informe de tesis y, los planos de diseño y emplazamiento de obras.

## 5. ANALISIS COMPARATIVO CON OTRAS OBRAS NO TRADICIONALES PARA EL CONTROL ALUVIONAL

Con el fin de establecer la mejor alternativa entre tres obras de control aluvional “no tradicionales”, es que se ha propuesto realizar un análisis comparativo entre las características económicas y técnicas para la obra diseñada en el Capítulo 4 y las de otras dos obras de este tipo: una construida con elementos prefabricados y otra basada en mampostería en trozas, considerando que las tres obras fueron emplazadas en los mismo lugares de la Quebrada Mackay, y por lo tanto se verificarán bajo las mismas condiciones de diseño.

Como antes se había señalado los Diques en Mampostería en Trozas fueron utilizados por la Corporación Nacional Forestal en el año 1975 para el control erosivo y la retención de acarrees de las quebradas del Cerro Divisadero, mientras que los Muros de Viguetas Prefabricadas han sido implementados recientemente (2003) por la Dirección de Obras Hidráulicas exclusivamente para el control aluvional y cuyo diseño contempla su emplazamiento en la totalidad de las quebradas del Cerro Divisadero.

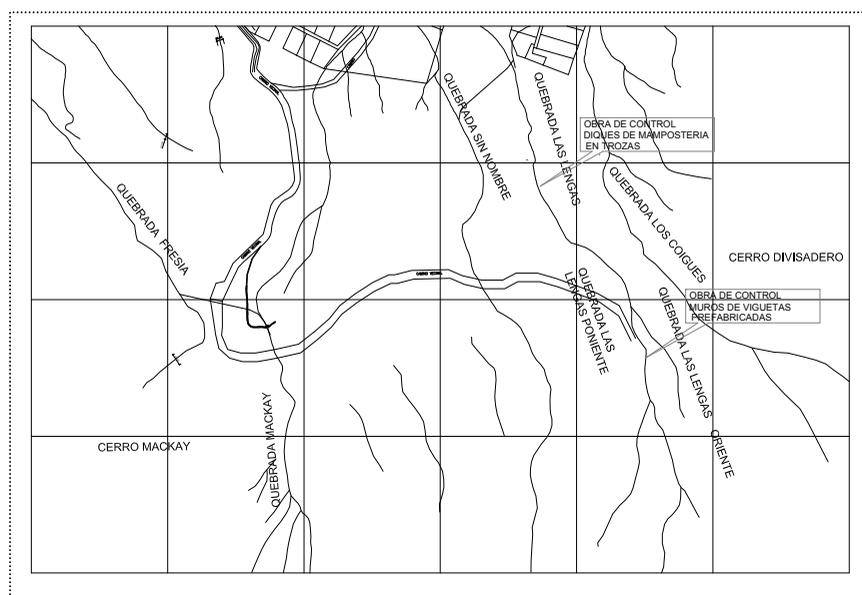


Figura 5.1: Emplazamiento de Diques de Mampostería en Trozas y Muros de Viguetas Prefabricadas.  
Fuente: [AC,2002] *Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas el Cerro Divisadero*

## 5.1. EVALUACIÓN DE DOS OBRAS “NO TRADICIONALES” ALTERNATIVAS PARA EL CONTROL DE ALUVIONES: DIQUES DE MAMPOSTERIA EN TROZAS Y MUROS DE VIGUETAS PREFABRICADAS

### 5.1.1. Evaluación Técnica

#### 5.1.1.1 Características Estructurales y Constructivas

##### a) Diques de Mampostería de Trozas

El tipo de dique denominado de mampostería de trozas, está constituido por trozas ensambladas en ángulo recto, formando cajuelas de madera, dispuestas transversales al cauce, las cuales se rellenan de piedra. Un ejemplo de este tipo de diques se presenta en la Figura 5.2.



Figura 5.2: Dique de Mampostería de Trozas, Quebrada Las Lenguas. Construido por CONAF en 1975  
Fuente: [CONAF-UACH,1994] *Estudio y Formulación Plan de Desarrollo Cerro Divisadero.*

El hecho de que se trate de una estructura en base a madera y piedra le otorga al diseño múltiples beneficios: una buena adaptación al entorno natural, las propiedades flexibles que le da la madera, junto con las propiedades permeables por tratarse de un relleno que permite la infiltración, y finalmente, el fácil suministro de material de obra, el cual puede ser encontrado en el mismo lugar de su emplazamiento, sin necesidad de maquinaria adicional.

Estas obras son construidas de manera tal que el aterramiento provocado por cada estructura llegue al pie del contradique de la obra inmediatamente aguas arriba, produciendo una pendiente menor a la existente, denominada pendiente de compensación.

## a.1) Dimensionamiento

La mampostería de troncos tiene un peso específico de 1,47 ton/m<sup>3</sup>, un aporte de 80% en roca y el restante en madera, en obras de 3 a 4 m de altura, lo que incluye una fundación de 1,5 m y un foso de disipación, según se especifica en los planos disponibles a escala en Figuras AXI.1 y AXI.2.

## - Altura Total de Diques

Este tipo de diques funciona en forma gravitacional, es decir, las fuerzas de empuje del agua y del suelo son compensadas principalmente por el peso propio de la estructura.

Dado que el aporte del peso específico es relativamente bajo, es necesario, para lograr la estabilidad de la estructura, que la relación base v/s altura se aproxime a la unidad.

*Cuadro N°5.1: Relaciones entre base B y altura H en Diques en Mampostería en Trozas*

<b>Altura (m)</b>	<b>Base (m)</b>	<b>Volumen Unitario (m<sup>3</sup>/ml)</b>
3	2,8	8,8
4	3,6	13,4

Fuente: [CONAF-FAO,1974] Proyecto de Corrección de Torrentes del Cerro Divisadero Coyhaique.

## - Vertederos

Aplicando la fórmula de Kresnik (ecuación (3.14)) se puede obtener la profundidad mínima de la cubeta. Luego, para un caudal de 7.8 m<sup>3</sup>/s y un ancho de vertedero promedio de 3 m, se tiene un gasto de 2,6 (m<sup>3</sup>/s/m) y una altura crítica de 0,88 m. El diseño del vertedero corresponde entonces a tres secciones fácilmente identificables:

- Un tramo inferior, de sección triangular la cual tiene la capacidad de evacuar un caudal de 1,29 m<sup>3</sup>/s con un calado de 0,25 m.
- Un tramo medio, de sección trapezoidal, que sumado al anterior permite la evacuación de 11,05 m<sup>3</sup>/s con un calado de aproximadamente 1 m.

- Y por último, un ancho de vertedero de 12 m, con lo cual se podrían evacuar crecidas de hasta 25,28 m<sup>3</sup>/seg. **[CONAF-FAO, 1974].**

El vertedero va dispuesto en voladizo y ligeramente inclinado. Está hecho de tablones de madera, sobre los cuales se colocará un revestimiento, consistente en una lámina plana de zinc galvanizado, con el fin de evitar la disminución de la sección, debido a la acumulación de material fino en el vertedero, e impedir el desgaste paulatino de la madera.

- Zapata

Dado que este diseño no consta de zapata, se ha dispuesto adicionalmente una corrida de troncos al pie de la estructura, a fin de evitar la socavación en la zona de empotramiento.

- Contradique

Estructura adicional acoplada al cuerpo del dique por medio de una corrida de troncos, consistente en un dique de pequeña altura, paralelo al principal y situado a una cierta distancia de él. El objetivo de este contradique es formar un foso de disipación de energía, que preserve la fundación del choque de agua y sedimentos que caen desde el vertedero de la estructura principal. Sus dimensiones se muestran en los planos.

- Foso de Disipación

También denominado colchón de agua, se forma entre el cuerpo del dique y el contradique. Su diseño se logra mediante la utilización de la fórmula de Schoklitsch (ecuación (3.24)) para obtener la profundidad, y la fórmula del alcance de la lámina vertiente para la longitud del foso de disipación (ecuación (3.23)).

Entonces, para un gasto de 2,6 m<sup>3</sup>/s/m y una altura de lámina vertiente de 0.88 m, se tiene:

*Cuadro N°5.2: Dimensiones para Contradique en Diques en Mampostería en Trozas*

<b>Altura (m)</b>	<b>Profundidad del foso (m)</b>	<b>Longitud zapata (m)</b>
3	0,72	2,46
4	0,78	2,80

Fuente: Propia (2005)

- Otros Elementos

Los diques de 3 y 4 m de altura tendrán doble paramento inclinado, con su paramento aguas arriba, vertical en la fundación, con el fin de reducir el volumen de excavación.

Se considera una longitud de ala de 2 m, de los cuales como mínimo 1 metro va enterrado en el talud.

a.2) Materiales y Métodos de Construcción

En base a las dimensiones mostradas en los planos y las especificaciones detalladas con anterioridad, es posible cubicar la cantidad de material de obra a utilizar en un dique de altura de 4 m. Luego, los requerimientos de materiales para el cuerpo del dique por metro cúbico de obra son:

- Madera: 0,20 m<sup>3</sup>, es decir 11,04m de trozas de d= 6"
- Roca 6": 0,80 m<sup>3</sup>
- Alambre: 3,154 m

Para el vertedero se necesitan:

- Madera: 57,2 m de tablón de 10x20 cm. de sección.
- Lámina de zinc: 11,44 m<sup>2</sup>

La madera debe ser de coigüe u otra especie que presente similares características, a la cual se le dará un baño de creosota, para aumentar su durabilidad.

Las vigas longitudinales y transversales deben llevar en cada nudo un amarre con alambre dulce N°8 o 10 de 0,80 m de longitud.

Las cajuelas deben llenarse con roca sana, teniendo la precaución de colocar la piedra de mayor diámetro al exterior y rellenar los espacios intermedios con bolones de menor tamaño, de manera de reducir al mínimo el espacio poroso.

#### a.3) Otras Obras

En los tramos con fuerte pendiente y donde se desee establecer a corto plazo un perfil de equilibrio, se recomienda el emplazamiento de diques pre-aterrados.

En la Figura 5.3 se pueden observar 5 diques pre-aterrados construidos en la Quebrada Mackay, en la ejecución del proyecto de Corrección de Torrentes diseñado por CONAF y materializado entre 1975-1979.

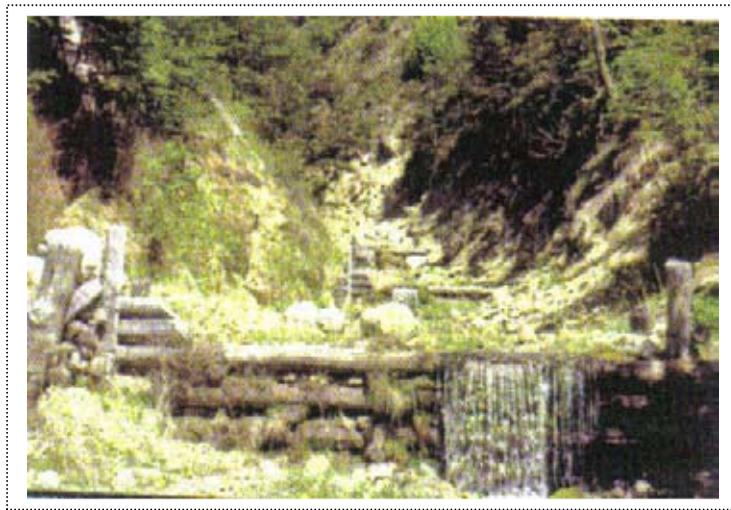


Figura 5.3: Conjunto de Diques Pre-aterrados, Quebrada Mackay.  
Fuente: [CONAF-UACH,1994] *Estudio y Formulación Plan de Desarrollo Cerro Divisadero.*

La longitud levantada en la quebrada Mackay fue de 530 m entre las cotas 620 y 750 msnm, cuya ubicación y condición actual se detallan en la Figura A11.3.

#### b) Muros o Barreras Transversales, con Viguetas Prefabricadas

Corresponde básicamente a una estructura de contención de suelos, consistente en una jaula o cajón conformado por viguetas prefabricadas de hormigón armado, la cual se rellena con bolones de diámetro entre 6" y 8".



Figura 5.4: Muro de Contención de Suelos, Sector Santo Domingo, Salida Sur Valdivia.  
Fuente: Propia, Abril 2005.

Las barreras de control aluvional, al igual que los muros de contención, se conforman por jaulas armadas entrelazadas entre sí, con la diferencia de que los muros de contención tienen una altura constante, en cambio, las barreras de control presentan un escalonamiento de las jaulas desde las laderas del cauce al eje del mismo.



Figura 5.5: Primeras Barreras Construidas en la Quebrada Las Lenguas Oriente.  
Fuente: Dirección de Obras Hidráulicas, Coyhaique Enero 2005.

Las jaulas que van enterradas en la ladera del cauce son de mayor altura que aquellas que forman el vertedero, con el fin de retener el material proveniente de las partes altas, y de lograr el empotramiento del conjunto estructural.

Para evitar la socavación aguas abajo de la barrera, las jaulas centrales se construyen con una profundidad enterrada igual a la socavación aguas abajo de la estructura.

En el sentido longitudinal, las barreras se disponen de manera tal que el umbral de cada barrera llegue aproximadamente al pie de la barrera que sigue hacia aguas arriba, con el objetivo de cumplir con la pendiente de compensación.

#### b.1) Dimensionamiento

Existen variables relativas al tamaño de las obras, que deben definirse, que dicen relación con la altura total de las barreras, socavación al pie del dique y espaciamiento de los muros en las quebradas.

Dichas obras se diseñaron para un caudal detrítico de 7,8 m<sup>3</sup>/s que corresponde a la crecida de 100 años de período de retorno, cuyo análisis de detalla en el Anexo N<sup>o</sup>4.

#### - Número de Barreras

Para determinar el número de barreras, para las diferentes alturas de muro, se supuso una pendiente de compensación nula, la cual se logra emplazando los diques de manera tal que se produzca un escalonamiento entre una estructura y la siguiente aguas abajo.

La quebrada Mackay, en el tramo en que requiere emplazar las obras de control aluvional, presenta una longitud aproximada de 480 m y se ubica entre las cotas 740 msnm y 632 msnm, con la cual se completa un desnivel total de 108 m, cuya ubicación general se visualiza en la Figura A11.4.

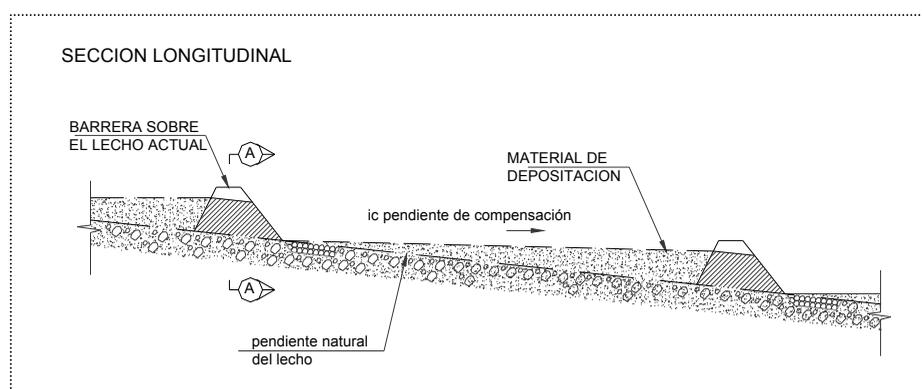


Figura 5.6: Determinación Pendiente de Compensación.

Fuente: [MOP,2001] *Manual de Carreteras*, Figura 3.708.209

Entonces se concluye que:

$$N^{\circ} \text{ barreras} = \frac{\text{Desnivel total}}{h}$$

donde:  $h$  = altura del dique

Para realizar el análisis comparativo se ha optado por una altura nominal de 2,5 y 3,0 m, con ancho de vertedero igual a 3 jaulas, equivalente a 5 m aproximadamente.

*Cuadro N°5.3: Determinación del Número de Barreras en función de la Altura Nominal.*

<b>H (m)</b>	<b>Cantidad Barreras</b>
2,5	42
3,0	35

Fuente: [AC,2002] *Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas el Cerro Divisadero.*

- Socavación al Pie de la Estructura

Las profundidades de socavación corresponden a aquellas que se originarían en las condiciones iniciales de escurrimiento, antes de que comience la depositación de sedimentos [AC, 2002].

La socavación se calculó mediante la fórmula de Veronese (ecuación (3.25)). Así, con una altura del agua al pie de la estructura de 0.21 m, una altura crítica sobre el umbral de la barrera igual a 0.63 m y un caudal por unidad de ancho igual a 1.56 m<sup>3</sup>/s/m, se obtuvieron los siguientes resultados para la socavación:

*Cuadro N°5.4: Desnivel entre aguas arriba y abajo  $\Delta h$ . Socavación en Barreras de 2,5 y 3 m de Altura Nominal*

<b>H (m)</b>	<b><math>\Delta h</math> (m)</b>	<b>Socavación (m)</b>
2,5	2.92	1.91
3,0	3.42	1.98

Fuente: Propia (2005)

- Altura Total de la Estructura

Luego, la profundidad mínima a que se deben fundar los muros está dada por socavación más la altura al pie de la estructura, por lo tanto las alturas totales, considerando la profundidad de fundación corresponde a:

*Cuadro N°5.5: Alturas Totales para Barrera de 2,5 y 3 m de Altura Nominal*

Altura Nominal (m)	Profundidad enterrada (m)	Altura Total (m)
2,5	2.1	4.6
3,0	2.2	5.2

Fuente: Propia (2005)

En las Figuras A11.5 y A11.6 se puede encontrar un esquema a escala de la disposición de las jaulas en el muro y un perfil tipo de la jaula que forma el vertedero, respectivamente.

- Distribución y Número de Barreras Transversales

Luego de las medidas correctoras realizadas, se establece que las obras se ubicaran entre las cotas 738 y 642 m, con un desnivel de 96 m. De manera que se proyectaron 36 barreras con una altura nominal de 2,5 m y una pendiente de estabilización de 1,5%.

b.2) Materiales

- Viguetas de Hormigón Armado

Construidas con hormigón H-25 y acero A63-42ES, en 2 diseños, según sea su función y ubicación al interior del muro.

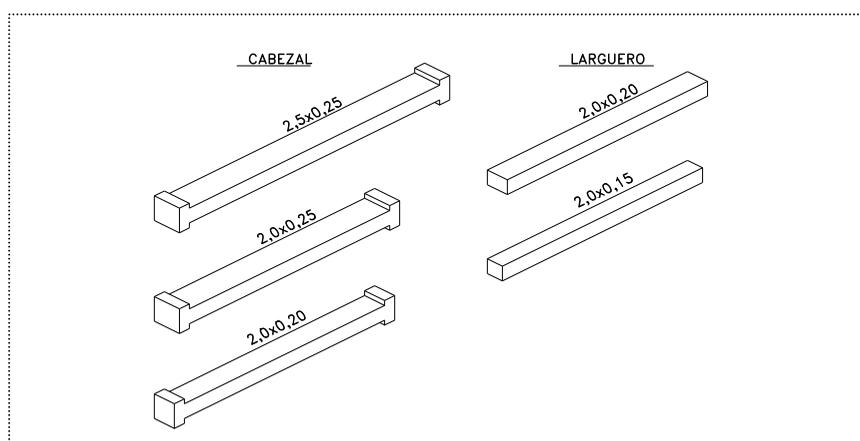


Figura 5.7: Detalle de Viguetas Prefabricadas.

Fuente: [AC,2002] *Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas el Cerro Divisadero.*

- Cabezal: vigueta longitudinal denominada así debido a la forma que adopta su extremo, para producir la trabazón entre las jaulas.
  - Larguero: viguetas de longitud y sección variable, transversal al cauce.
  - Bloques: de hormigón de 20x20 y 20x25 cm de sección, contribuyen a la transmisión de esfuerzos a la fundación de la estructura.
- Geotextil:
- Luego de realizada la excavación y compactación del área de emplazamiento del muro se coloca un filtro geotextil, realizando los traslajos correspondientes, los que posteriormente se unen por medio de un cosido o soldado de la tela.
- Aridos:
- El material de relleno de las jaulas es el proveniente de los depósitos aluvionales existente en la zona de emplazamiento. El denominado "bolón" debe ser roca sana, sin agrietaduras, y no debe superar las 6 pulgadas de diámetro.

### b.3) Método Constructivo

El tiempo estimado de construcción de cada barrera es de entre 5 y 8 días, lo cual incluye las siguientes partidas:

- Excavaciones (excavación y compactación del terreno de fundación).
- Construcción de las jaulas (colocación geotextil y entramado de viguetas).
- Ejecución de los rellenos con material clasificado en el interior de cada jaula.
- Ejecución de rellenos en el exterior de las jaulas.

El desfase neto entre los términos de cada muro se ha establecido entre 4 a 5 días, siendo los días restantes simultáneos en su ejecución.

## 5.1.1.2. Verificación de Estabilidad

## a) Supuestos

- Se utilizó el criterio definido en la norma AASHTO 1992 sección 5.9:

- Se despreciará la parte inferior de la jaula aguas abajo del cuerpo principal.
- El empuje activo, sísmico y hidrostático prevalecen por sobre el empuje pasivo.

- Se consideró que los rellenos se encuentran permanentemente saturados.

- En el caso de empuje hidrostático se consideró la totalidad de la altura, actuando sobre el paramento aguas arriba del muro.

## b) Resultados

Para verificar la condición de deslizamiento y volcamiento se consideró actuando la fuerza activa, el empuje sísmico y el hidrostático, bajo los supuestos anteriormente señalados.

Las cargas que actúan sobre las obras y sus respectivos "brazos palanca" se especifican en las Figuras A11.7 y A11.8. En tanto, los detalles de las fórmulas utilizadas se presentan en el Acápito A6.1:

A continuación se entregan los resultados obtenidos:

## Datos:

$\phi=$	$40^\circ$	Angulo de rozamiento interno del suelo de relleno
$\delta=$	$30^\circ$	Angulo de fricción interna a lo largo del muro
$\beta=$	$4^\circ$	Inclinación de la superficie del terreno
$\gamma_w=$	1.0 t/m <sup>3</sup>	Peso específico del agua
$\gamma_s=$	1.2 t/m <sup>3</sup>	Peso específico del agua más sedimentos

**Muro de Viguetas**

$\beta=$	$4^\circ$	Inclinación del paramento agua arriba del dique
$i=$	$4^\circ$	Inclinación de la superficie del terreno
$K_a=$	0.181	Coefficiente activo de presión de tierras
$\Delta K_a=$	0.181	Incremento por empuje sísmico

**Dique de Mampostería**

$\beta=$	8°	Inclinación del paramento agua arriba del dique
$i=$	4°	Inclinación de la superficie del terreno
$K_a=$	0.275	Coefficiente activo de presión de tierras
$\Delta K_a=$	0.132	Incremento por empuje sísmico

*Cuadro N°5.6: Cálculo de Empujes en Dique de Mampostería y Muro de Viguetas Prefabricadas*

OBRA	H (m)	EMPUJES (ton)		
		Activo	Sísmico	Hidrostático
		$P_a$	$P_e$	$P_w$
Barrera de Viguetas Prefabricadas	4.95	4.435	4.435	3.063
Dique de Mampostería en Trozas	4.50	5.569	2.693	2.531

Fuente: Propia (2005)

## - Verificación al Volcamiento

*Cuadro N°5.7: Verificación de Volcamiento en Obras Transversales*

CASO	OBRA	VOLCAMIENTO			
		$M_v$ (ton-m)	$M_r$ (ton-m)	$u$ (m)	Condición $3u > B$
Activo + sísmico	Barrera de Viguetas Prefabricadas	15.86	37.12	1.20	ok
	Dique de Mampostería en Trozas	14.23	34.80	1.25	ok
Activo + hidrostático	Barrera de Viguetas Prefabricadas	13.61	31.36	1.00	ok
	Dique de Mampostería en Trozas	14.83	31.70	1.03	ok

Fuente: Propia (2005)

## - Verificación al Deslizamiento

*Cuadro N°5.8: Verificación al Deslizamiento de Obras Transversales*

CASO	OPCION	DESLIZAMIENTO		
		Fd (ton)	Fr (ton)	Condición Fd<Fr
Activo + sísmico	Barrera de Viguetas Prefabricadas	9.68	12.96	ok
	Dique de Mampostería en Trozas	7.16	11.53	ok
Activo + hidrostático	Barrera de Viguetas Prefabricadas	3.69	11.40	ok
	Dique de Mampostería en Trozas	7.35	11.52	ok

Fuente: Propia (2005)

En consecuencia, la condición de estabilidad al deslizamiento y volcamiento en ambas estructuras queda comprobada, lo que nos lleva a concluir que tanto los diques de mampostería de trozas como los muros de viguetas prefabricadas cumplen efectivamente como obra transversal para el control de flujos aluvionales.

#### 5.1.2. Evaluación Económica

La evaluación económica se realizó a partir de un análisis de precios unitarios considerando como base los costos regionales actualizados de suministros, equipos y mano de obra, y determinando las partidas requeridas para evaluar las obras de control aluvional de la quebrada Mackay.

En el Acápite A9.1 se entrega un detalle de los insumos, mano de obra y maquinaria con sus respectivos precios unitarios, actualizados a Diciembre del 2004.

##### a) Partidas Alternativa N°1: Diques de Mampostería de Trozas

Construidos principalmente en base a trozas de madera de y piedra ( $d > 6''$ ), los diques de mampostería en trozas tienen una altura de 4 m, un ancho transversal al cauce de 14 m en su nivel máximo de altura, y un ancho de base de aproximadamente 3 m, lo que en su conjunto constituye una obra de 215 toneladas.

En su construcción se utilizan además otros materiales los cuales se especifican en detalle en la Evaluación Técnica que se hizo anteriormente respecto a esta obra.

Se consideró construir e equipar una maestranza, dentro de la instalación de faenas, en donde se cortarán las trozas con las dimensiones especificadas en los planos de proyecto. Luego serán cargadas por camiones con pluma y llevadas hasta el lugar de emplazamiento del dique.

Se considera también el suministro y transporte de materiales de obra hasta el lugar de construcción en la quebrada.

Las cajuelas de trozas serán armadas y colocadas sobre una base compuesta por un geotextil, y rellenas con material de excavación clasificado, para lo cual se utilizará retroexcavadora.

En el Cuadro N°5.9 se entrega el costo asociado a cada partida.

*Cuadro N°5.9: Costo Alternativa N°1  
"Diques de Mampostería de Trozas"*

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
1	Instalación Faenas	Gl	1,000	2.445,2	2.445,2
3	Excavaciones a Máquina	m <sup>3</sup>	203,180	0,0545	11,0733
4	Relleno Compactado en Capas de 0,3 m c/Material de Excavación	m <sup>3</sup>	44,200	0,1013	4,4775
5	Relleno c/Material Común	m <sup>3</sup>	73,250	0,0753	5,5157
6	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	129,930	0,2537	32,963
7	Relleno c/Material Clasificado	m <sup>3</sup>	113,510	0,2824	32,055
8	Suministro y Colocación de Geotextil	m <sup>3</sup>	123,200	0,1203	14,821
9	Suministro y Dimensionamiento de Trozas	m <sup>3</sup>	33,000	11,2376	370,841
12	Transporte y Colocación de Trozas	m <sup>3</sup>	33,000	0,7211	23,796
14	Suministro y Transporte de Zinc	m <sup>2</sup>	11,350	0,1730	1,964
15	Suministro y Transporte de Alambre a Obra	Kg	44,782	0,0406	1,818
TOTAL (UF)					2.944,525

Fuente: Propia (2005)

b) Partidas Alternativa N°2: Muros de Viguetas Prefabricadas

Este tipo de estructuras está compuesto de 9 jaulas entrelazadas entre sí, las cuales individualmente tienen una altura de aproximadamente 4 m y un ancho de 2 m. Las jaulas en su conjunto forman un muro o barrera de 15 m de longitud transversal al cauce, y 5 m de ancho de base.

Las jaulas están conformadas en su contorno por un entramado de viguetas prefabricadas de hormigón y en su interior por un relleno de material clasificado de diámetro superior a 6".

Se consideró instalar una planta de fabricación de hormigón cercana a la ciudad de Coyhaique. En la misma planta se fabricarán las viguetas de hormigón armado clase H25, las que serán transportadas en camiones con pluma hasta las quebradas.

El desplazamiento de los camiones, que llevarán las viguetas hasta el lugar de construcción de cada barrera, se realizará por la huella que necesariamente construirá una máquina retroexcavadora a lo largo de la quebrada.

Las jaulas de viguetas serán colocadas y armadas sobre una base compuesta por un geotextil para lo cual se utilizará retroexcavadora, y posteriormente rellenas con bolones.

En el Cuadro N°5.10 se entrega el costo asociado a cada partida.

*Cuadro N°5.10: Costo Alternativa N°2  
"Muro de Viguetas Prefabricadas"*

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
2	Instalación Faenas	Gl	1,000	2.409,9	2.409,9
3	Excavaciones a Máquina	m <sup>3</sup>	179,539	0,0545	9,785
4	Relleno Compactado en Capas de 0,3m c/Material de Excavación	m <sup>3</sup>	44,777	0,1013	4,536
5	Relleno c/Material Común	m <sup>3</sup>	24,447	0,0753	1,841
6	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	145,435	0,2537	36,897
7	Relleno c/Material Clasificado	m <sup>3</sup>	86,381	0,2824	24,394
8	Suministro y Colocación de Geotextil	m <sup>2</sup>	110,891	0,1203	13,340
11	Fabricación de Viguetas de Hormigón	m <sup>3</sup>	28,560	12,2452	349,723
13	Transporte y Colocación de Viguetas	m <sup>3</sup>	28,560	1,5870	45,325
TOTAL				(UF)	2.895,714

Fuente: Propia (2005)

## 5.2. ANALISIS COMPARATIVO CON OBRAS DE MAMPOSTERIA GAVIONADA

### 5.2.1. Características Técnicas

La rusticidad del diseño y de los materiales, resulta más beneficioso cuando se desea construir con trozas de madera, debido a su mayor adaptabilidad al marco natural del entorno que rodea a las obras, contribuyendo además a fines recreacionales.

Por otra parte la utilización de gaviones como elemento constructivo presenta la ventaja de adaptarse fácilmente a deformaciones sin pérdida de eficiencia, su relleno autodrenante contribuye al alivio de las presiones en los paramentos del dique, y además permite el crecimiento de vegetación natural, ambientándose perfectamente a su entorno.

El emplazamiento de los Muros de Viguetas resulta simple, y además ventajoso por la utilización de elementos prefabricados, dado que se puede llevar un mejor control de calidad de los mismos. Sin embargo, uno de los principales inconvenientes de estas obras es el importante volumen que se requiere, llegando a 2.000 Kg/m<sup>3</sup> en comparación con los 1.500 Kg/m<sup>3</sup> que presenta la Mampostería en Trozas.

Otra de las ventajas que presenta el sistema de Mampostería Gavionada, es que cumple eficientemente con uno de los principales objetivos en el control de aluviones, que consiste en minimizar la pendiente natural del cauce, de manera de disminuir la velocidad de avance de sedimentos, ya que asegura una pendiente estabilizadora inferior a la obtenida mediante el emplazamiento de Muro de Viguetas Prefabricadas o Diques de Mampostería en Trozas.

En el Cuadro N°5.11 se resumen las principales características técnicas de los 3 métodos analizados:

Cuadro N°5.11: Criterios de Evaluación

	<b>Elementos prefabricados</b>	<b>Mampostería en madera</b>	<b>Mampostería con gaviones</b>
Vida útil <sup>(1)</sup>	Optima/Buena	Discreta	Discreta
Mantenimiento	Buena	Discreta	Discreta
Adaptación a la sección de emplazamiento	Discreta	Buena/Discreta	Muy buena
Utilización del material in situ	Mediocre	Buena	Buena
Transporte del material de construcción	Discreta	Buena	Buena
Mínimo equipamiento necesario	Buena	Buena	Muy buena
Posibilidad de mecanización	Discreta	Discreta/Mediocre	Discreta
Tiempo requerido para la construcción	Buena/Discreta	Discreta	Buena/Discreta
Métodos del ingeniero	Discreta	Buena	Buena
Posibilidad de sobreelevación	Discreta/Mediocre	Buena/Discreta	Discreta

Fuente: Propia (2005)

Nota: (1) Se considera una vida útil de 50 años.

## 5.2.2. Características Económicas

Los resultados de las 3 alternativas consideradas, se pueden resumir en el Cuadro N°5.12 y en la Figura 5.8.

Cuadro N°5.12: Evaluación Económica para la Construcción de 3 Obras Alternativas en el Control Aluvional en la Quebrada Mackay

<b>Alternativa</b>	<b>Costo (UF)</b>		
	<b>Instalación de faenas</b>	<b>Unitario</b>	<b>Total</b>
Sistema de Mampostería Gavionada	3.114,1 <sup>(1)</sup>	302,596	14.007,56 <sup>(2)</sup>
Muro de Viguetas Prefabricadas	2.409,9	486,452	19.922,17
Dique de Mampostería en Trozas	2.445,2	501,388	20.495,17

Fuente: Propia (2005)

Nota: (1) Considera Costos de Instalación de faena 1ra y 2 da etapa.

Nota: (2) No considera mantenimiento de 1ra etapa.

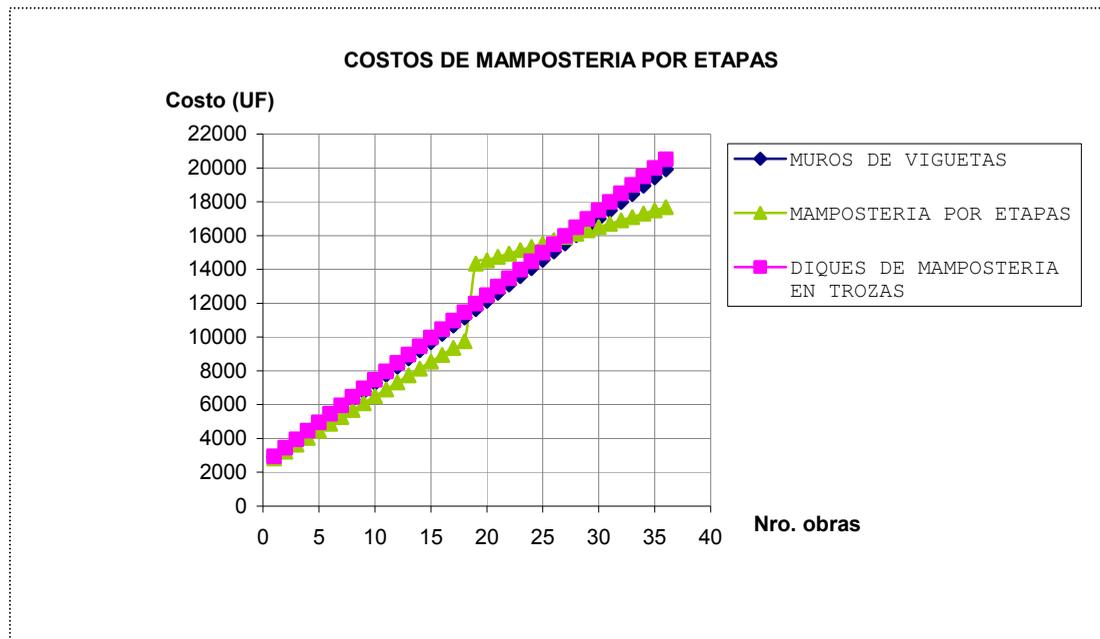


Figura 5.8: Comparación de Costos entre Diversas Alternativas de Obras Transversales  
Fuente: Propia (2005)

Como se puede observar en el Cuadro N°5.12 y en la Figura 5.8 la construcción en base a Viguetas Prefabricadas resulta un 2.8% más económica que los Diques de Mampostería en Trozas.

En tanto la alternativa de construir diques en base a mampostería gavionada, resulta la solución más económica de entre las presentadas como alternativas para el control de aluviones.

Es necesario precisar que dentro de la evaluación económica de Diques de Mampostería en Trozas y Muros de Viguetas Prefabricadas, no se han considerado los costos por mantenimiento, por lo que el costo total de estas alternativas resulta aún mayor.

No obstante, como la malla gavión estará expuesta a un ambiente altamente corrosivo. Ante su eventual deterioro, será necesaria su mantención periódica, lo que también significa un costo. Cabe destacar, que aún considerando un 40% del costo total, por mantención de las obras, la Mampostería gavionada continúa siendo la alternativa mas viable desde el punto de vista económico.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- En general, las tres alternativas de obras transversales para el control de aluviones, analizadas en la presente tesis, cumplen con los requerimientos de estabilidad. Sin embargo, su factibilidad técnica queda condicionada por la vida útil de los materiales utilizados para la construcción de este tipo de obras.

2.- Los menores costos de obras de Mampostería Gavionada, con relación a los costos de las otras dos alternativas, se explican por el elevado costo unitario del material base de construcción -trozas de madera y hormigón armado - de los Diques de Mampostería en Trozas y los Muros de Viguetas Prefabricadas.

3.- Entre la primera y segunda etapa de la Mampostería Gavionada, existe un incremento en los costos debido, principalmente, a la instalación de faena que genera esta última. Aún cuando, en la interfase de las etapas, el costo de la Mampostería Gavionada, supera ampliamente el costo de las otras alternativas, en el largo plazo esta inversión implicaría un costo total menor.

4.- La segunda etapa de Mampostería Gavionada queda limitada por las condiciones del cauce al momento de la intervención, las cuales son difíciles de prever, considerando el cambio continuo de la geometría del cauce, por lo que las dimensiones señaladas para esta etapa son sólo de carácter informativo.

5.- De las herramientas prácticas para el diseño de las obras de control de erosión y retención de sedimentos, es posible afirmar que en Chile, no existe gran variedad de alternativas de solución construidas para enfrentar este tipo de problemas. No obstante, se destacan los estudios y métodos de manejo de cuencas efectuado por la Corporación Nacional Forestal, entidad que ha intervenido en cauces de alta torrencialidad y poder erosivo.

6.- Cabe señalar, que resulta preocupante la escasez de herramientas teóricas que permitan formular soluciones viables y económicamente rentables en el área de manejo de cuencas y control erosivo de las mismas.

7.- Aún cuando, inicialmente, se pensó en aplicar la metodología de la Dirección de Vialidad al diseño de obras de control aluvional, para resolver la problemática de la Quebrada Mackay, el desarrollo de la presente tesis demostró que no era posible su aplicabilidad, debido a los escasos antecedentes allí disponibles. La búsqueda de información permitió formular una nueva metodología para el diseño de nuevas obras transversales, a partir de datos obtenidos desde entidades como la Dirección de Obras Hidráulicas, Corporación Nacional Forestal y Universidad de Chile.

- Se recomienda complementar el emplazamiento de las obras con medidas del tipo biológico, las cuales logran afianzar su conservación en el tiempo, y la estabilización del terreno mediante el repoblamiento con vegetación autóctona, lo que a su vez restaurará la identidad natural del entorno.

- Se sugiere realizar limpiezas periódicas de los cauces con la finalidad de asegurar un mejor funcionamiento de la obra transversal en períodos de lluvias intensas. Además, se deberá revisar periódicamente el estado de las obras correctivas existentes debido a que su pérdida de estabilidad puede reactivar el proceso de erosión.

- Es recomendable considerar la ejecución de estudios de profundidad de la napa freática, en diversos sectores de las áreas con riesgo aluvional, debido a la importancia de las aguas subterráneas en la mecánica de los suelos.

- Se deberá eliminar cada cierto período el material sólido pre-aterrado en las obras de control a fin de conservar su capacidad volumétrica de retención.

- Es aconsejable organizar sistemas de inspección en sectores de desequilibrio como los catalogados de alto riesgo frente a fenómenos de remoción en masa, con la finalidad de anticipar y evitar consecuencias que puedan ser de gran costo material y humano.
  
- Sería de gran utilidad probar la aplicabilidad del diseño propuesto en la presente tesis sobre cuencas que presenten características geomorfológicas y condiciones de arrastre similares a la de la Quebrada Mackay.
  
- Finalmente, interesa también poder aplicar los mismos principios para el diseño de obras de control en cuencas con otras características.

## Anexo N°1



Figura A1.1: Descomposición de Roca a Clastos, Cerro Divisadero, Quebradas Las Lengas Oriente.  
Fuente: *Dirección de Obras Hidráulicas, Marzo 2004.*



Figura A1.2: Aporte de Sedimentos, Parte alta del Cerro Divisadero.  
Fuente: *Dirección de Obras Hidráulicas, Marzo 2004.*

## Anexo N°1



Figura A1.3: Dique de Mampostería de Trozas, Cerro Divisadero, Quebrada Las Lengas Poniente

Fuente: [AC,1997] *Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.*

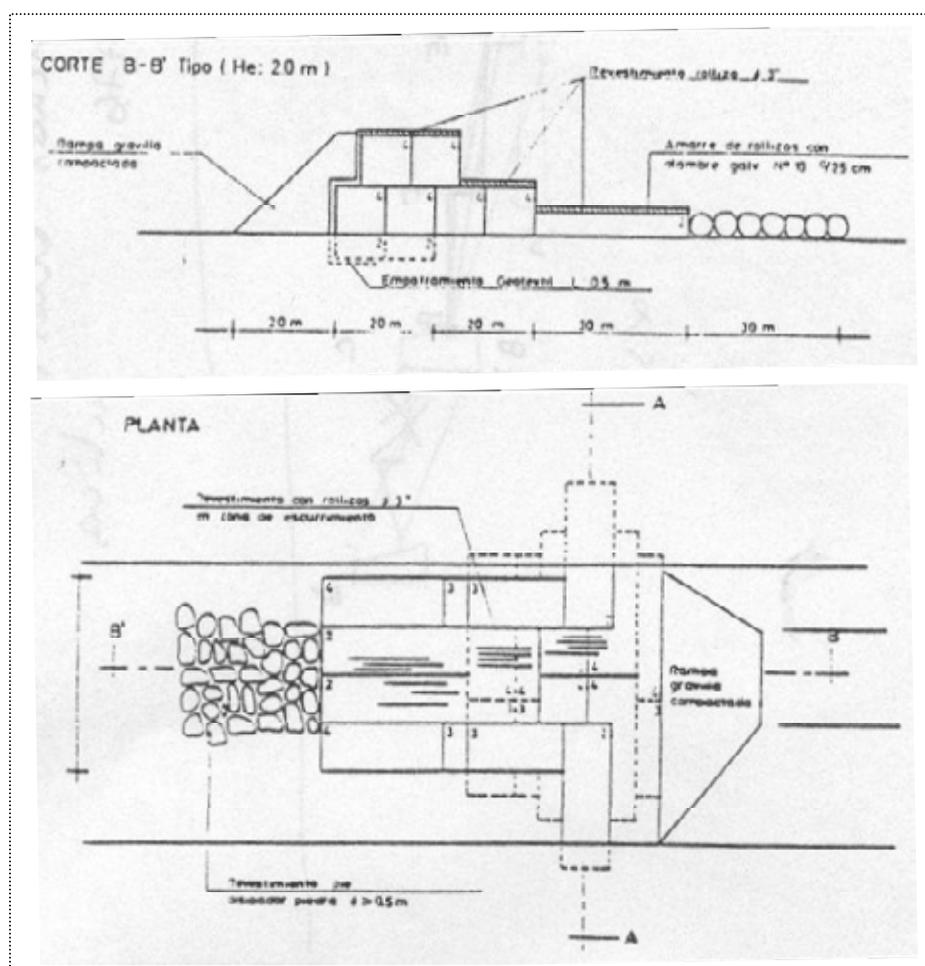


Figura A1.4: Dique con Gaviones.

Fuente: [CONAF-UACH,1994] *Estudio y Formulación Plan de Desarrollo Cerro Divisadero.*

## Anexo N°2

### 2.1. Velocidad de Esgurrimiento de los Acarreos

El valor de  $u_s$  se estima en función de la influencia del arrastre sobre la velocidad media de las aguas claras, aplicando al líquido el Teorema de la Cantidad de Movimiento:

$$\frac{\omega Q}{g}(V-u)dt = (p-p_1)dt + (\mu-\rho)dt + Rdt \quad (1.1)$$

donde:

- $\omega$  = peso específico del líquido
- $Q$  = gasto en la tramo AC
- $g$  = aceleración de gravedad = 9.81 (m/s<sup>2</sup>)
- $V$  = velocidad media en la sección CD
- $u$  = velocidad media de las aguas claras
- $p$  = presión total en la sección AB
- $p_1$  = presión total en la sección CD
- $\mu$  = componente paralela al fondo del peso de la masa de agua ABCD
- $\rho$  = resistencia total del lecho al movimiento

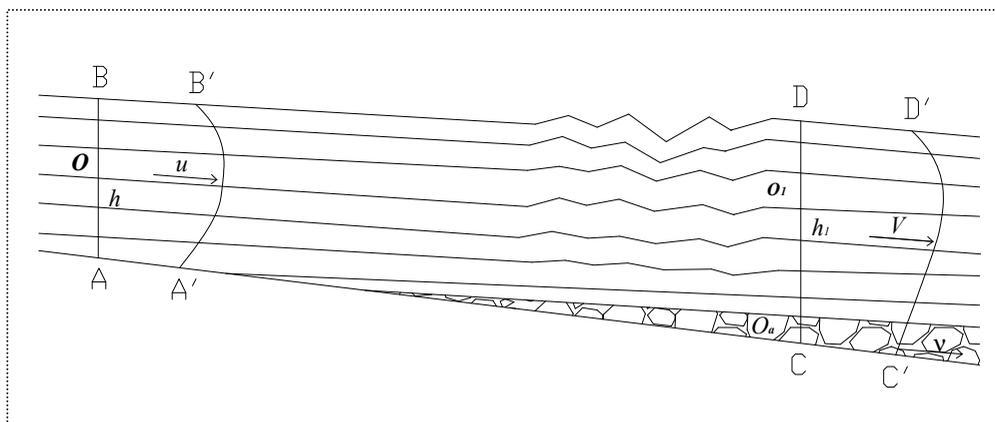


Figura A2.1: Gráfica de una Corriente con Acarreos.

Fuente: [GARCIA-EYERBE,1962] *Principios de Hidráulica Torrencial: su Aplicación a la Corrección de Torrentes, Control de Aludes*. Figura 27

Entonces la resistencia total de los acarreo al movimiento  $R$  se define como:

$$R = (\mu_a - \rho_a) - p_a - \frac{\delta\eta Q}{g}v \quad (1.2)$$

donde:

- $\mu_a$  = componente paralela al fondo del peso de los materiales
- $\rho_a$  = resistencia por rozamiento de los materiales

## Anexo N°2

- $p_a$  = presión total del acarreo  
 $\delta$  = peso específico de los materiales  
 $\eta$  = relación del material sólido en el caudal líquido  
 $v$  = velocidad media de los acarreos en CD

Reemplazando la ecuación (1.2) en (1.1) se tiene:

$$\frac{\omega Q}{g}(V-u) = [p - (p_1 + p_a)] + (\mu - \rho) + (\mu_a - \rho_a) - \frac{\delta \eta Q}{g} v \quad (1.3)$$

En una sección rectangular de profundidad del agua  $h$ :

$$\Omega = bh = \frac{Q}{u} \Rightarrow h = \frac{Q}{ub} \quad (1.4)$$

luego la presión tiene la siguiente forma:

$$p = \frac{\omega \Omega h}{2} \Rightarrow p = \frac{\omega Q^2}{2bu^2} \quad (1.5)$$

de igual forma se obtiene:

$$p_1 + p_a = \frac{\omega(\Omega_1 + \Omega_2)h_1}{2} \Rightarrow p_1 + p_a = \frac{\omega Q^2}{2b} \left( \frac{1}{V} + \frac{\eta}{v} \right)^2 \quad (1.6)$$

Suponiendo un movimiento uniforme, las resistencias  $(\mu - \rho)$  y  $(\mu_a - \rho_a)$  tienden a cero, luego la ecuación de movimiento de una corriente con acarreo es:

$$u^3 - \left[ V + \frac{\delta}{\omega} \eta v + q \left( \frac{1}{V} + \frac{\eta}{v} \right)^2 \right] u^2 + q = 0 \quad \text{donde } q = \frac{Qg}{2b} \quad (1.7)$$

Sea  $u_s$  = velocidad del agua con materiales en suspensión  
 $\chi$  = proporción de material sólido en aguas claras =  $\eta$

Si suponemos que la velocidad media de los acarreos  $v$ , al igual que la velocidad media en la sección CD  $V$ , pueden expresarse como la velocidad del agua con materiales en suspensión  $u_s$ .

$$u^3 - \left[ \left( 1 + \frac{\delta}{\omega} \eta \right) u_s + \frac{q}{u_s^2} (1 + \eta)^2 \right] \cdot u^2 + q = 0 \quad (1.8)$$

## Anexo N°2

si  $q = \frac{g}{2iC^2} u^3$  donde  $\frac{g}{2iC^2} \approx 0$ , entonces la velocidad del agua con acarreos se puede determinar según la expresión:

$$u_s = \frac{\omega}{\omega + \chi\delta} \cdot V \quad (\text{m/seg}) \quad (1.9)$$

donde:  $V$  = velocidad media del agua clara (m/seg)  
 $\omega$  = peso específico del agua clara (t/m<sup>3</sup>)  
 $\chi$  = Cuociente entre el volumen del material sólido y el del agua (%)  
 $\delta$  = peso específico del material de acarreo (t/m<sup>3</sup>)

## Anexo N°2

### 2.2. Altura Máxima de la Lámina de Vertido

Para llevar a cabo el diseño de la altura de un vertedero, se parte suponiendo que el vertedero tendrá una sección rectangular, cuya velocidad se obtiene por ecuación siguiente:

$$V = \frac{Q}{\Omega} = \frac{Q}{b \cdot h} \quad (2.1)$$

donde:  $Q$  = caudal ( $m^3/s$ )

$\Omega$  = área de la sección transversal ( $m^2$ )

Usualmente en los cursos naturales las secciones son compuestas y la pendiente va cambiando punto a punto a lo largo del tramo. Sin embargo para el diseño de un vertedero no es necesario efectuar un estudio acabado de la dinámica el flujo en el cauce, sino más bien revisar en particular, que ocurre en las cercanías de la obra transversal. Para ello se ha propuesto consideran los siguientes supuestos:

- La pérdida de carga por rozamiento es calculable a partir de las relaciones hidráulicas de flujo uniforme.
- La pendiente del cauce es constante y pequeña, y por lo tanto, no es necesario introducir correcciones por ángulo.
- El cauce es prismático.
- La distribución de velocidades a lo largo del tramo es constante y por lo tanto, también lo es el coeficiente de Coriolis.
- El coeficiente de rugosidad a lo largo del cauce es constante.

El procedimiento consiste en trabajar directamente con la ecuación de energía de Bernoulli:

$$B = z + \frac{p}{\gamma} + \alpha \cdot \frac{\hat{u}^2}{2g} \quad (2.2)$$

donde:  $z$  = elevación de la línea de corriente sobre un plano de referencia

## Anexo N°2

- $p$  = presión  
 $\gamma$  = peso específico del fluido  
 $\alpha$  = coeficiente de Coriolis  
 $\hat{u}$  = velocidad promedio del flujo  
 $g$  = aceleración local de gravedad = 9.81 (m/s<sup>2</sup>)

Coeficiente de Coriolis:  $\alpha = \frac{\int_{\Omega} v^3 d\Omega}{V^3 \Omega}$

- donde:  $v$  = velocidad media de la sección elemental  $d\Omega$   
 $V$  = velocidad media de la sección total  $\Omega$ .

en general  $\alpha = \begin{cases} > 1 & \text{Flujo Cóncavo} \\ = 1 & \text{Flujo Paralelo} \\ < 1 & \text{Flujo Convexo} \end{cases}$

Considerando un pequeño tramo del cauce, se puede suponer que el flujo es paralelo, donde se ignoran las fluctuaciones producidas por las turbulencias y las líneas de corriente no tienen componente de aceleración en el plano de la sección transversal, por lo que se puede considerar  $\alpha=1$ .

Reemplazando en la [ecuación \(2.2\)](#) se obtiene la ecuación de energía específica:

$$E = h + \frac{u^2}{2g} \quad (2.3)$$

- donde:  $u$  = velocidad media del agua según [ecuación \(2.1\)](#)  
 $h$  = tirante del flujo

En el análisis también se debe verificar que al pasar de una sección 1 de ( $B_1$ ) conocida, a otra sección 2 ( $B_2$ ) de desconocido, se cumpla la condición:

$$B_2 = B_1 \pm \Lambda$$

- donde:  $\Lambda$  = pérdidas de carga =  $J_m \Delta x$   
 $\Delta x$  = longitud del tramo entre 1-2

## Anexo N°2

$J_m$  = pendiente media del plano de carga en el tramo

$$J_m = \frac{(J_1 + J_2)}{2}$$

Como se señaló anteriormente el tramo considerado es pequeño por lo cual  $\Delta x = 0$  entonces las pérdidas de carga son nulas, con lo que se concluye la energía constante.

Para obtener la altura máxima de la lámina de vertido es necesario conocer el punto de inflexión donde la energía es mínima. Al derivar la ecuación (2.3) con respecto a  $h$  y al notar que el caudal permanece constante, se tiene:

$$\frac{\delta E}{\delta h} = 1 - \frac{Q^2}{g * b^2 * h^3} = 0$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad (2.4)$$

## Anexo N°2

### 2.3. Vertedero en Pared Gruesa

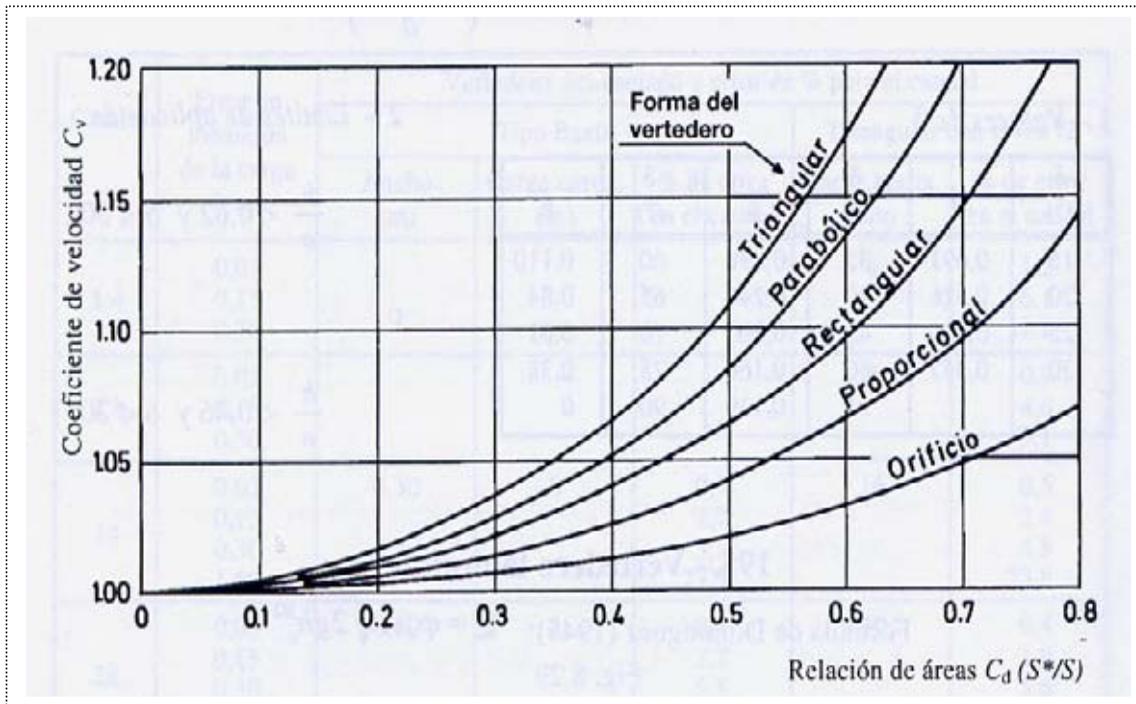


Figura A2.2: Valores de coeficiente de velocidad,  $C_v$ .

Fuente: [COUTINHO, ROBLES 1957] Manual de Ingeniería Hidráulica. Abaco 196

donde:  $S$  = área mojada en la sección de medida correspondiente a una altura  $(h+a)$

$S^*$  = área mojada en la sección de control  $h$

## Anexo N°2

### 2.4. Vertedero Rectangular de Pared Gruesa

$$Q = 1.7 C_d C_v \cdot l \cdot h^{3/2} \quad (4.1)$$

a) Valores de  $C_v$ : de la [Figura A2.2](#), haciendo  $\frac{S^*}{S} = \frac{h}{h+a}$ .

b) Valores de  $C_d^{(1)}$  y error de fórmula.

b.1) Arista viva aguas arriba

- Para:  $0.08 < \frac{h}{b} \leq 0.33$  y  $\frac{h}{h+a} \leq 0.35$  tómesese  $C_d = 0.848$  ;

- Para valores de  $\frac{h}{b} > 0.33$  se debe multiplicar el valor anterior por el valor de **F**, extraído del ábaco adjunto, resultando  $C_d = 0.848 \cdot F$ , la parte superior del diagrama es válida para  $\frac{h}{h+a} > 0.35$ .

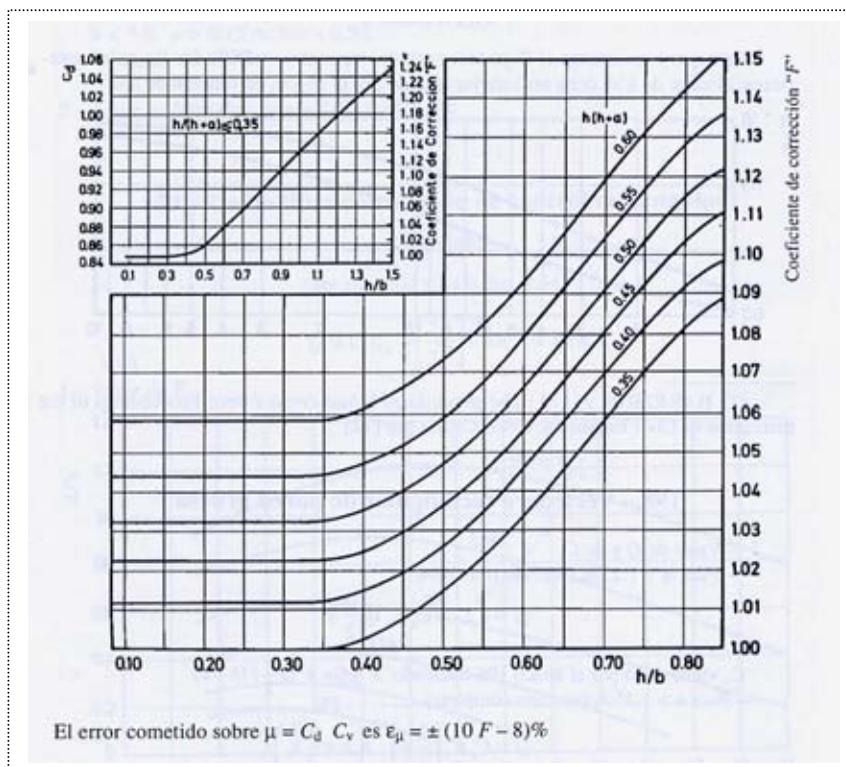


Figura A2.3: Coeficiente de corrección **F**

Fuente: [COUTINHO, ROBLES 1957] Manual de Ingeniería Hidráulica. Abaco 197

(1) SINGER, J.: Square-edge broad-crested weir as a flow measuring device Water and Water Engineering, June 1964.

## Anexo N°2

b.2) Arista redondeada aguas arriba

$$Cd = \left[ \frac{1-2x(b-r)}{l} \right] \left[ \frac{1-x(b-r)}{h} \right]^{\frac{1}{2}}$$

donde:  $x$  = función de la rugosidad de las paredes y de la cresta. Para el hormigón normal  $x=0.005$ , mientras que para hormigón muy liso  $x=0.003$

$r$  = radio de la curvatura en la arista aguas arriba.

c) Límites de aplicación:  $h \geq 0.06m; h \geq 5b; a \geq 0.15m; h/a \leq 1.5$

$0.05 < h/b < 0.5; l \geq 0.3m; l > b/5$

$r = 0.2h$  máximo

Para que se mantenga el flujo como crítico, y por tanto válidas las fórmulas anteriores, el valor de  $h'/h$  debe ser inferior al dado por el ábaco, en función de  $h/a'$

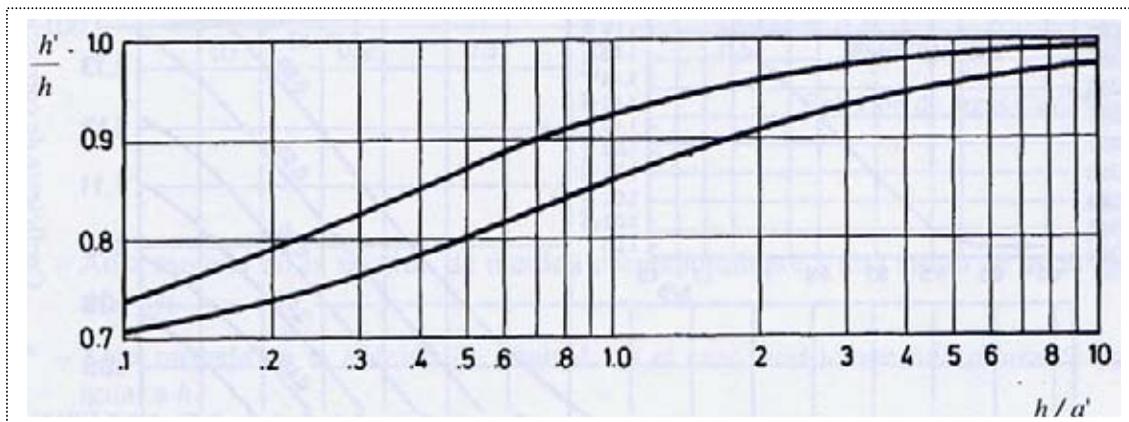


Figura A2.4: Límite de Aplicación en Flujo Crítico  
Fuente: [COUTINHO, ROBLES 1957] Manual de Ingeniería Hidráulica <sup>(2)</sup>

---

(2) HARRISON, A.J.M.: The streamlined broad-crested weir. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1967

### Anexo N°3



Figura A3.1: Dique de Mampostería en Seco, La Muñozana IV Región  
Fuente: [URL9] *Prácticas Tradicionales de Conservación de Aguas y Suelo.*

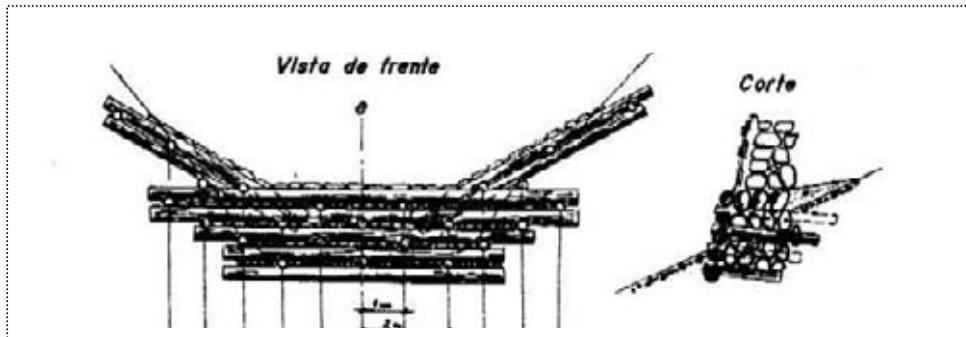


Figura A3.2: Dique de mampostería hidráulica, Los Lúcumos IV Región  
Fuente: [URL9] *Prácticas Tradicionales de Conservación de Aguas y Suelo.*



Figura A3.3: Fosas de Decantación  
Fuente: [URL5] *Comienza Construcción de Defensas Aluvionales*

### Anexo N°3



**Una sola pared**

### Doble pared

Figura A3.4: Dique de Mampostería en Trozas  
Fuente: [URL0] *Capítulo 3: Hidráulica Aplicada al Control de Torrentes.*

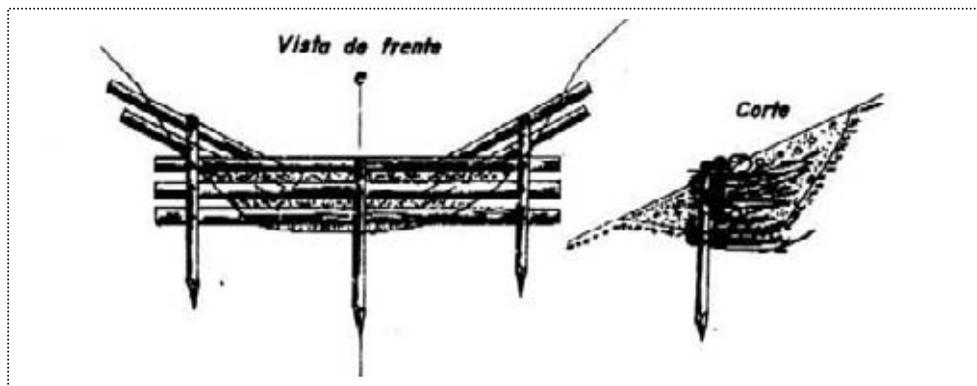


Figura A3.5: Dique pre\_aterado  
Fuente: [URL0] *Capítulo 3: Hidráulica Aplicada al Control de Torrentes.*

### Anexo N°3

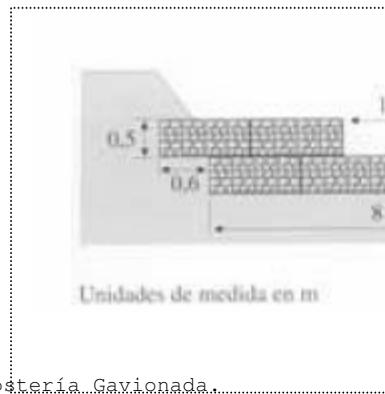


Figura A3.6: Muros de Mampostería Gavionada.  
Fuente: [URL10] *Tratamiento de Regulación de Flujos Hídricos en Cauces.*

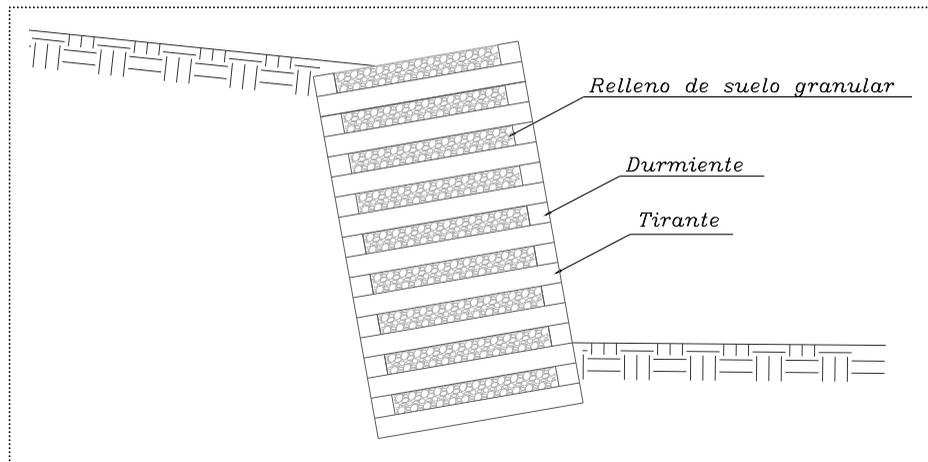


Figura A3.7: Muro Encorbado  
Fuente: [BERRY-REID,1995] *Mecánica de Suelos.*

4.1. Análisis de Frecuencia

Año	Pp (mm)	Normal			Log- Normal				Gumbell			Weibull								
		Pp	Prob	T (años)	Pp	ln(Pp)	Prob	T (años)	Pp	f(xi)	yi	Pp	T (años)	Prob.	Pexced. (%)	Weibull				
1965	90,9	1	262,0	1,000	#####	1	262,0	5,57	1,000	#####	1	#####	0,974	3,624	1	262	38,00	0,974	2,63	0,03
1966	262,0	2	95,1	0,831	5,90	2	95,1	4,55	0,917	11,979	2	95,1	0,947	2,918	2	95,1	19,00	0,947	5,26	0,05
1967	75,0	3	94,7	0,828	5,81	3	94,7	4,55	0,915	11,777	3	94,7	0,921	2,498	3	94,7	12,67	0,921	7,89	0,08
1968	54,1	4	90,9	0,802	5,06	4	90,9	4,51	0,900	10,027	4	90,9	0,895	2,196	4	90,9	9,50	0,895	10,53	0,11
1969	63,0	5	80,5	0,721	3,59	5	80,5	4,39	0,845	6,469	5	80,5	0,868	1,958	5	80,5	7,60	0,868	13,16	0,13
1970	40,8	6	76,7	0,688	3,21	6	76,7	4,34	0,819	5,521	6	76,7	0,842	1,761	6	76,7	6,33	0,842	15,79	0,16
1971	46,3	7	75,0	0,673	3,06	7	75,0	4,32	0,806	5,145	7	75,0	0,816	1,592	7	75,0	5,43	0,816	18,42	0,18
1972	38,9	8	71,0	0,635	2,74	8	71,0	4,26	0,771	4,365	8	71,0	0,789	1,442	8	71,0	4,75	0,789	21,05	0,21
1973	71,0	9	65,2	0,579	2,38	9	65,2	4,18	0,711	3,456	9	65,2	0,763	1,308	9	65,2	4,22	0,763	23,68	0,24
1974	31,6	10	64,1	0,568	2,32	10	64,1	4,16	0,698	3,308	10	64,1	0,737	1,186	10	64,1	3,80	0,737	26,32	0,26
1975	59,2	11	63,0	0,557	2,26	11	63,0	4,14	0,684	3,168	11	63,0	0,711	1,074	11	63,0	3,45	0,711	28,95	0,29
1976	37,4	12	59,2	0,519	2,08	12	59,2	4,08	0,634	2,736	12	59,2	0,684	0,969	12	59,2	3,17	0,684	31,58	0,32
1977	95,1	13	56,0	0,487	1,95	13	56,0	4,03	0,588	2,426	13	56,0	0,658	0,871	13	56,0	2,92	0,658	34,21	0,34
1978	41,5	14	55,1	0,478	1,91	14	55,1	4,01	0,574	2,347	14	55,1	0,632	0,778	14	55,1	2,71	0,632	36,84	0,37
1979	51,3	15	54,1	0,468	1,88	15	54,1	3,99	0,558	2,263	15	54,1	0,605	0,689	15	54,1	2,53	0,605	39,47	0,39
1980	36,0	16	52,3	0,449	1,82	16	52,3	3,96	0,529	2,122	16	52,3	0,579	0,604	16	52,3	2,38	0,579	42,11	0,42
1981	39,4	17	51,5	0,441	1,79	17	51,5	3,94	0,515	2,063	17	51,5	0,553	0,522	17	51,5	2,24	0,553	44,74	0,45
1982	55,1	18	51,3	0,439	1,78	18	51,3	3,94	0,512	2,049	18	51,3	0,526	0,443	18	51,3	2,11	0,526	47,37	0,47
1983	28,4	19	49,6	0,423	1,73	19	49,6	3,90	0,483	1,932	19	49,6	0,500	0,367	19	49,6	2,00	0,500	50,00	0,50
1984	22,7	20	46,3	0,390	1,64	20	46,3	3,84	0,423	1,733	20	46,3	0,474	0,291	20	46,3	1,90	0,474	52,63	0,53
1985	41,0	21	41,5	0,344	1,53	21	41,5	3,73	0,332	1,497	21	41,5	0,447	0,218	21	41,5	1,81	0,447	55,26	0,55
1986	31,8	22	41,0	0,340	1,51	22	41,0	3,71	0,322	1,476	22	41,0	0,421	0,145	22	41,0	1,73	0,421	57,89	0,58
1987	35,6	23	40,8	0,338	1,51	23	40,8	3,71	0,319	1,468	23	40,8	0,395	0,073	23	40,8	1,65	0,395	60,53	0,61
1988	80,5	24	40,8	0,338	1,51	24	40,8	3,71	0,319	1,468	24	40,8	0,368	0,001	24	40,8	1,58	0,368	63,16	0,63
1989	40,6	25	40,6	0,336	1,51	25	40,6	3,70	0,315	1,459	25	40,6	0,342	-0,070	25	40,6	1,52	0,342	65,79	0,66
1990	40,8	26	39,4	0,325	1,48	26	39,4	3,67	0,292	1,412	26	39,4	0,316	-0,142	26	39,4	1,46	0,316	68,42	0,68
1991	49,6	27	38,9	0,321	1,47	27	38,9	3,66	0,282	1,393	27	38,9	0,289	-0,215	27	38,9	1,41	0,289	71,05	0,71
1992	24,7	28	38,8	0,320	1,47	28	38,8	3,66	0,280	1,390	28	38,8	0,263	-0,289	28	38,8	1,36	0,263	73,68	0,74
1993	37,1	29	37,4	0,307	1,44	29	37,4	3,62	0,254	1,340	29	37,4	0,237	-0,365	29	37,4	1,31	0,237	76,32	0,76
1994	51,5	30	37,1	0,304	1,44	30	37,1	3,61	0,248	1,330	30	37,1	0,211	-0,443	30	37,1	1,27	0,211	78,95	0,79
1995	56,0	31	36,0	0,295	1,42	31	36,0	3,58	0,228	1,295	31	36,0	0,184	-0,526	31	36,0	1,23	0,184	81,58	0,82
1996	94,7	32	35,6	0,291	1,41	32	35,6	3,57	0,221	1,283	32	35,6	0,158	-0,613	32	35,6	1,19	0,158	84,21	0,84
1997	52,3	33	31,8	0,259	1,35	33	31,8	3,46	0,154	1,183	33	31,8	0,132	-0,707	33	31,8	1,15	0,132	86,84	0,87
1998	65,2	34	31,6	0,258	1,35	34	31,6	3,45	0,151	1,178	34	31,6	0,105	-0,812	34	31,6	1,12	0,105	89,47	0,89
1999	76,7	35	28,4	0,232	1,30	35	28,4	3,35	0,103	1,115	35	28,4	0,079	-0,932	35	28,4	1,09	0,079	92,11	0,92
2000	38,8	36	24,7	0,205	1,26	36	24,7	3,21	0,058	1,062	36	24,7	0,053	-1,080	36	24,7	1,06	0,053	94,74	0,95
2001	64,1	37	22,7	0,190	1,24	37	22,7	3,12	0,040	1,041	37	22,7	0,026	-1,291	37	22,7	1,03	0,026	97,37	0,97

$\mu_x = 57,3$   
 $\sigma_x = 39,5$

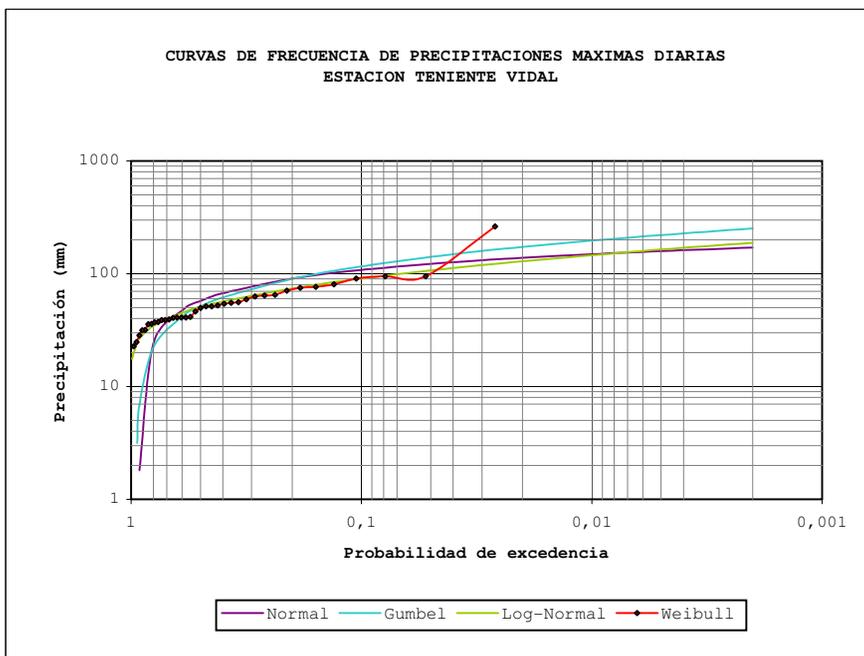
$\mu_x = 3,924$   
 $\sigma_x = 0,457$

$\mu_x = 57,3$      $\mu_y = 0,542$   
 $\sigma_x = 39,5$      $\sigma_y = 1,150$

$a = S_y/S_x = 0,029$   
 $u = x - y/a = 38,699$

4.2. Curvas de Frecuencia

T (años)	Prob. Exc.	Normal	Log- Normal	Gumbell
500	0,002	171,02	188,29	252,23
200	0,005	159,08	164,01	220,69
100	0,01	149,22	146,36	196,78
50	0,02	138,45	129,23	172,79
25	0,04	126,48	112,53	148,62
10	0,1	107,94	90,84	116,03
5	0,2	90,57	74,31	90,25
2,5	0,4	67,32	56,81	61,78
2	0,5	57,32	50,60	51,29
1,67	0,6	47,31	45,08	41,70
1,25	0,8	24,07	34,46	22,35
1,09	0,92	1,81	26,64	6,86
1,06	0,94	-4,11	24,88	3,15
1,01	0,99	-34,59	17,50	-13,78



Precipitaciones máximas en 24 horas según Gumbell

Período de Retorno (años)	Estación Teniente Vidal Precipitación (mm)
5	74
10	91
25	113
50	129
100	146

4.3. Antecedentes Básicos

precipitaciones máximas. 24 hr  
Coeficiente de Frecuencia

T	Pmax (T)	CF
2	50,6	0,557
5	74,3	0,818
10	90,8	1,000
25	112,5	1,239
50	129,2	1,423
100	146,4	1,611

Coeficientes de Duración  
Estación Pto. Aysen

t (horas)	CD1	CD2
1	0,14	0,19
2	0,23	0,21
4	0,38	0,47
6	0,51	0,59
8	0,60	0,66
10	0,71	0,78
12	0,81	0,82
14	0,88	0,86
18	0,98	0,91
24	1,00	1,00

CD1: Manual de carreteras  
Tabla 3.702.403 A (adoptado)  
CD2: Varas y Sánchez (1984)

Coeficientes de Duración  
entre 0.8 y 60 minutos

t (min)	CD
0,8	0,001
1	0,006
2	0,020
3	0,029
4	0,037
4,74	0,042
5	0,043
6	0,048
7	0,053
8	0,057
9	0,061
10	0,064
11,70	0,070
15	0,079
15,42	0,080
20	0,090
30	0,107
40	0,120
50	0,131
60	0,14

4.4. Precipitación e Intensidad en Función del Tiempo y el Período de Retorno

$P_{max} (T=10, t=24) = 90,84 \text{ mm}$

$P ( T , t )$	$CD(t= 0,01 )$	$CD(t= 0,03 )$	$CD(t= 0,079 )$	$CD(t= 0,12 )$	$CD(t= 0,20 )$	$CD(t= 0,26 )$	$CD(t= 0,50 )$	$CD(t= 1,00 )$
	0,001	0,020	0,042	0,053	0,070	0,080	0,107	0,140
<b>CF (T=2)</b> 0,557	0,083	1,108	2,313	2,948	3,886	4,442	5,952	7,793
<b>CF (T=5)</b> 0,818	0,122	1,627	3,396	4,330	5,707	6,524	8,740	11,443
<b>CF (T=10)</b> 1,000	0,150	1,989	4,152	5,293	6,976	7,975	10,684	13,989
<b>CF (T=25)</b> 1,239	0,185	2,464	5,143	6,557	8,643	9,879	13,236	17,330
<b>CF (T=50)</b> 1,423	0,213	2,829	5,906	7,530	9,925	11,345	15,200	19,901
<b>CF (T=100)</b> 1,611	0,241	3,204	6,689	8,528	11,240	12,849	17,215	22,539

$P(T,t) = \alpha * CD * CF * P_{max}$  ; Precipitación  
 $CD(t=hrs)$  ; Coeficiente de Duración  
 $CF(T=años)$  ; Coeficiente de Frecuencia

$I ( T , t )$	$(t= 0,01 )$	$(t= 0,03 )$	$(t= 0,079 )$	$(t= 0,12 )$	$(t= 0,20 )$	$(t= 0,26 )$	$(t= 0,50 )$	$(t= 1,00 )$
<b>(T=2)</b>	6,254	33,237	29,275	25,272	19,930	17,286	11,904	7,793
<b>(T=5)</b>	9,184	48,808	42,990	37,111	29,267	25,384	17,481	11,443
<b>(T=10)</b>	11,226	59,664	52,552	45,366	35,776	31,030	21,369	13,989
<b>(T=25)</b>	13,908	73,914	65,103	56,201	44,321	38,441	26,473	17,330
<b>(T=50)</b>	15,972	84,882	74,764	64,540	50,898	44,145	30,401	19,901
<b>(T=100)</b>	18,088	96,131	84,672	73,094	57,643	49,995	34,430	22,539

$I(T,t) = P (T,t) / t$  : Intensidad

4.5. Cálculo de Caudales de Crecida según el Método Racional

Tramo	Nodo Aguas Arriba	Nodo Aguas Abajo	Cota Aguas Arriba	Cota Aguas Abajo	Long (m)	Area (km <sup>2</sup> )	Longitud Acum. (km)	Area Acum. (km <sup>2</sup> )
A		1	1280	1158	580	0,12	0,58	0,12
B	1	2	1158	800	1420	0,58	2,00	0,70
C	2	3	800	639	802	0,24	2,80	0,94

**TRAMO A**

*Tiempo de concentración*

Características de la cuenca	Unidades	Medidas	Tiempo de concentración (hrs)		
			Giandotti	California	Kirpich
A: Área cuenca	Km <sup>2</sup>	0,12			
L: Longitud del cauce principal	Km	0,58			
Cota en el pto más elevado de la cuenca	msnm	1280			
Cota en centroide	msnm	1219	0,361	0,080	0,079
Cota en salida de la cuenca	msnm	1158			
D: Diferencia de altura entre el centroide de la cuenca y el punto más elevado de la cuenca	m	61			
H: Desnivel entre el punto más elevado de la cuenca y el punto más bajo de la cuenca	m	122	tmin 0,107		
S: Pendiente media de la cuenca	%	21,0	tmax 0,161		

Tiempo de concentración adoptado                      0,079 hrs                      Coeficiente de Escorrentía                      0,300  
Pmax 24 horas (T = 10 años)                      90,8 mm                      Coeficiente de Duración                      0,042

*Caudal máximo instantáneo para diferentes períodos de retorno*

Periodo de retorno (años)	CF (T)	P (T, t) (mm)	I (T, t) (mm/hora)	Qmax (T, t) (m <sup>3</sup> /s)
2	0,557	2,3	29,275	0,293
5	0,818	3,4	42,990	0,430
10	1,000	4,2	52,552	0,526
25	1,239	5,1	65,103	0,651
50	1,423	5,9	74,764	0,748
100	1,611	6,7	84,672	0,847

**TRAMO B**

**Tiempo de concentración**

Características de la cuenca	Unidades	Medidas	Tiempo de concentración (hrs)		
			Giandotti	California	Kirpich
A: Área cuenca	Km <sup>2</sup>	0,70			
L: Longitud del cauce principal	Km	2,00			
Cota en el pto más elevado de la cuenca	msnm	1280			
Cota en centroide	msnm	1040	0,512	0,196	0,195
Cota en salida de la cuenca	msnm	800			
D: Diferencia de altura entre el centroide de la cuenca y la salida	m	240			
H: Desnivel entre el punto más elevado de la cuenca y la salida	m	480	tmin 0,370		
S: Pendiente media de la cuenca	%	24,0	tmax 0,556		

Tiempo de concentración adoptado                      0,195 hrs                      Coeficiente de Escorrentía                      0,300  
Pmax 24 horas (T = 10 años)                      90,8 mm                      Coeficiente de Duración                      0,070

**Caudal máximo instantáneo para diferentes períodos de retorno**

Periodo de retorno (años)	CF (T)	P (T, t) (mm)	I (T, t) (mm/hora)	Qmax (T, t) (m3/s)
2	0,557	3,9	19,930	1,163
5	0,818	5,7	29,267	1,707
10	1,000	7,0	35,776	2,087
25	1,239	8,6	44,321	2,585
50	1,423	9,9	50,898	2,969
100	1,611	11,2	57,643	3,363

**TRAMO C**

**Tiempo de concentración**

Características de la cuenca	Unidades	Medidas	Tiempo de concentración (hrs)		
			Giandotti	California	Kirpich
A: Área cuenca	Km <sup>2</sup>	0,94			
L: Longitud del cauce principal	Km	2,80			
Cota en el pto más elevado de la cuenca	msnm	1280			
Cota en centroide	msnm	960	0,564	0,259	0,257
Cota en salida de la cuenca	msnm	639			
D: Diferencia de altura entre el centroide de la cuenca y el punto más elevado de la cuenca	m	321			
H: Desnivel entre el punto más elevado de la cuenca y el punto más bajo de la cuenca	m	641	tmin 0,519		
S: Pendiente media de la cuenca	%	22,9	tmax 0,778		

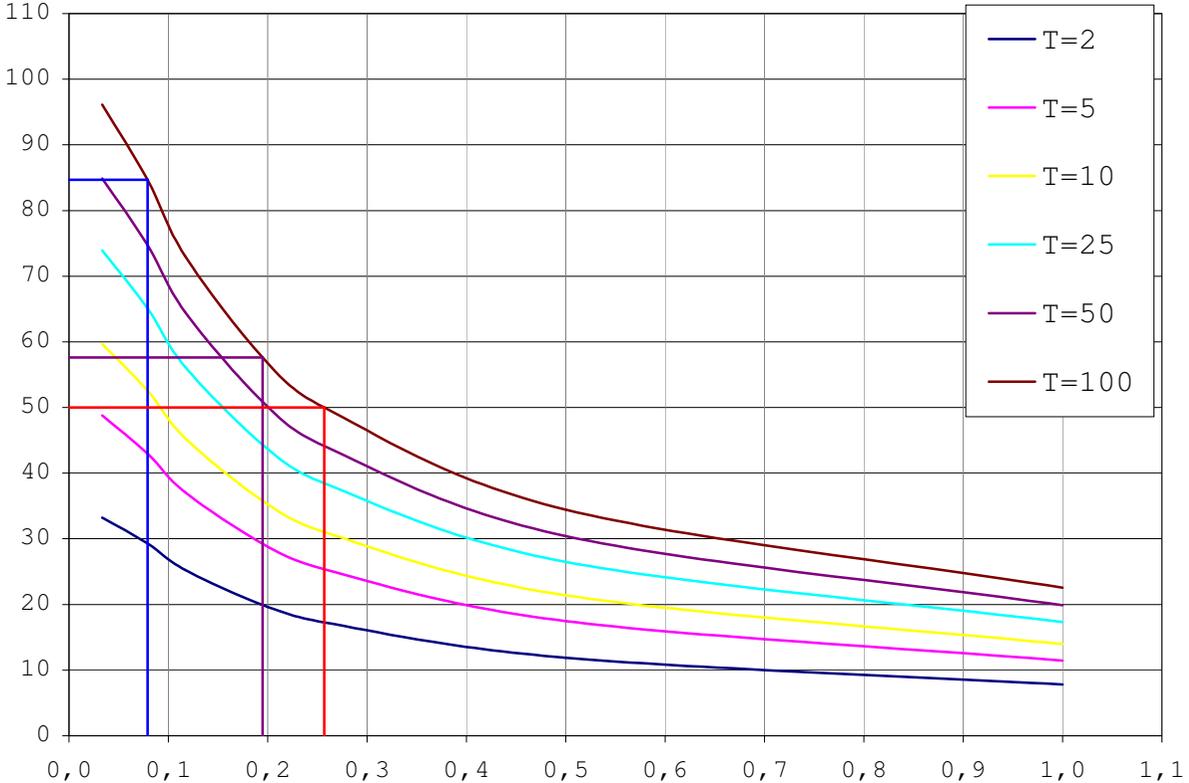
Tiempo de concentración adoptado                      0,257 hrs                      Coeficiente de Escorrentía                      0,300  
Pmax 24 horas (T = 10 años)                      90,8 mm                      Coeficiente de Duración                      0,080

**Caudal máximo instantáneo para diferentes períodos de retorno**

Periodo de retorno (años)	CF (T)	P (T, t) (mm)	I (T, t) (mm/hora)	Qmax (T, t) (m3/s)
2	0,557	4,4	17,286	1,354
5	0,818	6,5	25,384	1,988
10	1,000	8,0	31,030	2,431
25	1,239	9,9	38,441	3,011
50	1,423	11,3	44,145	3,458
100	1,611	12,8	49,995	3,916

Curvas I - D - F Quebrada Mackay

i (mm/hrs)



t (hrs)

## Anexo N°4

### 4.6. Fórmulas Explicativas

#### ✓ Determinación de Coeficientes

- Coeficiente de Frecuencia

$$CF = \frac{P_{24}^T}{P_{24}^{T=10}}$$

donde:  $P_{24}^T$  = precipitación máxima 24 horas (mm)

$P_{24}^{T=10}$  = precipitación máxima 24 horas, con período de retorno de 10 años (mm)

- Coeficiente de duración para  $t \leq 1 \text{ hora}$

$$CD = (0,54t^{0,25} - 0,5) * CD_{(t=1 \text{ hora})}$$

donde:  $t$  = tiempo de concentración (min)

$CD_{(t=1 \text{ hora})}$  = coeficiente de duración para 1 hora

#### ✓ Tiempos de concentración

- Giandotti

$$tc = \frac{4\sqrt{A} + 1,5 \cdot L}{0,8 \cdot \sqrt{H_g}} \quad (\text{hr})$$

donde:  $A$  = área de la cuenca ( $\text{km}^2$ )

$L$  = longitud del cauce principal (km)

$H_g$  = desnivel entre el punto medio de la cuenca y la salida (m)

Para que el resultado sea válido se debe cumplir la

siguiente restricción:  $\frac{L}{5,4} \leq t_c \leq \frac{L}{3,6}$

- California Highway and Public Works

$$t_c = 0,95 \cdot \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (\text{hr})$$

#### Anexo N°4

donde: L = longitud del cauce principal (km)  
H = desnivel entre el punto mas elevado cauce principal y el punto estudiado (m)

- Kirpich

$$t_c = 0.066 \cdot \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \text{ (hr)}$$

donde: L = longitud del escurrimiento superficial (km)  
S = pendiente promedio de la cuenca

- ✓ Calculo de lluvias e intensidades

- Precipitaciones

$$P_t^T = K \cdot CD \cdot CF \cdot P_{24}^{T=10}$$

donde: K = Coeficiente de corrección para la lluvia máxima  $P_{24}^{10}$  medida entre 8 AM y 8 AM respecto de las 24 hrs. más lluviosas de la tormenta. (K= 1,1)  
 $P_{24}^{T=10}$  = precipitación máxima 24 horas, con periodo de retorno de 10 años.

- Intensidad de lluvia

$$I_t^T = \frac{P_t^T}{t} \text{ (mm/hr)}$$

donde:  $P_t^T$  = precipitación con periodo de retorno T años y duración t horas (mm)  
t = tiempo de concentración (hr)

- ✓ Método Racional, cálculo de caudales de crecida, caudal máximo instantáneo.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3,6} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

donde: I = intensidad de la precipitación (mm/hr)  
A = área pluvial de la cuenca (Km<sup>2</sup>)  
C = coeficiente de escorrentía

## Anexo N°5

Para el análisis hidráulico se hace uso del software denominado HEC-RAS "Hydrologic Engineering Center - River Analysis System" en su versión 3.2.1 creado por Centro de Ingeniería Hidrológica, perteneciente al Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EEUU.

La modelación del proyecto se lleva a cabo mediante la creación de archivos y la vinculación de ellos:

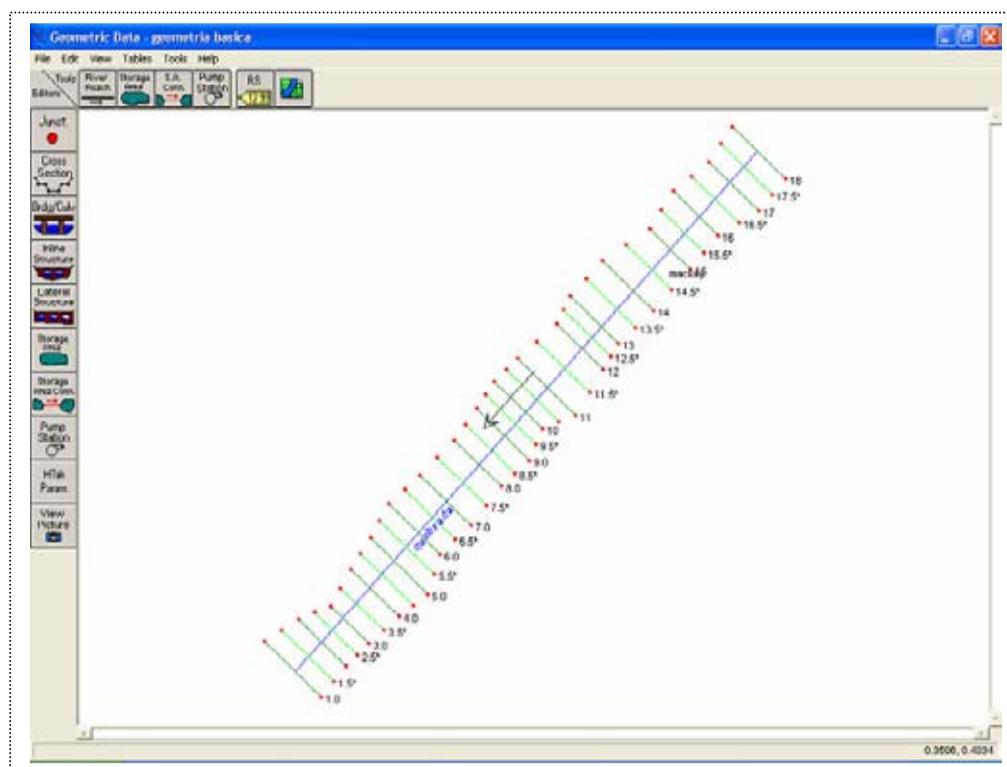


Figura A5.1: Modelación unidimensional de Quebrada Mackay  
Fuente: Propia (2005)

### 5.1. Datos Geométricos

Aquí se integran los datos geomorfológicos de cauce natural, como son:

- a) Topografía
- b) Distancia entre secciones
- c) Coeficientes de pérdida de energía (Coeficiente de rugosidad y, coeficientes de contracción y expansión)
- d) Singularidades (intersecciones, áreas de flujo inefectivo, diques, etc.)

## Anexo N°5

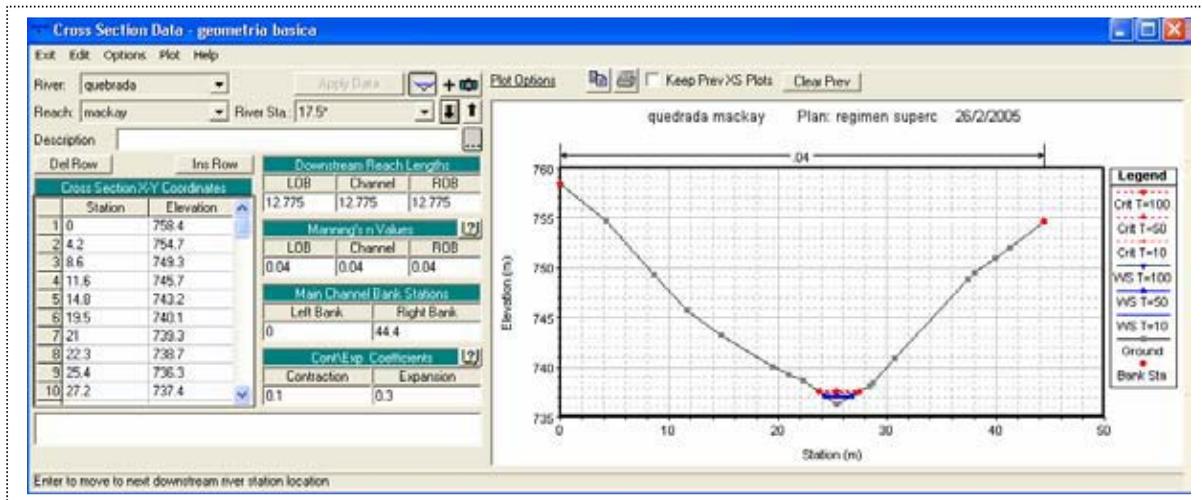


Figura A5.2: Datos geométricos definidos por sección transversal.  
Fuente: Propia (2005)

### 5.2. Datos Flujo Permanente

#### a) Régimen del Flujo

Se consideran dos maneras de evaluar la situación en la quebrada Mackay, la primera bajo un régimen de flujo Supercrítico donde no se contempla la existencia de obstáculos en el cauce, mientras que la segunda se analiza bajo un régimen de flujo Mixto (subcrítico y supercrítico) con la presencia de diques.

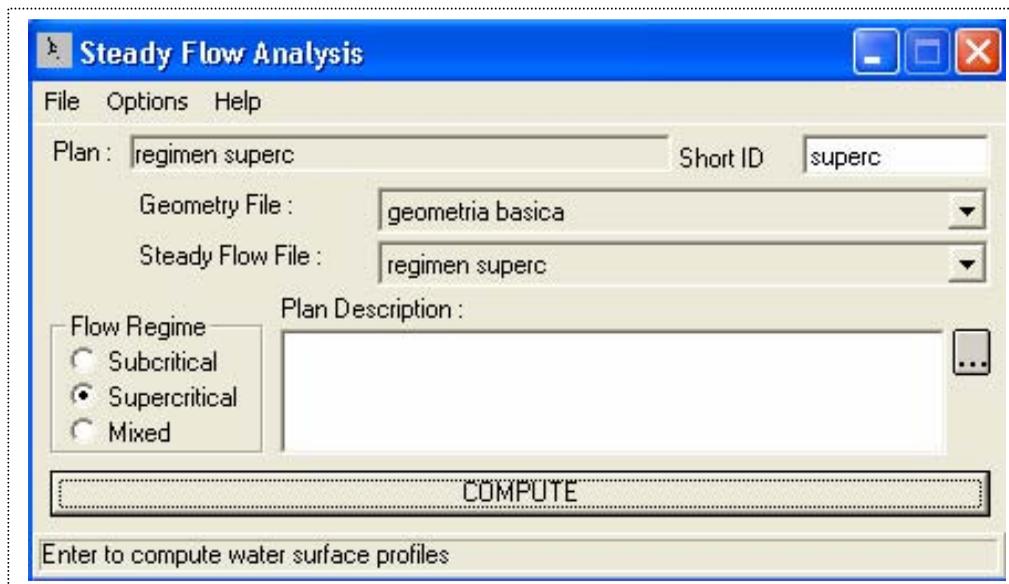


Figura A5.3: Análisis del flujo bajo régimen supercrítico.  
Fuente: Propia (2005)

## Anexo N°5

### b) Condiciones de Borde

Se especifica la pendiente media del cauce aguas arriba y/o abajo, dependiendo del régimen de flujo contemplado.

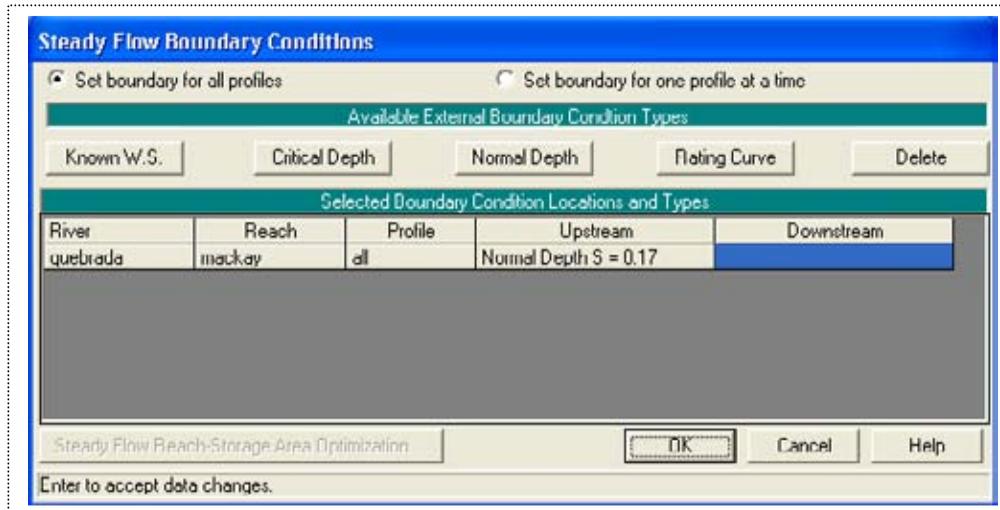


Figura A5.4: Condición de altura aguas arriba, pendiente media del cauce.  
Fuente: Propia (2005)

### c) Caudales del sistema

Se introduce los datos de caudales para distintos periodos de retorno, en la primera sección aguas arriba del cauce.

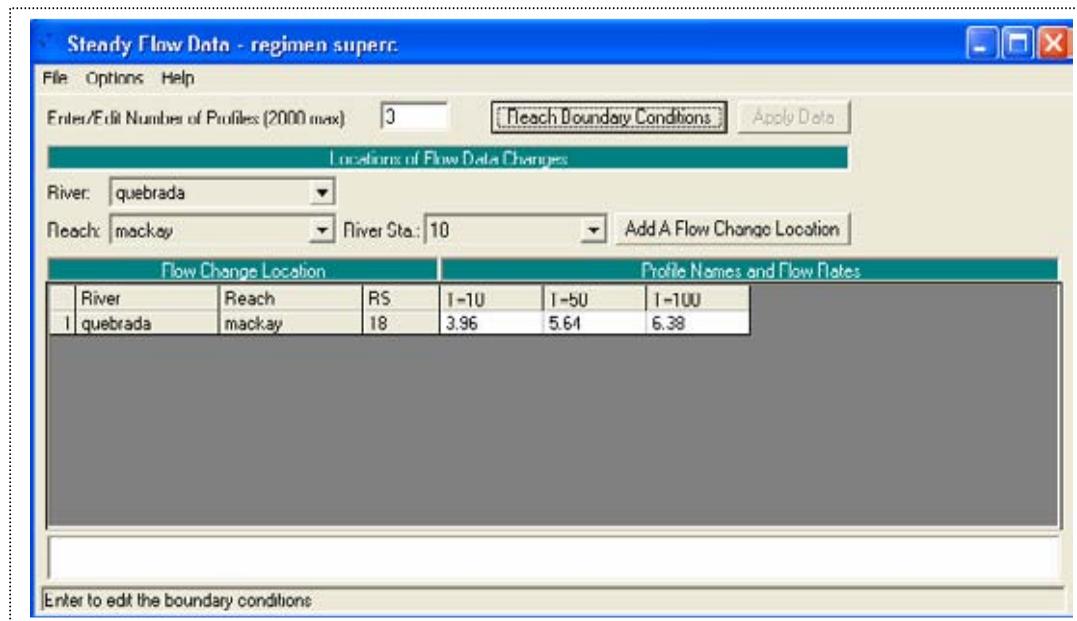


Figura A5.5: Caudales para distintos periodos de retorno en la 1ra. sección aguas arriba.  
Fuente: Propia (2005)

## Anexo N°5

De los resultados entregados:

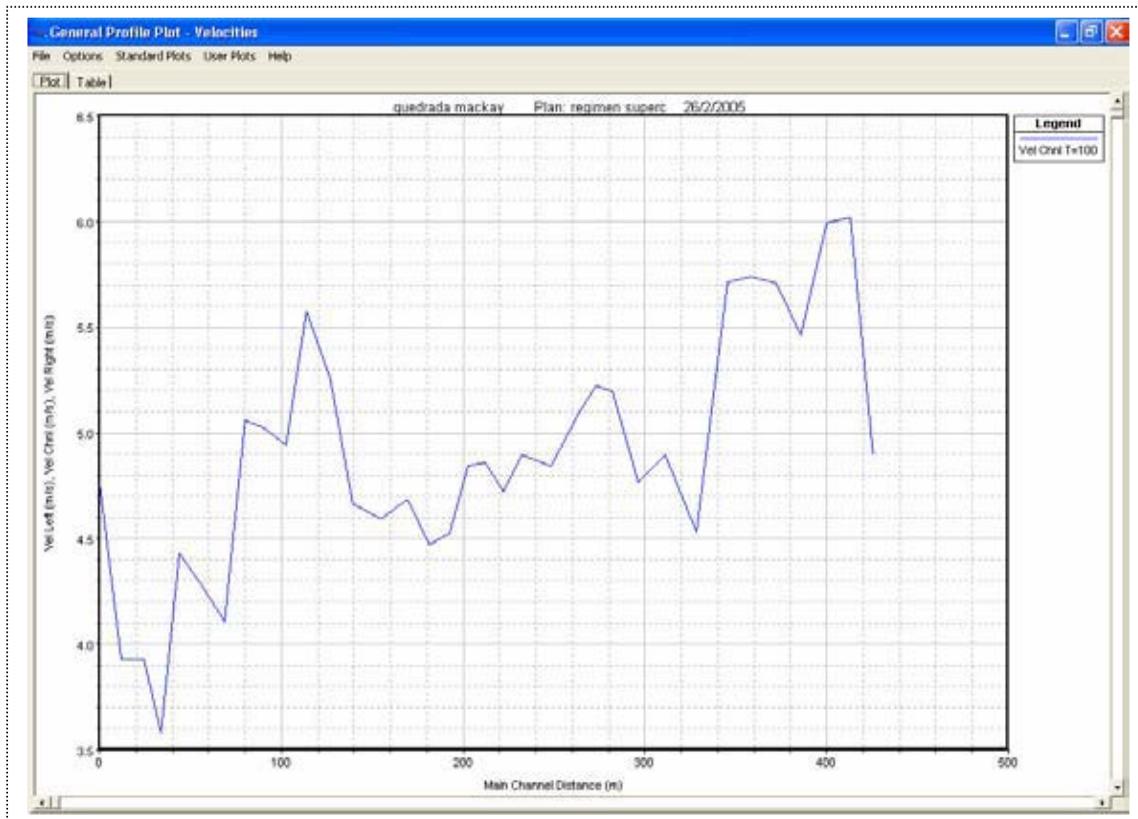


Figura A5.6: Velocidad a lo largo del cauce.  
Fuente: Propia (2005)

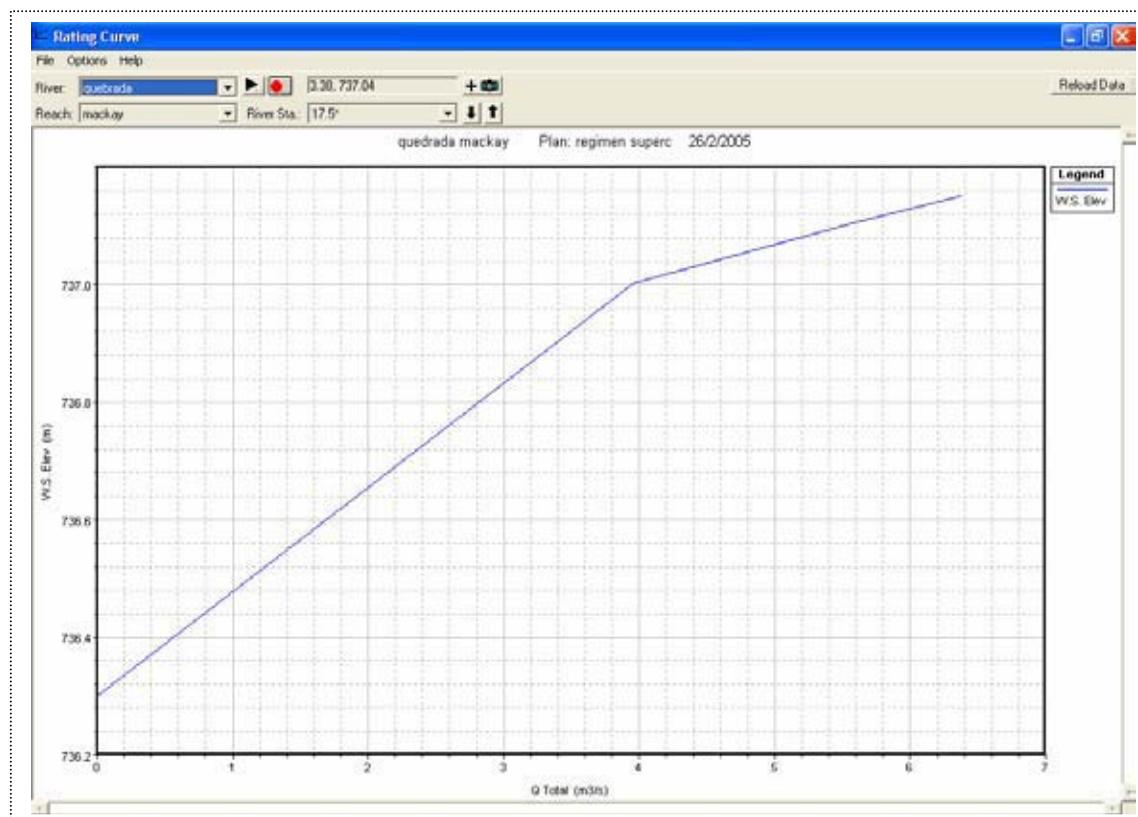


Figura A5.7: Curva de descarga  
Fuente: Propia (2005)

## Anexo N°5

*Cuadro N°5.1: Tabla Resumen. Datos de Salida.*

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: superc River: quebrada Reach: mackay Profile: T=100												
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
mackay	18	T=100	6.38	739.61	740.37	740.70	741.59	0.170078	4.90	1.30	3.48	2.56
mackay	17.5*	T=100	6.38	736.30	737.15	737.61	739.00	0.234244	6.02	1.06	2.49	2.95
mackay	17	T=100	6.38	732.93	733.46	733.82	735.29	0.366941	5.99	1.06	4.00	3.71
mackay	16.5*	T=100	6.30	720.90	720.44	720.79	730.96	0.252190	5.46	1.17	3.07	3.17
mackay	16	T=100	6.38	724.88	725.30	725.65	726.96	0.320750	5.71	1.12	4.23	3.54
mackay	15.5*	T=100	6.38	720.70	721.20	721.56	722.87	0.293439	5.74	1.11	3.88	3.42
mackay	15	T=100	6.38	716.46	716.97	717.31	718.64	0.344805	5.71	1.12	4.40	3.62
mackay	14.5*	T=100	6.38	712.54	713.09	713.36	714.14	0.192506	4.53	1.41	5.14	2.77
mackay	14	T=100	6.38	708.62	709.11	709.39	710.33	0.256949	4.89	1.30	5.34	3.16
mackay	13.5*	T=100	6.30	705.30	705.00	706.15	707.02	0.190495	4.77	1.34	4.03	2.00
mackay	13	T=100	6.38	701.98	702.57	702.90	703.95	0.220211	5.20	1.23	3.98	2.99
mackay	12.5*	T=100	6.38	699.95	700.44	700.76	701.83	0.262499	5.22	1.22	4.57	3.22
mackay	12	T=100	6.38	697.92	698.28	698.60	699.61	0.238425	5.11	1.25	4.41	3.06
mackay	11.5*	T=100	6.38	694.43	694.86	695.16	696.06	0.204050	4.84	1.32	4.54	2.87
mackay	11	T=100	6.38	690.93	691.36	691.65	692.58	0.232249	4.90	1.30	4.88	3.03
mackay	10.5*	T=100	6.30	600.90	600.32	600.61	600.45	0.192591	4.72	1.35	4.04	2.79
mackay	10	T=100	6.38	696.87	697.21	697.51	698.42	0.216291	4.86	1.31	4.68	2.93
mackay	9.5*	T=100	6.38	694.60	694.99	695.28	696.19	0.237724	4.84	1.32	5.16	3.06
mackay	9.0	T=100	6.38	692.36	692.81	693.06	693.85	0.230060	4.53	1.41	6.00	2.98
mackay	8.5*	T=100	6.38	679.91	680.39	680.65	681.41	0.193501	4.47	1.43	5.41	2.78
mackay	8.0	T=100	6.38	677.46	677.92	678.19	679.04	0.216779	4.69	1.36	5.22	2.93
mackay	7.5*	T=100	6.38	674.34	674.79	675.06	675.86	0.203611	4.59	1.39	5.25	2.85
mackay	7.0	T=100	6.38	671.22	671.64	671.92	672.75	0.209131	4.66	1.37	5.14	2.89
mackay	6.5*	T=100	6.38	667.85	668.37	668.70	669.78	0.249760	5.26	1.21	4.31	3.16
mackay	6.0	T=100	6.38	664.47	665.05	665.42	666.63	0.237772	5.57	1.14	3.48	3.10
mackay	5.5*	T=100	6.38	662.32	662.98	663.30	664.22	0.176047	4.94	1.29	3.77	2.69
mackay	5.0	T=100	6.30	660.10	660.02	661.15	662.11	0.195730	5.02	1.27	3.95	2.00
mackay	4.5*	T=100	6.38	657.80	658.28	658.58	659.59	0.261802	5.06	1.26	4.97	3.21
mackay	4.0	T=100	6.38	655.41	655.63	655.84	656.49	0.267773	4.11	1.55	8.59	3.09
mackay	3.5*	T=100	6.38	652.50	652.91	653.16	653.84	0.175534	4.27	1.49	5.58	2.64
mackay	3.0	T=100	6.38	649.60	650.00	650.22	651.00	0.312014	4.43	1.44	7.83	3.30
mackay	2.5*	T=100	6.38	648.06	648.52	648.71	649.17	0.113472	3.58	1.78	6.25	2.14
mackay	2.0	T=100	6.30	646.51	646.00	646.00	647.59	0.245951	3.00	1.62	9.01	2.90
mackay	1.5*	T=100	6.38	644.24	644.67	644.89	645.45	0.131816	3.93	1.62	5.55	2.32
mackay	1.0	T=100	6.38	641.96	642.34	642.63	643.49	0.194162	4.76	1.34	4.51	2.79

Fuente: Propia (2005)

## Anexo N°6

### 6.1. Fórmulas Generales para la Estimación de Empujes

El presente anexo documenta los métodos empleados en la estimación de las fuerzas de empuje de tierras sobre las estructuras de contención en base a lo establecido principalmente en la norma ASSHTO, versión 1994.

El análisis de los empujes sobre las estructuras de contención requiere de simplificaciones para su consideración en los cálculos de proyecto, en donde no solamente interesan las fuerzas actuantes sobre el muro de contención sino también el estado límite de cargas cuando ocurra la falla en el relleno.

La teoría de Coulomb en base a una cuña deslizante de relleno, en torno a la cual se plantea el equilibrio de fuerzas, ha sido la principal vía de solución para estos cálculos.

#### a) Formulación del Empuje Activo de Tierras

En el caso de muros que van a desplazarse o reflectarse lo suficiente como para alcanzar las condiciones mínimas de empuje activo, se considera el coeficiente de presión lateral de tierras según Coulomb (1776), calculado de la siguiente forma:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\theta + \phi)}{\text{Sen}^2\theta \cdot \text{Sen}(\theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\delta + \phi) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\theta - \delta) \cdot \text{Sen}(\theta - \beta)}} \right]^2}; \quad E_a = K_a \cdot \gamma_g \cdot \frac{H^2}{2}$$

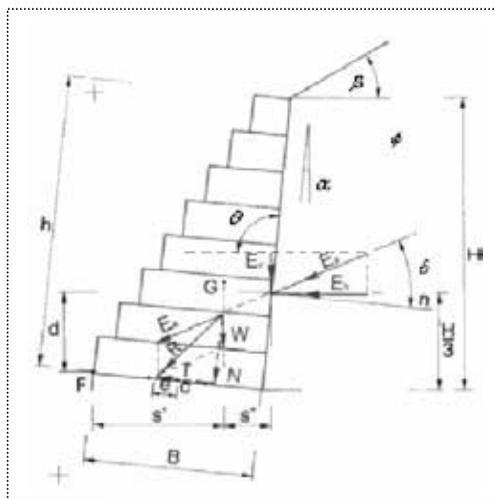


Figura A6.1: Angulos de interfase suelo - estructura  
Fuente: Estructuras de Contención, Maccaferri

## Anexo N°6

donde:

- $\phi$  = ángulo de fricción interno del suelo
- $\delta$  = ángulo de fricción entre el suelo y la estructura según el Cuadro N°A6.1.
- $\beta$  = ángulo de inclinación del talud de cuesta arriba y la horizontal
- $\theta$  = ángulo entre la horizontal y la superficie de empuje (ver Figura A6.2)
- $\gamma_g$  = peso específico material de relleno aguas arriba de la estructura (ton/m<sup>3</sup>)
- $H$  = altura de desarrollo del empuje.

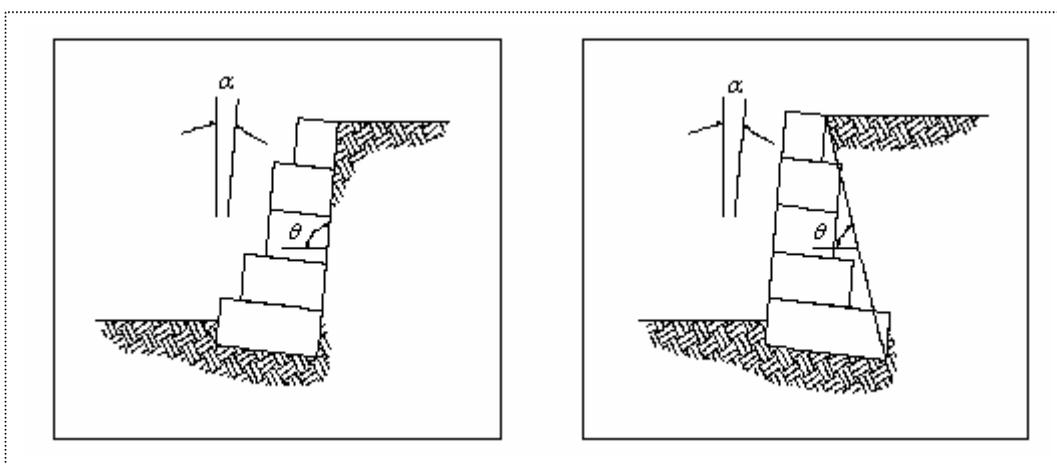


Figura A6.2: Superficie de aplicación del empuje  
Fuente: Estructuras de Contención, Maccaferri

Cuadro N°A6.1: Rangos del ángulo de fricción del muro de mampostería o de concreto según material de relleno

Material de relleno	Rango de $\delta$ (°)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arcilla firme	15-20
Arcilla limosa	12-16

Fuente: [DAS,2001] Principios de Ingeniería de Cimentaciones

### b) Empuje Sísmico de Tierra

Para elementos de contención de tierras, tales como muros de gravedad, que pueden desplazarse durante un sismo, se emplea el método pseudos-estático de Mononobe-Okabe

## Anexo N°6

(1926). Luego el coeficiente de empuje activo sísmico **Kae** esta dado por la expresión:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]}$$

donde los ángulos que participan en este cálculo se demuestran en la Figura A6.3.

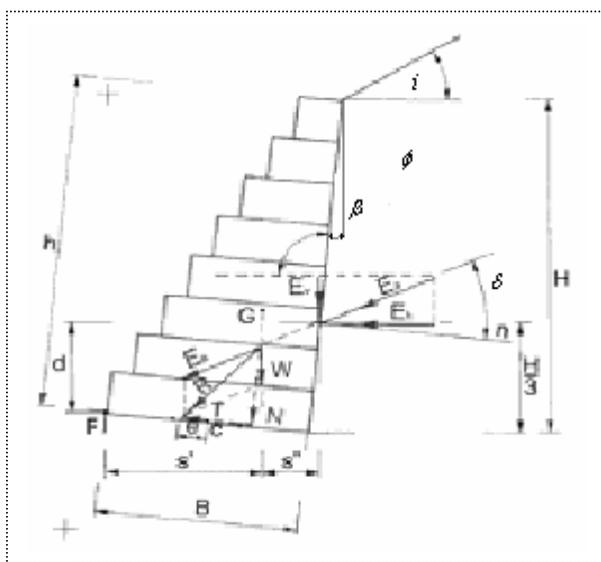


Figura A6.3: Ángulos de interfase suelo - estructura  
Fuente: Estructuras de Contención, Maccaferri

En que:

$$\theta = \arctan\left(\frac{Ksh}{1 - Ksv}\right)$$

donde:  $Ksh$  = coeficiente de aceleración horizontal  
 $Ksh = \frac{1}{2} A_0$  en que  $A_0 = 0.2g$ , que para la zona sísmica 1 [Nch433 Of96].

$Ksv$  = coeficiente de aceleración vertical  
 $Ksv = \frac{2}{3} Ksh$

Luego el empuje activo sísmico esta dado por:

$$E_s = \Delta K_a \cdot \gamma_s \frac{H^2}{2} \quad \text{donde} \quad \Delta K_a = K_a - K_{ae}$$

## Anexo N°6

### c) Empujes Hidrostáticos

En empuje debido a la presión del agua corresponde al máximo nivel de agua que pueda ocurrir durante la vida útil del elemento de construcción.

En la estimación del empuje de empleara la densidad sumergida del suelos para el calculo de la presión lateral, a partir del nivel freático.

$$E_w = \gamma_w * \frac{H^2}{4}$$

donde:  $\gamma_w$  = Peso específico del agua (ton/m<sup>3</sup>)

H = Altura nivel freático (m)

6.2. Estimación de Coeficientes de Empuje  
a) Muro de Viguetas Prefabricadas

**Coeficiente Estático (Coulomb)**

Ángulo de fricción interna (°)	$\phi$	40
Ángulo de roce (°)	$\delta$	30
Inclinación del relleno (°)	$\beta$	4
Angulo de retencion (°)	$\theta$	94

Coeficiente Activo                      Ka            0,181

**Coeficiente Dinámico (Mononobe-Okabe)**

Ángulo de fricción interna (°)	$\phi$	40
Ángulo de roce (°)	$\delta$	30
Ángulo muro c/r vertical (°)	$\beta$	4
Inclinación del relleno (°)	i	4
Aceleración Efectiva (m/seg <sup>2</sup> )	Ao	0,196

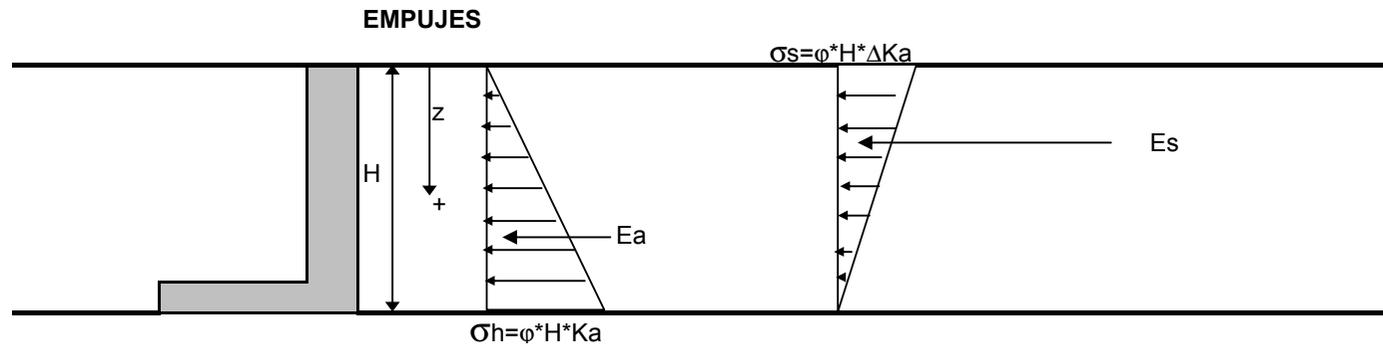
Zona Sísmica	Ao	Ao
1	0.2g	0,196
2	0.3g	0,294
3	0.4g	0,392

$K_{SH}$	$K_{SV}$	$\theta$ (°)
0,150	0,100	9,462

Coeficiente Activo                      Kae            0,362

**Incremento de Empuje por Sismo**

$\Delta Ka = Kae - Ka$                        $\Delta Ka =$             0,181    0,326



b) Dique de Maposteria de Trozas

**Coefficiente Estáticos (Coulomb)**

Ángulo de fricción interna (°)	$\phi$	40
Ángulo de roce (°)	$\delta$	30
Inclinación del relleno (°)	$\beta$	4
Angulo de retencion (°)	$\theta$	82

Coefficiente Activo                      Ka            0,275

**Coefficiente Dinámicos (Mononobe-Okabe)**

Ángulo de fricción interna (°)	$\phi$	40
Ángulo de roce (°)	$\delta$	30
Ángulo muro c/r vertical (°)	$\beta$	8
Inclinación del relleno (°)	$i$	4
Aceleración Efectiva (m/seg <sup>2</sup> )	Ao	0,196

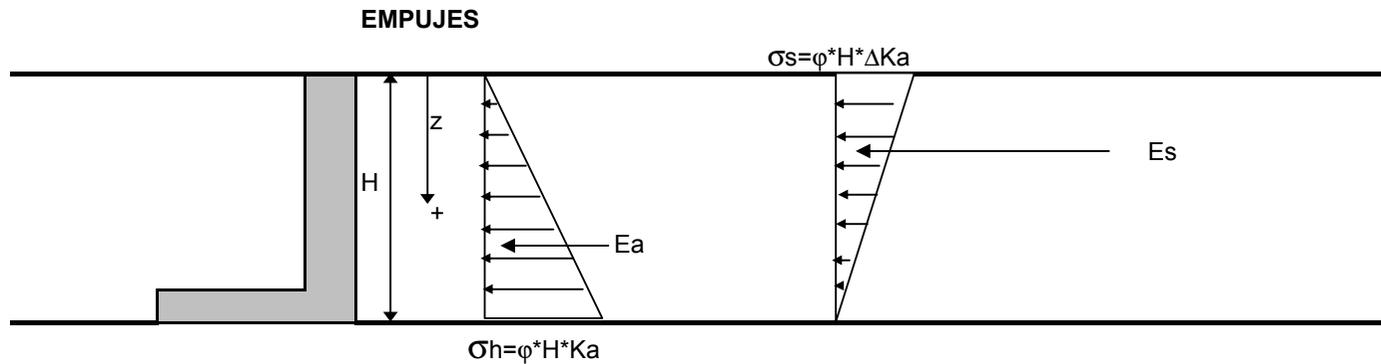
Zona Sísmica	Ao	Ao
1	0.2g	0,196
2	0.3g	0,294
3	0.4g	0,392

$K_{SH}$	$K_{SV}$	$\theta$ (°)
2,000	1,333	-80,538

Coefficiente Activo                      Kae            0,408

**Incremento de Empuje por Sismo**

$\Delta Ka = Kae - Ka$                        $\Delta Ka =$             0,133



c) Dique de Mampostería Gavionada

**Coefficiente Estáticos (Coulomb)**

Ángulo de fricción interna (°)	$\phi$	40
Ángulo de roce (°)	$\delta$	30
Inclinación del relleno (°)	$\beta$	7
Angulo de retención (°)	$\theta$	90

Coefficiente Activo                      Ka            0,216

**Coefficiente Dinámicos (Mononobe-Okabe)**

Ángulo de fricción interna (°)	$\phi$	40
Ángulo de roce (°)	$\delta$	30
Ángulo muro c/r vertical (°)	$\beta$	0
Inclinación del relleno (°)	$i$	7
Aceleración Efectiva (m/seg <sup>2</sup> )	Ao	0,196

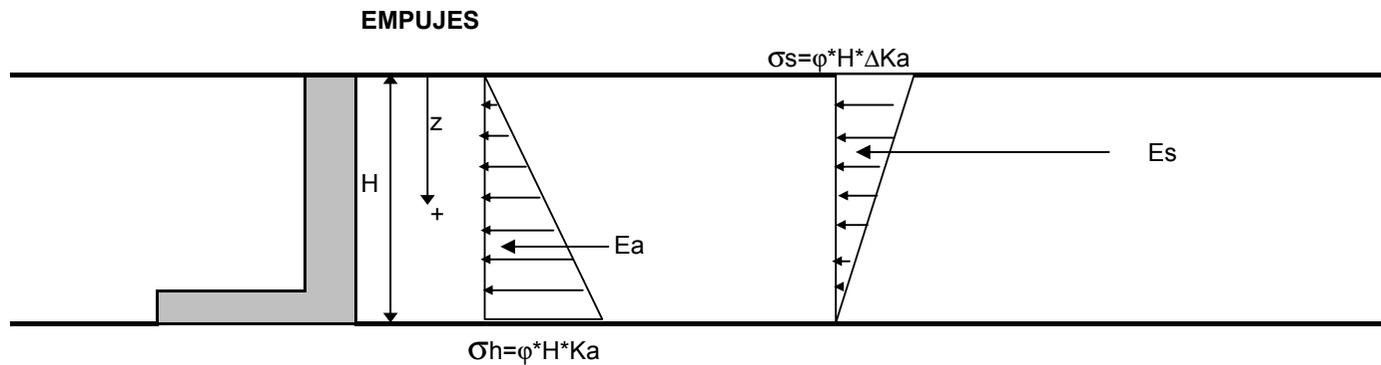
Zona Sísmica	Ao	Ao
1	0.2g	0,196
2	0.3g	0,294
3	0.4g	0,392

$K_{SH}$	$K_{SV}$	$\theta$ (°)
2,000	1,333	-80,538

Coefficiente Activo                      Kae            0,337

**Incremento de Empuje por Sismo**

$\Delta Ka = Kae - Ka$                        $\Delta Ka =$             0,121



7.1. Dimensionamiento de Base del Dique

**Datos:**

**Relleno de grava**

- $\phi$ = ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno 40
- $\delta$ = ángulo de fricción interna a lo largo del muro 30
- $\beta$ = inclinación de la superficie del terreno 7
- $\theta$ = inclinación del paramento interno del muro 90
- Ka= 0,216 Coulomb
  
- $\gamma$ = peso específico del agua más sedimentos 1,2 ton/m<sup>3</sup>
- $\gamma_s$ = peso específico de la mampostería gavionada 1,61 ton/m<sup>3</sup>
- $\gamma_t$ = peso específico del relleno 2,3 ton/m<sup>3</sup>

**1ra Etapa de Colmatación**

- A= Altura total del dique 4 m
- H= Altura hidrostática 3 m
- ha= Altura del aterramiento 1,5 m
- h= Altura del escurrimiento 1,05 m
- e= Espesor de la coronación 2,25 m

Nro.	Empujes (ton/m)	Brazos (m)	Momentos (ton-m/m)
1	9,18	2,21	-20,25
2	0,56	0,50	-0,28
3	1,89	1,52	2,86
4	20,00	1,05	20,97
5	2,24	1,32	2,95
6	4,81	1,32	-6,35
$\Sigma$ =			-0,09

**B= 3,96 m**

**2ra Etapa de Aterramiento**

- A= Altura total del dique 4 m
- H= Altura hidrostática 3 m
- ha= Altura del aterramiento 4 m
- h= Altura del escurrimiento 1,05 m
- e= Espesor de la coronación 2,25 m

Nro.	Empujes (ton/m)	Brazos (m)	Momentos (ton-m/m)
1	9,18	2,21	-20,25
2	2,25	1,33	-2,99
3	1,89	1,70	3,20
4	20,87	1,15	24,00
5	2,33	1,41	3,29
6	5,14	1,41	-7,25
$\Sigma$ =			0,00

**B= 4,23 m**

**3ra Etapa de Consolidación**

- A= Altura total del dique 4 m
- H= Altura hidrostática 2 m
- ha= Altura del aterramiento 3 m
- h= Altura del escurrimiento 1,05 m
- e= Espesor de la coronación 1,75 m

Nro.	Empujes (ton/m)	Brazos (m)	Momentos (ton-m/m)
1	4,92	2,84	-13,96
2	2,23	1,00	-2,23
3	1,47	1,40	2,05
4	16,61	0,94	15,57
5	1,86	1,14	2,11
6	3,12	1,14	-3,54
$\Sigma$ =			0,00

**B= 3,41 m**

7.2. Iteraciones

a) Cálculo de velocidad aguas arriba del vertedero

$\mu$	b (m)	h <sub>0</sub> (m)	v <sub>0</sub> (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0,5	5	0,63	0,5	3,8
0,5	5	0,63	1	4,1
0,5	5	0,63	2	4,9
0,5	5	0,63	3	6,1
0,5	5	0,63	4	7,4
0,5	5	0,63	4,3	7,8

b) Cálculo de altura del escurrimiento al pie del dique

v <sub>0</sub> (m/s)	Q (m <sup>3</sup> /s)	h (m)	H (m)	$\phi^2$	h <sub>1</sub> (m)	Conserv. Energía
4,3	1,56	0,63	2,5	0,85	1	-2,9
4,3	1,56	0,63	2,5	0,85	0,5	-0,5
4,3	1,56	0,63	2,5	0,85	0,4	-0,3
4,3	1,56	0,63	2,5	0,85	0,3	-0,1
4,3	1,56	0,63	2,5	0,85	0,2	0,0

OK

### 7.3. Verificación de Estabilidad

#### Datos:

$\phi$ = ángulo de rozamiento interno del suelo de relleno	40 °	
$\delta$ = ángulo de fricción interna a lo largo del muro	27 °	
$\beta$ = inclinación de la superficie del terreno	5 °	
$\xi$ = ángulo de aplicación de las fuerzas sobre el vertical del dique	30 °	Cos $\xi$ = 0,866 Sen $\xi$ = 0,5
Kae=coeficiente de empuje efectivo en función de los ángulos de fricción y densidad del suelo sumergido	0,417	
$\mu$ = coeficiente de rozamiento de grava sobre grava	0,5	
$\theta$ = inclinación del paramento agua arriba del dique	90 °	
$\alpha$ = inclinación del paramento aguas abajo del dique	27 °	Cos( $\xi+\alpha$ )= 0,891 Sen( $\xi+\alpha$ )= 0,839
Ka = coeficiente activo de presión de tierras	0,217	Mononobe- Okabe
Ke = coeficiente de empuje sísmico	0,121	
$\gamma_s$ = peso específico del agua mas sedimentos	1,2 ton/m <sup>3</sup>	
$\gamma_m$ = peso específico de la mampostería gavionada	1,61 ton/m <sup>3</sup>	
$\gamma_t$ = peso específico del relleno	2,3 ton/m <sup>3</sup>	

#### Etapa de Aterramiento

A = Altura total del dique	4 m
H = Altura hidrostática	3 m
ha = Altura del aterramiento	4 m
h= Altura del escurrimiento	1,05 m
e = Espesor de la coronación	2,25 m
B = Base del dique	4,25 m

Presión	Empujes Vertical (ton/m)	Brazos (m)	Momentos (ton-m/m)
Gavionada	20,93	2,57	53,87
Supresión	5,16	2,83	-14,63
S=	15,77	S=	39,24

EMPUJES		
Activo Pa	Sísmico Pe	Hidrostático Pw
2,26	1,26	5,40

CASO	VOLCAMIENTO			
	Mv	Mr	u	Condición 3u>B
Activo + sísmico	20,143	61,338	2,613	ok
Activo + hidrostática	22,637	58,664	2,285	ok

CASO	DESLIZAMIENTO		
	Fd	Fr	Condición Fr/Fv ≥ 1..
Activo + sísmico	3,132	9,357	ok
Activo + hidrostática	6,822	11,094	ok

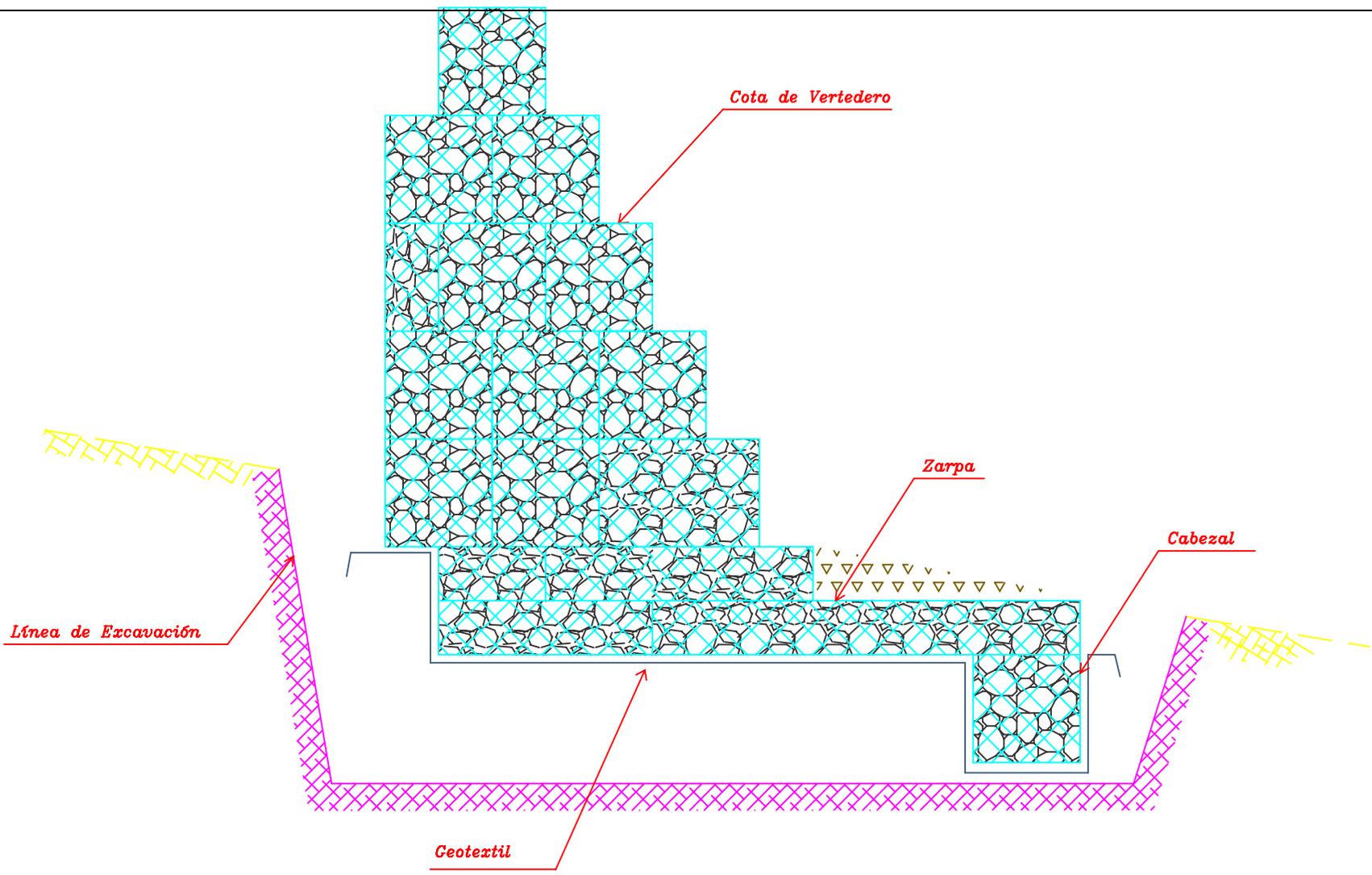
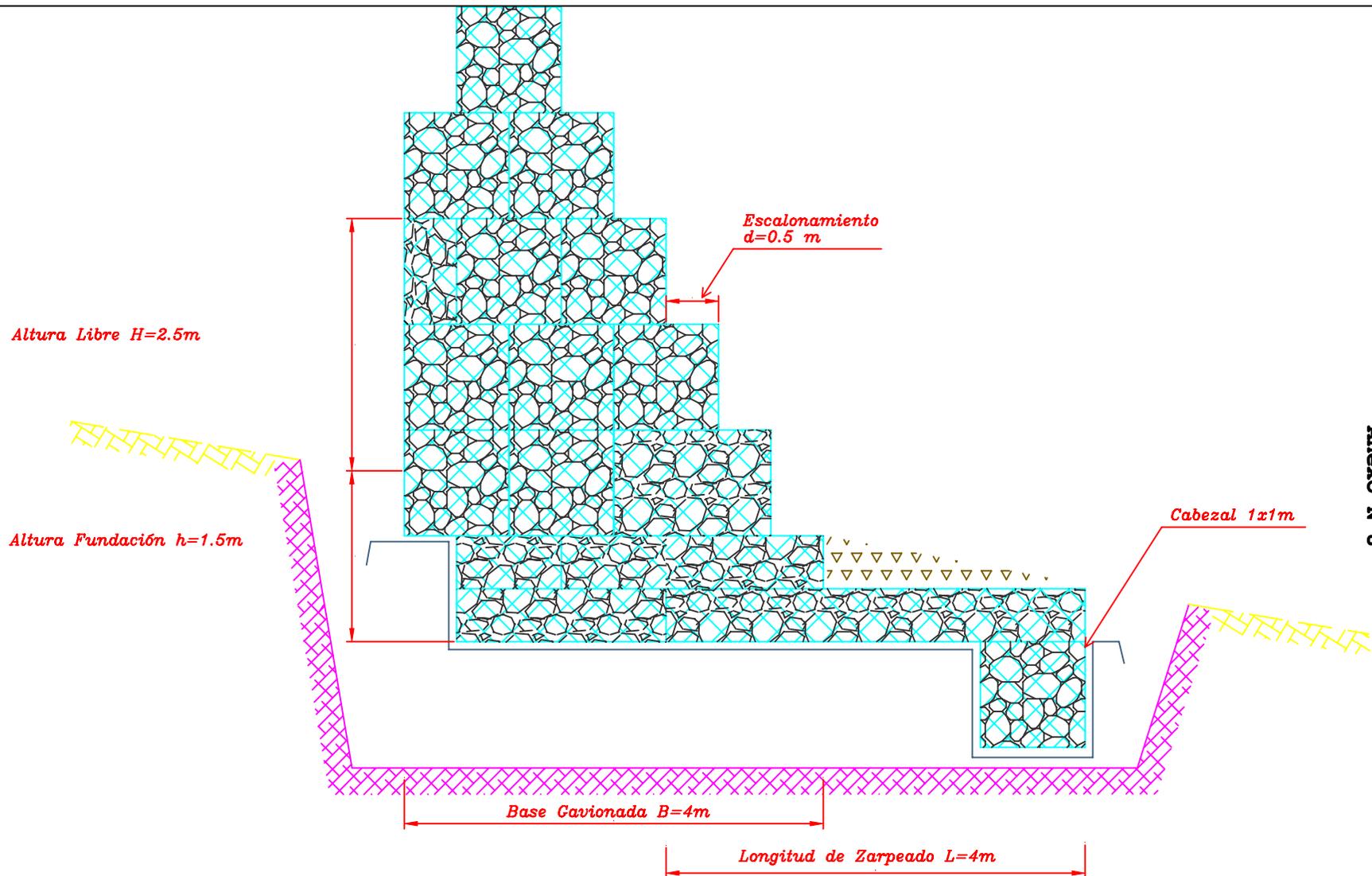


Figura A8.1: Dique en Mampostería Gavionada Primera Etapa. Escala 1:50

Fuente: Propia (2005)



Anexo N.º 8

Figura A8.2: Perfil Dique de Mampostería Gavionada Primera Etapa. Escala 1:50

Fuente: Propia (2005)

**Anexo N°8**

S18 Km. 0.401

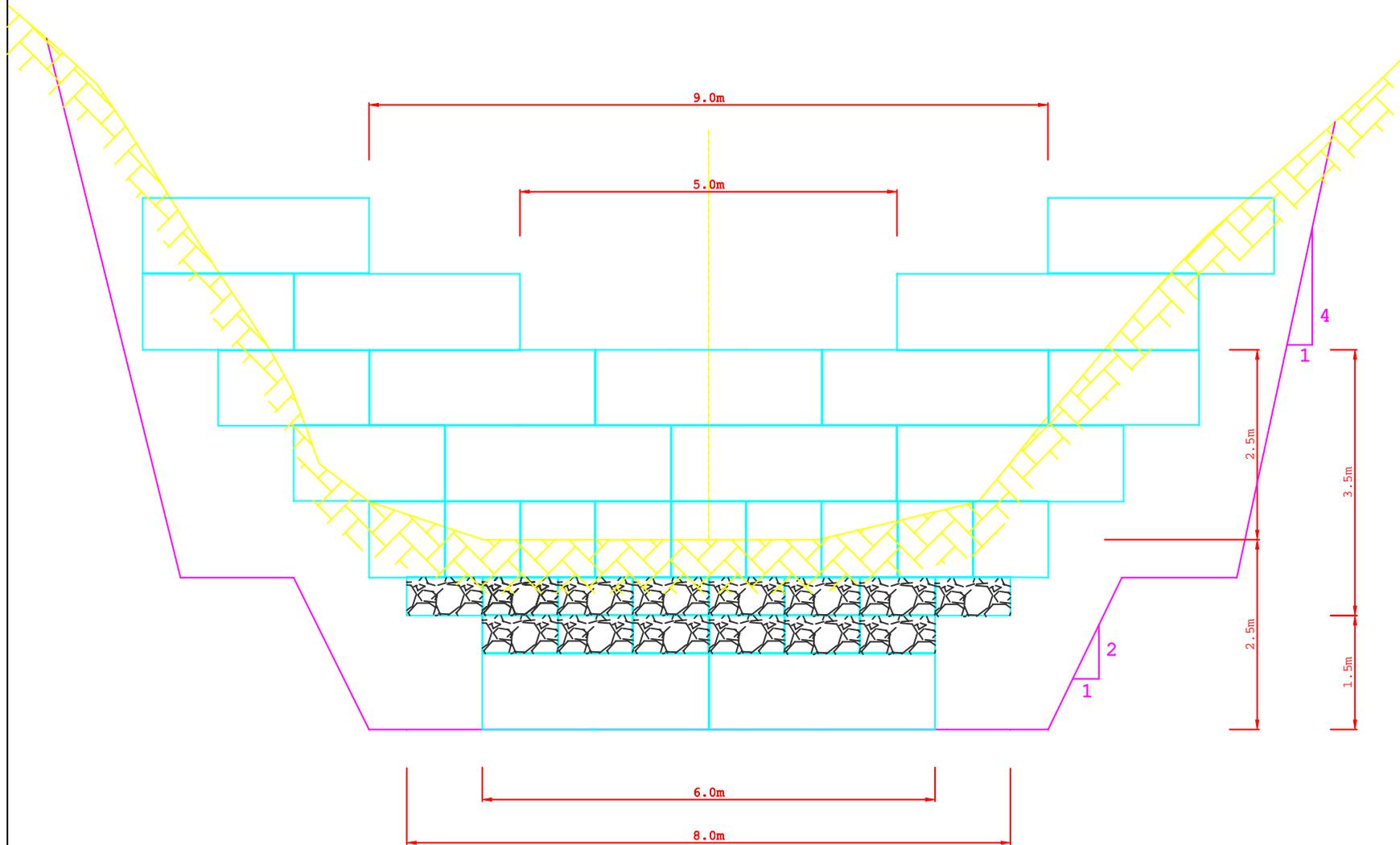


Figura A8.3 :Dique de Mampostería Gavionada Primera Etapa. Escala 1:50

Fuente : Propia (2005)

Anexo N° 8

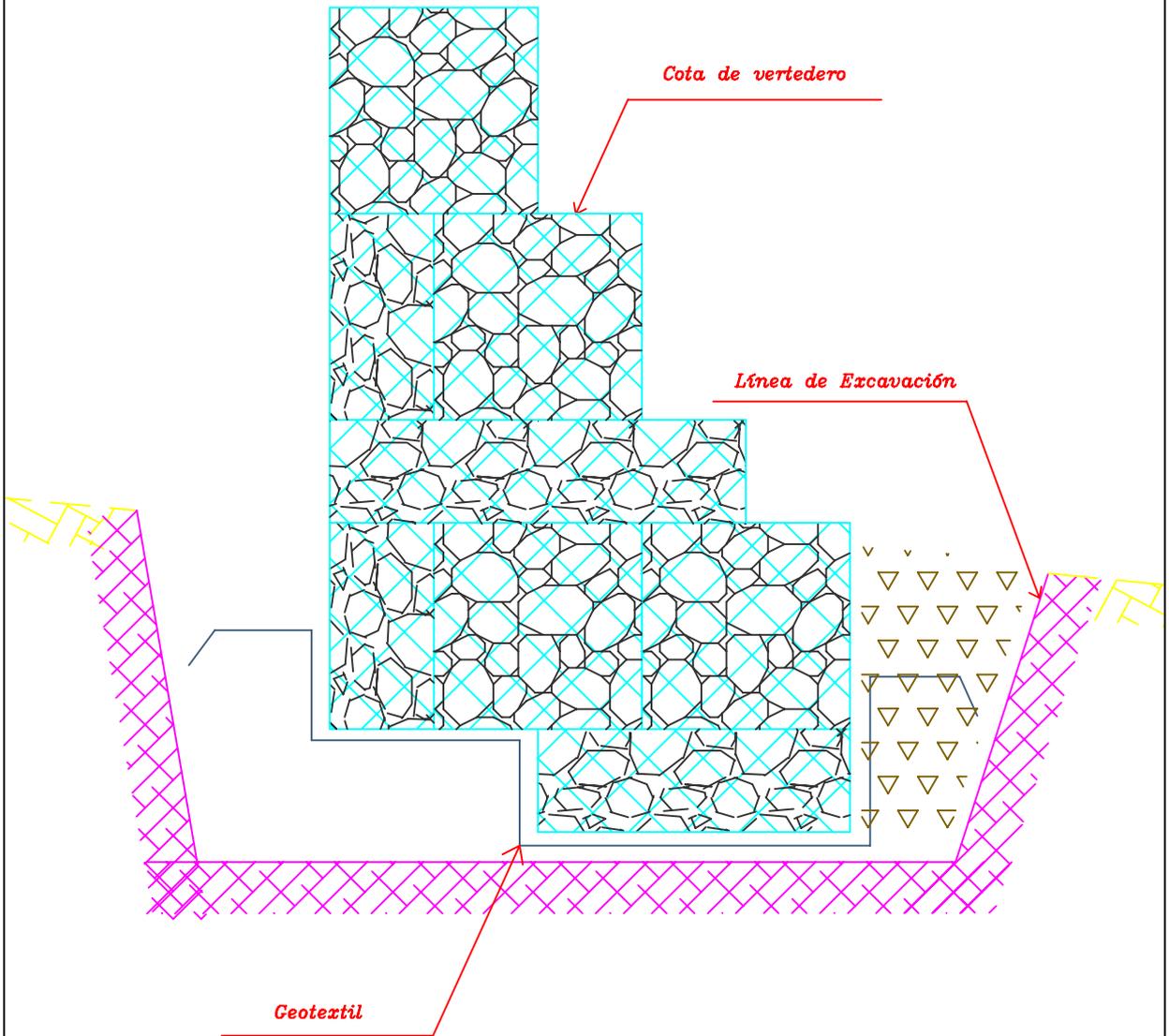


Figura A8.4: Perfil Dique de Mampostería Gavionada Segunda Etapa. Escala 1:30

Fuente: Propia (2005)

Anexo N° 8

S8 Km. 0.149

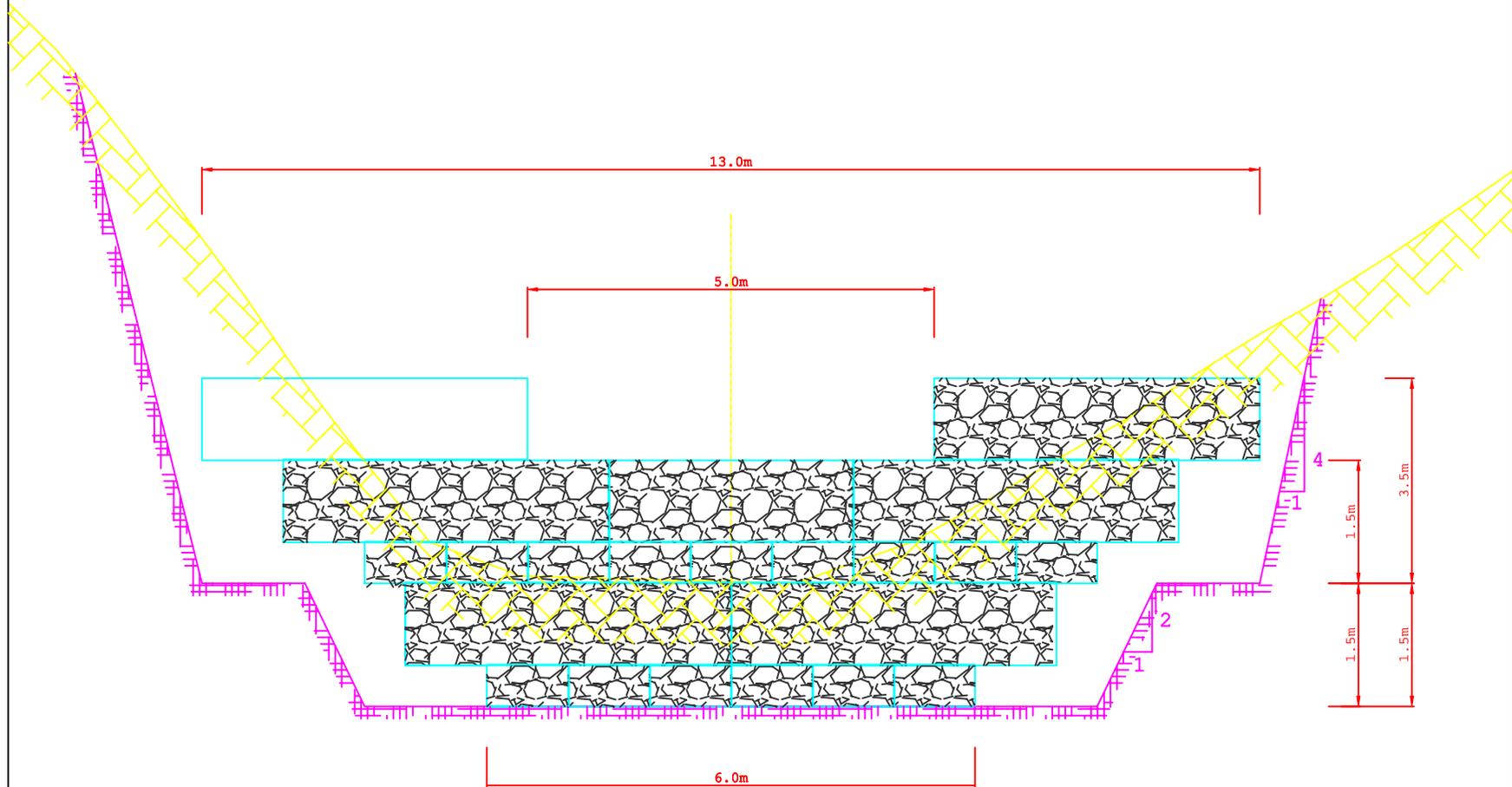


Figura A8.5 : Perfil Dique de Mampostería Gavionada Segunda Etapa. Escala 1:50

Fuente : Propia (2005)

## Anexo N°9

### 9.1. Resumen de Precios Unitarios

#### 1. INSTALACIÓN DE FAENAS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO
Oficina (6 de 6 m <sup>2</sup> y 1 de 10 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	4,00 UF
Patio de bodegas (2 de 100 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	0,50 UF
Galpón - taller s/ forrar (180 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	0,40 UF
Comedor (125 m <sup>2</sup> )	m <sup>2</sup>	2,60 UF
Baños químicos	Unidad	18,00 UF
Cierro de madera	m	0,41 UF
Artículos escritorios	gl	170,00 UF
Arranques provisorios agua y electricidad	gl	370,00 UF
Instalaciones interiores	gl	180,00 UF

#### 2. MAQUINARIAS Y EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO
Cargador frontal	hora	1,1000 UF
Camión (12 m <sup>3</sup> )	hora	1,0000 UF
Camión aljibe	hora	0,5600 UF
Bulldozer	hora	1,7000 UF
Retroescavadora PC-220	hora	1,1000 UF
Placa compactadota	hora	0,2462 UF
Camión con pluma	hora	1,1000 UF
Grúa horquilla	día	0,2462 UF
Grúa	día	1,1000 UF
Motobomba	hora	0,0308 UF
Vibrador inmersión	día	0,1610 UF
Banco sierra metal c/ motor	mes	2,00 UF
Motosierras 14"	día	0,40 UF

#### 3. MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO
Jornal	día	0,4431 UF
Capataz	día	0,8862 UF
Operador	día	0,8862 UF
Maestro de primera	día	0,8615 UF
Maestro de segunda	día	0,6769 UF
Carpintero	día	0,7385 UF
Ayudante carpintero	día	0,4615 UF
Ayudante	día	0,4615 UF
Mecánico	día	0,8862 UF
Concretero	día	0,4615 UF
Chofer	día	0,8862 UF

## Anexo N°9

### 4. MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	PRECIO
Fierro redondo con resaltes	kg	0,0191 UF
Alambre galvanizado n° 18	Kg	0,0371 UF
Suministro geotextil	m <sup>2</sup>	0,0600 UF
Moldajes metálicos (50 usos)	Unidad	8,4590 UF
Aditivo incorporador de aire (Frioplast A-6)	kg	0,0339 UF
Bolón de relleno (suministro propio)	m <sup>3</sup>	0,3551 UF
Hormigón H25	m <sup>3</sup>	2,5723 UF
Acero A63-24H	kg	0,0278 UF
Alambre Negro # 10 14m/kg R/50K	k	0,0231 UF
Zincalum #28 p. lisa e=0,4 mm	m	0,1064 UF
Trozos de madera d=6" L=3,6 m	Pulg m	0,1464 UF
Clavo terrano 1"	kg	0,0353 UF
Madera elaborada 1"x10", L=3,6m	pulg	0,5454 UF
Bolón de Relleno (Suministro Propio)	m <sup>3</sup>	0,3551 UF
Alambre de Amarra	kg	0,0330 UF
Malla de Gavión (2x1x1)	unidad	0,9400 UF

## Anexo N°9

### 9.2. Precios Unitarios por Partida

Partida : 1  
 Nombre Partida : Instalación de Faenas Alternativa N° 1  
 Unidad : Gl

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	INSTALACIÓN DE FAENAS			
	Oficina (6 de 6 m <sup>2</sup> y 1 de 10 m <sup>2</sup> )	46 m <sup>2</sup> /U	4,00 UF/m <sup>2</sup>	184,0
	Patio de Bodegas (1 de 100 m <sup>2</sup> )	100 m <sup>2</sup> /U	0,50 UF/m <sup>2</sup>	50,0
	Galpón - taller s/ forrar (180 m <sup>2</sup> )	180 m <sup>2</sup> /U	0,40 UF/m <sup>2</sup>	72,0
	Comedor (125 m <sup>2</sup> )	125 m <sup>2</sup> /U	2,60 UF/m <sup>2</sup>	325,0
	Baños químicos	7 U	18,00 UF/U	126,0
	Cierro de madera	110 m	0,41 UF/m	45,1
	Artículos escritorios	1 gl	170,00 UF	170,0
	Arranques prov. agua y Electricidad	1 gl	370,00 UF	370,0
	Instalaciones Interiores	1 gl	180,00 UF	180,0
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/gl)			1.522,1
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	532,7
	IVA		19%	390,4
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			2.445,2

Partida : 2  
 Nombre Partida : Instalación de Faenas Alternativa N° 2  
 Unidad : Gl

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	INSTALACIÓN DE FAENAS			
	Oficina (6 de 6 m <sup>2</sup> y 1 de 10 m <sup>2</sup> )	46 m <sup>2</sup> /U	4,00 UF/m <sup>2</sup>	184,0
	Patio de Bodegas (2 de 100 m <sup>2</sup> )	200 m <sup>2</sup> /U	0,50 UF/m <sup>2</sup>	100,0
	Comedor (125 m <sup>2</sup> )	125 m <sup>2</sup> /U	2,60 UF/m <sup>2</sup>	325,0
	Baños Químicos	7 U	18,00 UF/U	126,0
	Cierro de Madera	110 m	0,41 UF/m	45,1
	Artículos Escritorios	1 gl	170,00 UF	170,0
	Arranques Prov. Agua y Electricidad	1 gl	370,00 UF	370,0
	Instalaciones Interiores	1 gl	180,00 UF	180,0
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/gl)			1.500,1
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	525,0
	IVA		19%	384,8
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			2.409,9

Partida : 3  
 Nombre Partida : Excavaciones a Máquina  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS			
	Retroexcavadora	40 m <sup>3</sup> /hora	1,1000 UF/hora	0,0275
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y			0,0275
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (2)	250 m <sup>3</sup> /día	0,8862 UF/día	0,0035
	Leyes Sociales		55 %	0,0019
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0055
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,0330
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0115
	IVA		19%	0,0085
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,0530

### Anexo N°9

Partida : 4  
 Nombre : Relleno compactado en capas de 0,3m c/material de excavación  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS			
	Cargador Frontal	80 m <sup>3</sup> /hora	1,1000 UF/hora	0,0138
	Placa Compactadota	0,15 día/m <sup>3</sup>	0,2462 UF/día	0,0369
	Camión Aljibe	80 m <sup>3</sup> /hora	0,5600 UF/hora	0,0070
	Arriendo Motobomba 4"	80 m <sup>3</sup> /hora	0,0308 UF/hora	0,0004
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,0581
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal Apoyo (4)	800 m <sup>3</sup> /día	1,7723 UF/día	0,0022
	Leyes Sociales		55 %	0,0012
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0034
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,0615
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0215
	IVA		19%	0,0158
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,0988

Partida : 5  
 Nombre Partida : Relleno c/material común (1)  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS			
	Retroexcavadora	0,033 hora/m <sup>3</sup>	1,1000 UF/hora	0,0363
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,0363
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (3)	0,005 día/m <sup>3</sup>	1,3293 UF/día	0,0066
	Leyes Sociales		55 %	0,0037
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0103
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,0466
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0163
	IVA		19%	0,0120
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,0749

(1) Corresponde a los rellenos que deban efectuarse para el reestablecimiento del perfil del cauce natural de las zonas excavadas

Partida : 6  
 Nombre Partida : Retiro de Excedentes (D=20 km)  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS			
	Cargador Frontal (2)	50 m <sup>3</sup> /hora	2,200 UF/hora	0,0440
	Camión (12 m <sup>3</sup> )	9 m <sup>3</sup> /hora	1,000 UF/hora	0,1111
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,1551
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (2)	500 m <sup>3</sup> /día	0,8862 UF/día	0,0018
	Leyes Sociales		55 %	0,0010
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0027
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/ m <sup>3</sup> )			0,1579
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0553
	IVA		19%	0,0405
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,2536

### Anexo N°9

Partida : 7  
 Nombre Partida : Relleno c/material clasificado<sup>(2)</sup>  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS Retroexcavadora	0,035 hr/m <sup>3</sup>	1,1000 UF/hr	0,0385
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,0385
III.	MANO DE OBRA Jornal (3)	0,066 día/m <sup>3</sup>	1,3293 UF/día	0,0877
	Leyes Sociales		55 %	0,0483
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,1360
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,1745
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0611
	IVA		19%	0,0448
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,2803

(2) Incluye el relleno con material granular grueso (Tamaño mínimo de 6" y que no excede las 15") que ocupa el interior de los muros o diques.

Partida : 8  
 Nombre Partida : Suministro y Colocación de Geotextil  
 Unidad : m<sup>2</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
II.	MATERIALES Y TRANSPORTE Suministro Geotextil	1,1 m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> in	0,0600 UF/m <sup>2</sup>	0,0660
	Transporte en Quebrada		0,0020 UF/m <sup>2</sup>	0,0020
	SUBTOTAL MATERIALES			0,0680
III.	MANO DE OBRA Jornal (4)	400 m <sup>2</sup> /día	1,7723 UF/día	0,0044
	Leyes Sociales		55 %	0,0024
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0069
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>2</sup> )			0,0749
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0262
	IVA		19%	0,0192
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,1203

Partida : 9  
 Nombre Partida : Suministro y dimensionamiento de trozas  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS Transporte		0,2200 UF/m <sup>3</sup>	0,2200
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,2200
II.	MATERIALES Trozas de madera d=6", L=3,6 m	0,023 m <sup>3</sup> /pul	0,1464 UF/pulg	6,3652
	SUBTOTAL MATERIALES			6,3652
III	MANO DE OBRA Carpintero (1)	4,00 m <sup>3</sup> /día	0,7385 UF/día	0,1846
	Ayudante de carpintero (1)	4,00 m <sup>3</sup> /día	0,4615 UF/día	0,1154
	Leyes Sociales		55 %	0,1650
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,4650
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/kg)			7.0502
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	2,4676
	IVA		19%	1,8084
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			11,3262

### Anexo N°9

Partida : 10  
 Nombre : Acero A63-42H para Armaduras  
 Unidad : Kg

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS Transporte		0,0015 UF/kg	0,0015
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,0015
II.	MATERIALES Fierro Redondo con Resaltes	1,00 kg/kgf	0,0191 UF/kg	0,0191
	Alambre Galvanizado n° 18	0,01 kg/kgf	0,0371 UF/kg	0,0004
	SUBTOTAL MATERIALES			0,0195
III	MANO DE OBRA Maestro de Primera	300 kg/día	0,8615 UF/día	0,0029
	Ayudante	300 kg/día	0,4615 UF/día	0,0015
	Leyes Sociales		55 %	0,0024
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0068
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/kg)			0,0278
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0097
	IVA		19%	0,0071
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,0447

Partida : 11  
 Nombre : Fabricación de viguetas de hormigón  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS Vibrador Inmersión	1,30 m <sup>3</sup> /hor	0,1610 UF/día	0,0155
	Mesa Vibradora	6,70 m <sup>3</sup> /hor	3,0000 UF/día	0,0560
	Grúa Horquilla	2,00 m <sup>3</sup> /hor	0,2462 UF/día	0,0154
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS			0,0868
II.	MATERIALES Moldajes metálicos (50 usos)	0,20 m <sup>3</sup> /U	8,4590 UF/U	0,8459
	Hormigón H25	1,05 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	2,5723 UF/m <sup>3</sup>	2,7009
	Acero A63-42H	70,0 kg/m <sup>3</sup>	0,0278 UF/kg	1,9460
	SUBTOTAL MATERIALES			5,4928
III	MANO DE OBRA Capataz	2 m <sup>3</sup> /día	0,8860 UF/día	0,4430
	Jornal (2)	1 m <sup>3</sup> /día	0,8860 UF/día	0,8860
	Leyes Sociales		55 %	0,7310
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			2,0600
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			7,6396
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	2,6739
	IVA		19%	1,9596
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			12,2730

### Anexo N°9

Partida : 12  
 Nombre Partida : Transporte y colocación de trozas  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS			
	Camión con pluma (transporte Y descarga)	5,00 m <sup>3</sup> /hora	1,100 UF/hor	0,2200
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y			0,2200
II.	MATERIALES			
	Alambre dulce N° 10	1,35 Kg/m <sup>3</sup>	0,0222 UF/Kg	0,0300
	SUBTOTAL MATERIALES Y			0.0300
III	MANO DE OBRA			
	Jornal (3)	9,00 m <sup>3</sup> /día	1,3293 UF/día	0,1477
	Leyes Sociales		55 %	0,0812
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,2289
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>2</sup> )			0,4789
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,1676
	IVA		19%	0,1228
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,7694

Partida : 13  
 Nombre Partida : Transporte y colocación de viguetas  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS			
	Camión con pluma (transporte)	4,00 m <sup>3</sup> /hr	1,1000 UF/hr	0,2750
	Retroexcavadora (colocación)	2,00 m <sup>3</sup> /hr	1,1000 UF/hr	0,5500
	SUBTOTAL MAQUINARIAS Y			0,8250
III	MANO DE OBRA			
	Jornal (3)	12,00 m <sup>3</sup> /día	1,3293 UF/día	0,1108
	Leyes Sociales		55 %	0,0609
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,1717
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>2</sup> )			0,9967
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,3488
	IVA		19%	0,2557
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			1,6012

Partida : 14  
 Nombre Partida : Suministro, transporte y colocación de zinc  
 Unidad : m<sup>2</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
II.	MATERIALES Y TRANSPORTE			
	Suministro Zincalum #28 lisa	1,06 m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ins	0,0985 UF/m <sup>2</sup>	0,1044
	Camión Transporte en quebrada	0,0025 hr/m <sup>2</sup>	0,6000 UF/hr	0,0015
	SUBTOTAL MATERIALES			0,1059
III	MANO DE OBRA			
	Jornal (3)	0,0026 día/m <sup>2</sup>	1,3293 UF/día	0,0035
	Leyes Sociales		55 %	0,0019
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0054
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>2</sup> )			0,1113
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0389
	IVA		19%	0,0285
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,1788

### Anexo N°9

Partida : 15  
 Nombre Partida : Sumin, Transporte y Colocación Camada Protectora (e= 0,3m)  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
II.	MATERIALES Material Clasif. Tamaño Máx. 3" SUBTOTAL MATERIALES	1 m <sup>3</sup> / m <sup>3</sup>	0,3551 UF/ m <sup>3</sup>	0,3551 0,3551
III.	MANO DE OBRA Jornal (6) Leyes Sociales SUBTOTAL MANO DE OBRA	40 m <sup>3</sup> /día	2,6585 UF/día 55 %	0,0665 0,0366 0,1030
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/ m <sup>3</sup> )			0,4581
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,1603
	IVA		19%	0,1175
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,7360

Partida : 16  
 Nombre Partida : Suministro, Colocación y Relleno de Gaviones  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	MAQUINARIAS Y EQUIPOS Retroexcavadora SUBTOTAL MAQUINARIAS Y EQUIPOS	0,035 hr/m <sup>3</sup>	1,1000 UF/hr	0,0385 0,0385
II.	MATERIALES Alambre de Amarra Malla de Gavión (2x1x1) SUBTOTAL MATERIALES	0,5 Kg/m <sup>3</sup> 0,5 u/m <sup>3</sup>	0,0330 UF/kg 0,9400 UF/u	0,0165 0,4700 0,4865
III.	MANO DE OBRA Jornal (4) Capataz (1) Leyes Sociales SUBTOTAL MANO DE OBRA	4.0 m <sup>3</sup> /día 12 m <sup>3</sup> /día	1,7723 UF/día 0,8862 UF/día 55 %	0,4431 0,0739 0,2843 0,8012
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m)			1,3262
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,4642
	IVA		19%	0,3402
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			2.1306

Partida : 17  
 Nombre Partida : Protección de madera  
 Unidad : m<sup>2</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
II.	MATERIALES Y TRANSPORTE Madera elaborada 1"x10" Camión Transporte en quebrada SUBTOTAL MATERIALES	1.1 pulg/m <sup>2</sup> 0,0025 hr/m <sup>2</sup>	0,5454 UF/pulg 0,6000 UF/hr	0,5999 0,0015 0,6014
III.	MANO DE OBRA Jornal (2) Leyes Sociales SUBTOTAL MANO DE OBRA	0,0026 día/m <sup>2</sup>	0,9230 UF/día 55 %	0,0024 0,0013 0,0037
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m)			0.6052
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,2118
	IVA		19%	0,1552
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,9722

### Anexo N°9

Partida : 18  
 Nombre Partida : Instalación de faenas 2da etapa  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
I.	INSTALACIÓN DE FAENAS			
	Oficina (1 de 10 m <sup>2</sup> )	10 m <sup>2</sup> /U	4,00 UF/m <sup>2</sup>	40,0
	Patio de Bodegas (1 de 100 m <sup>2</sup> )	100 m <sup>2</sup> /U	0,50 UF/m <sup>2</sup>	50,0
	Baños Químicos	2 U	18,00 UF/U	36,0
	Artículos Escritorios	1 gl	50,00 UF	50,0
	Arranques Prov. Agua y Electricidad	1 gl	95,00 UF	95,0
	Instalaciones Interiores	1 gl	45,00 UF	45,0
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/gl)			316,0
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	110,6
	IVA		19%	81,054
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			507,654

Partida : 19  
 Nombre Partida : Excavación a mano  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (7)	35 m <sup>3</sup> /día	3.1017 UF/día	0,0886
	Leyes Sociales		55 %	0,0487
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,1374
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,1374
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0481
	IVA		19%	0,0352
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,2207

Partida : 20  
 Nombre Partida : Relleno en capas de 0,3m c/material de excavación  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (7)	42 m <sup>3</sup> /día	3,1017 UF/día	0,0738
	Leyes Sociales		55 %	0,0406
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,1144
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,1144
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS			0,0400
	IVA			0,0294
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,1839

### Anexo N°9

Partida : 21  
 Nombre Partida : Paleo de material común de relleno  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (6)	60 m <sup>3</sup> /día	2,6586 UF/día	0,0443
	Leyes Sociales		55 %	0,0243
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,0687
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m <sup>3</sup> )			0,0687
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0240
	IVA		19%	0,0176
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,1103

(1) Corresponde a los rellenos que deban efectuarse para el reestablecimiento del perfil del cauce natural de las zonas excavadas

Partida : 22  
 Nombre Partida : Retiro de excedentes con carretilla D=100m  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (6)	20 m <sup>3</sup> /día	2,6586 UF/día	0,1329
	Leyes Sociales		55 %	0,0731
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,2060
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/ m <sup>3</sup> )			0,2060
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,0721
	IVA		19%	0,0528
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			0,3309

Partida : 23  
 Nombre Partida : Suministro, Colocación y Relleno de Gaviones  
 Unidad : m<sup>3</sup>

	ITEM	RENDIMIENTO	PRECIO	PRECIO UNITARIO (UF)
II.	MATERIALES			
	Acopio canto rodado	24 m <sup>3</sup> /día	1.7724 UF/día	0,0738
	Alambre de Amarra	0,5 Kg/m <sup>3</sup>	0,0330 UF/kg	0,0165
	Malla de Gavión (2x1x1)	0,5 u/m <sup>3</sup>	0,9400 UF/u	0,4700
	SUBTOTAL MATERIALES			0,5603
III.	MANO DE OBRA			
	Jornal (4)	4.0 m <sup>3</sup> /día	1,7723 UF/día	0,4431
	Capataz (1)	12 m <sup>3</sup> /día	0,8862 UF/día	0,0739
	Leyes Sociales		55 %	0,2844
	SUBTOTAL MANO DE OBRA			0,8014
	PRECIO UNITARIO COSTO DIRECTO (UF/m)			1,3617
	GASTOS GENERALES, UTILIDADES E IMPREVISTOS		35%	0,4766
	IVA		19%	0,3493
	PRECIO UNITARIO TOTAL (UF)			2.1875

## Anexo N°9

### 9.3. Presupuesto de Obras

#### a) Muros de Mampostería Gavionada

##### Primera etapa

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
2	Instalación de Faenas	gl	1,0	2.409,9	2.409,9
3	Excavaciones a Máquina	m <sup>3</sup>	232,9	0,0545	12,345
4	Relleno Compactado en Capas de 0.3m con Material de Excavación	m <sup>3</sup>	19,8	0,1013	1.956
15	Suministro, Transporte y Colocación de Camada Protectora (emin = 0,3 m)	m <sup>3</sup>	9,9	0,7359	7,286
5	Relleno c/ material común	m <sup>3</sup>	84,5	0,0753	6,326
6	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	29,4	0,2537	7,456
8	Suministro y Colocación de Geotextil	m <sup>2</sup>	85,3	0,1203	10,259
16	Suministro, Colocación y Relleno de Gaviones	m <sup>3</sup>	159	2.1305	338,765
17	Protección de madera	m <sup>2</sup>	25	0.9669	24.305
TOTAL (UF)					2.818,598

##### Segunda etapa

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
18	Instalación de Faenas	gl	1,0	507,654	507,654
19	Excavaciones a Máquina	m <sup>3</sup>	116,5	0,221	25,708
20	Relleno Compactado en Capas de 0.3m con Material de Excavación	m <sup>3</sup>	9,0	0,184	1,655
15	Suministro, Transporte y Colocación de Camada Protectora (emin = 0,3 m)	m <sup>3</sup>	4,5	0,736	3,312
21	Relleno c/ material común	m <sup>3</sup>	40,0	0,1103	4,412
22	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	28,9	0,331	9,554
8	Suministro y Colocación de Geotextil	m <sup>2</sup>	44,0	0,120	5,292
23	Suministro, Colocación y Relleno de Gaviones	m <sup>3</sup>	67,0	2.187	146,562
TOTAL (UF)					704.149

### Anexo N°9

b) Diques de Mampostería de Trozas

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
1	Instalación Faenas	Gl	1,000	2.445,2	2.445,2
3	Excavaciones a máquina	m <sup>3</sup>	203,180	0,053	10,770
4	Relleno compactado en capas de 0,3 m c/material de excavación	m <sup>3</sup>	44,200	0,099	4,367
5	Relleno c/material común	m <sup>3</sup>	73,250	0,075	5,484
6	Retiro de Excedentes	m <sup>3</sup>	129,930	0,254	32,950
7	Relleno c/material clasificado	m <sup>3</sup>	113,510	0,280	31,818
8	Suministro y colocación de geotextil	m <sup>2</sup>	123,200	0,120	14,818
9	Suministro y dimensionamiento de trozas	m <sup>3</sup>	33,000	11,326	373,764
12	Transporte y colocación de trozas	m <sup>3</sup>	33,000	0,769	25,389
14	Suministro, transporte y colocación de zinc	m <sup>2</sup>	11,350	0,179	2,029
TOTAL				(UF)	2.946,588

c) Muro de Viguetas Prefabricadas

N° Partida	Item	Unidad	Cantidad	Precio Unitario (UF)	Valor (UF)
2	Instalación Faenas	Gl	1,000	2.409,9	2.409,9
3	Excavaciones a máquina	m <sup>3</sup>	179,539	0,053	9,517
4	Relleno compactado en capas de 0,3m c/material de excavación	m <sup>3</sup>	44,777	0,099	4,424
5	Relleno c/material común	m <sup>3</sup>	24,447	0,075	1,830
6	Retiro de excedentes	m <sup>3</sup>	145,435	0,254	36,882
7	Relleno c/material clasificado	m <sup>3</sup>	86,381	0,280	24,214
8	Suministro y colocación de geotextil	m <sup>2</sup>	110,891	0,120	13,337
11	Fabricación de viguetas de hormigón	m <sup>3</sup>	28,560	12,273	350,518
13	Transporte y colocación de viguetas	m <sup>3</sup>	28,560	1,601	45,730
TOTAL				(UF)	2.896,352

## **Anexo N°10**

### 10.1. Alcances

Las siguientes Especificaciones Técnicas se refieren a la ejecución de las obras transversales de control aluvional, correspondientes a dique de consolidación de mampostería gavionada, proyectados en la Quebrada Mackay del Cerro Divisadero, Coyhaique.

Las Especificaciones Técnicas se adjuntan en el Anexo N° 13, las cuales se complementan con el informe de tesis y, planos de diseño y emplazamiento de obras.

### 10.2. Inicio de los Trabajos

Será obligatorio antes de iniciar los trabajos, el replanteo de los ejes principales de la obra proyectada en terreno, según los alineamientos señalados en los planos.

Se deberá verificar previamente las localizaciones de las estructuras, calidad de los suelos y eventuales interferencias con obras e instalaciones existentes.

Se asegurará oportunamente la provisión del material y mano de obra que corresponda, con el fin de evitar interrupciones prolongadas de tránsito.

Las excavaciones en la quebrada se deberán mantener abiertas lo estrictamente necesario de manera de para evitar accidentes y interrupciones.

### 10.3. Ejecución de las Obras

Los materiales procedentes de las excavaciones que no sean utilizados en la faena, deberán llevarse a los botaderos.

La mano de obra y los materiales deberán ser de la mejor calidad, vale decir, los materiales deberán ser de un tipo no inferior al especificado en el Manual de Carreteras:

## Anexo N°10

- Alambre galvanizado para gaviones y amarras de acuerdo al párrafo 5.207.202.
- Geotextil de acuerdo a la párrafo 5.204.201
- Material de relleno de los gaviones, de acuerdo con el párrafo 5.207.202.

### 10.4. Especificaciones Técnicas Especiales

#### a) Instalación de faenas (gl)

Son aquellas instalaciones auxiliares no permanentes, tales como: instalaciones sanitarias y de higiene, bodegas de almacenamiento de materiales, zonas de alimentación, instalaciones eléctricas, maestranzas, paños y oficinas.

La instalación de faenas se debe proyectar de forma tal que preserve el medio ambiente natural, de igual manera las instalaciones de suministros deberán cumplir con la normativa de sanidad vigente.

Una vez terminada la faena se deberán retirar todas las instalaciones que hayan sido necesarias para la ejecución de las obras.

#### b) Movimiento de tierras

Las líneas de excavación teórica que se indican en los planos son aquellas dentro de las cuales no podrá quedar material sin excavar, vale decir, no considera el material de sobreexcavación.

#### - Tratamiento de los Taludes

Deberán mantenerse los taludes con pendientes iguales o menores a lo señalado en los planos.

Para excavaciones con taludes mayores a 3,0 m medidos en el sentido vertical, se podrá mantener temporalmente taludes con mayor pendiente.

## Anexo N°10

### - Excavación en Material Común (m<sup>3</sup>)

Se refiere a todos los suelos que según planos de proyecto corresponden ser removidos para el correcto emplazamiento de la obra transversal.

Este material puede ser utilizado como material de relleno ya sea en la base de apoyo (siempre que se cumpla con los requisitos estipulados) o bien para la restauración del cauce, de lo contrario será transportado a botadero.

Los taludes de la excavación se han considerado en la razón 1:4 como mínimo, con este dato, mas las condiciones geométricas del terreno se puede ubicar el volumen de excavación, considerando una holgura de +0.5m a las dimensiones en planta.

### - Relleno con Material Común (m<sup>3</sup>)

Para la restauración del perfil del cauce en la quebrada se considera que los rellenos alrededor de las barreras, serán efectuados preferentemente con material de excavación.

El material estará libre de desperdicios, materia orgánica u otros materiales que puedan afectar la estabilidad del relleno a construir, y además no debe contener bolones que superen las 10".

### - Relleno Compactado (m<sup>3</sup>)

Los rellenos compactados se refieren a la base de apoyo que se construye bajo cada obra y serán efectuados en 2 capas de 0.3m con material proveniente de excavación, cuyo tamaño máximo no debe superar las 6" de diámetro.

El material estará libre de material orgánico, desperdicios u otros materiales que puedan afectar la estabilidad del terraplén a construir.

Los rellenos se compactaran en capas, cuyo espesor no debe superar los 0,3 m, hasta alcanzar como mínimo el 95% D.M.C.S, establecida según método LNV 95 o mínimo 80% de la Densidad Relativa según método LNV 96.

## Anexo N°10

### - Camada Protectora (m<sup>3</sup>)

La especificación corresponde a la confección de una cama protectora de 0.3 m de espesor, que debe efectuarse sobre la base de apoyo de manera de evitar daños en el geotextil.

En esta cama protectora también han de utilizarse material de relleno proveniente de la misma excavación, que este libre de material orgánico, desperdicios u otros elementos.

Este relleno se ha cubicado a partir del volumen geométrico del relleno terminado, considerando un tamaño máximo del material de 3 pulgadas.

### - Retiro de excedentes (m<sup>3</sup>)

Se incluye las faenas de carga, descarga y transporte a botadero de los materiales que no puedan ser reutilizados para la construcción de las obras. Para el retiro de excedentes se ha considerado un radio máximo aproximado de 20 km.

Contempla la extracción del material excedente de las excavaciones que no ha cumplido con las exigencias para ser utilizado como material de relleno.

El material excedente no debe quedar expuesto al arrastre por lluvia y/o erosión, de manera de evitar el aporte de sedimentos al cauce o a otros cursos de agua.

### c) Geotextil (m<sup>2</sup>)

Se considera la colocación de una fibra geotextil en la base de apoyo de la mampostería gavionada que conforman el dique, conforme a lo indicado en la Tabla 5.204.202.A Requisitos de los Geotextiles para la Estabilización de Suelos, disponible en el Manual de Carreteras Volumen 5.

Los traslapes serán ejecutados en dirección longitudinal al cauce y no deberán ser inferiores a 30 cm.

## Anexo N°10

Según lo especificado por el fabricante la membrana geotextil no debe exponerse al sol por un período mayor a 8 horas y, almacenado en lugares libres de humedad y alta temperatura.

El carguío de éste, se ejecutará por intermedio de una retroexcavadora (u otro equipo que cumpla con el mismo propósito)

### d) Construcción de gaviones ( $m^3$ )

Los gaviones deberán tener las dimensiones indicadas en el proyecto, con una tolerancia de  $\pm 5\%$ .

Las mallas deberán estar confeccionadas con alambre de 2,4mm de diámetro, aceptándose una tolerancia máxima de hasta el 3% en el diámetro.

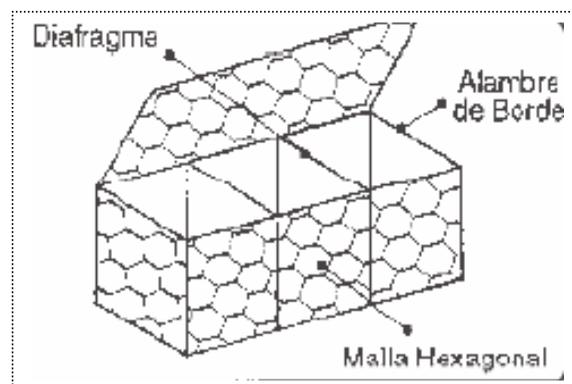


Figura A10.1: Armado de Malla Gavión  
Fuente: [URL1] Catálogo Inchalam, Gaviones, Figura A

Las aristas o bordes de los gaviones deberán ser reforzados para impedir que la malla se deshile. El alambre a usar en estos refuerzos deberá tener un diámetro al menos un 20% mayor que el de la malla.

## Anexo N°10

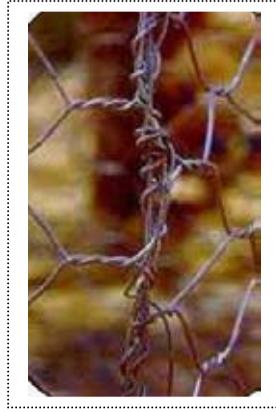


Figura A10.2: Refuerzo en las Aristas de un Gavión  
Fuente: [URL2] Manual de Proceso de Instalación de Gavión, Figura f

Con el fin de evitar una excesiva deformación en las cajas y tener paredes lisas, se disponen en el interior de los gaviones de tirantes, que deberá ser similar al de la malla tanto en lo concerniente a diámetro y calidad del acero.

Los tirantes se colocarán en sentido horizontal cada 33 cm de altura e intercalados a 50 cm entre sí, aproximadamente.

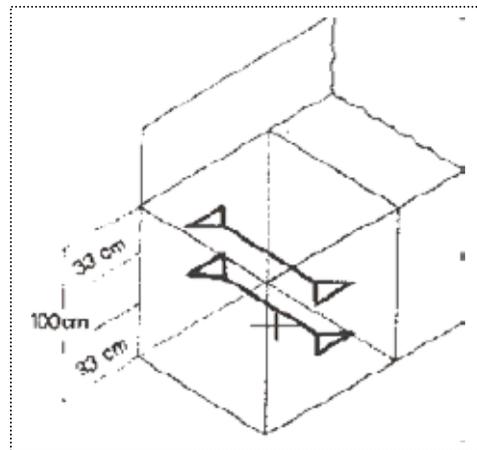


Figura A10.3: Disposición de Tirantes en el Interior de un Gavión.  
Fuente: [URL1] Catálogo Inchalam, Gaviones, Figura 2

Para el relleno de los gaviones se deberán utilizar piedras naturales de canto rodado o canto vivo, debiéndose evitar la utilización de piedras con aristas vivas en los gaviones en contacto directo con la tela geotextil.

## Anexo N°10

El tamaño máximo del material de relleno debe ser de 3 veces la abertura del hexágono de la malla con límite de 40 cm, mientras que el tamaño mínimo es de 1.2 veces la abertura del hexágono.

El material de relleno (bolón) debe presentar un aspecto sano, sin señales de meteorización, descomposición y grietas según lo estipulado en el Acápite 5.207.202(8) del Manual de Carreteras de Vialidad.

El tamaño de la piedra está directamente relacionado con el peso específico y la capacidad de soporte de cada caja, por lo tanto se recomienda que los gaviones colocados en la base de la obra sean llenados con material pequeño.

El alambre de amarre será de la misma calidad de la malla gavión, y su cierre como también el enlace con los demás gaviones es llevara a cabo dando una doble vuelta cada 2 hexágonos.

### e) Protección de vertederos

Se considera la instalación de tablonces 1x10 pulgadas, en las paredes del vertedero y en el paramento del dique aguas abajo.

La madera aserrada o dimensionada deberá cumplir con lo especificado en NCh 174.

Las piezas deberán estar libres de pudrición, encorvaduras múltiples y grietas. Toda la madera deberá ser tratada con un preservante tipo Carbonileum u otro sistema aprobado.

El bodegaje de la madera se realizara en un lugar que asegure su calidad. Para evitar que la humedad provoque deformaciones y pudrición en madera, esta deberá ser apilada a una altura superior a 0.4 m del suelo y, asegurar su protección contra el sol y la lluvia.

## Anexo N°10

Su instalación se llevara a cabo por medio del traslapos de los tablonos y su posterior fijación a un madero de 1x5", el cual se encuentra instalado sobre los gaviones que forman la parte principal vertedero y central del dique.

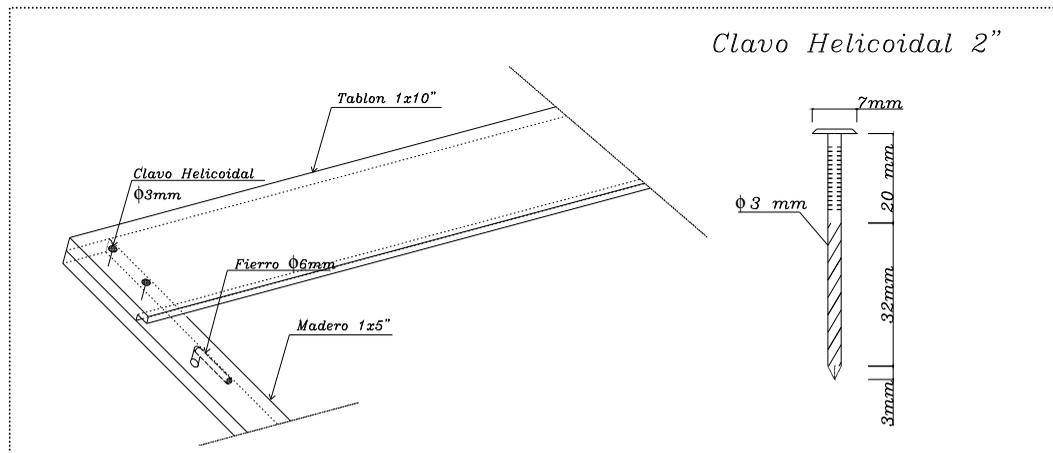


Figura A10.4: Detalle de Protección en Madera para el Vertedero  
Fuente: Propia

Anexo N°11

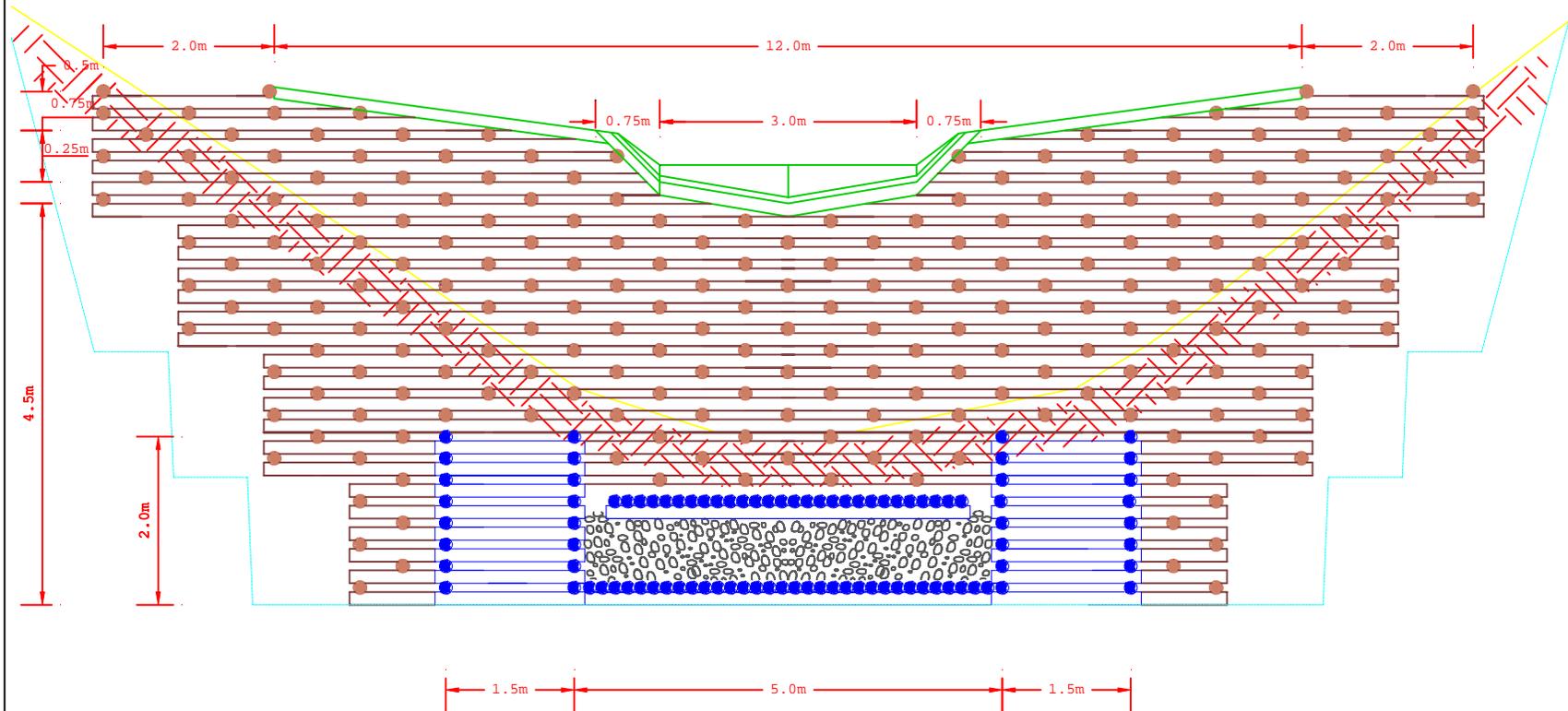


Figura All.1: Elevación Frontal Dique en mampostería en trozos. Escala 1:50

Fuente: [CONAF-FAO,1974] Proyecto de Corrección de Torrentes del Cerro Divisadero, Coyhaique.

Anexo N°11

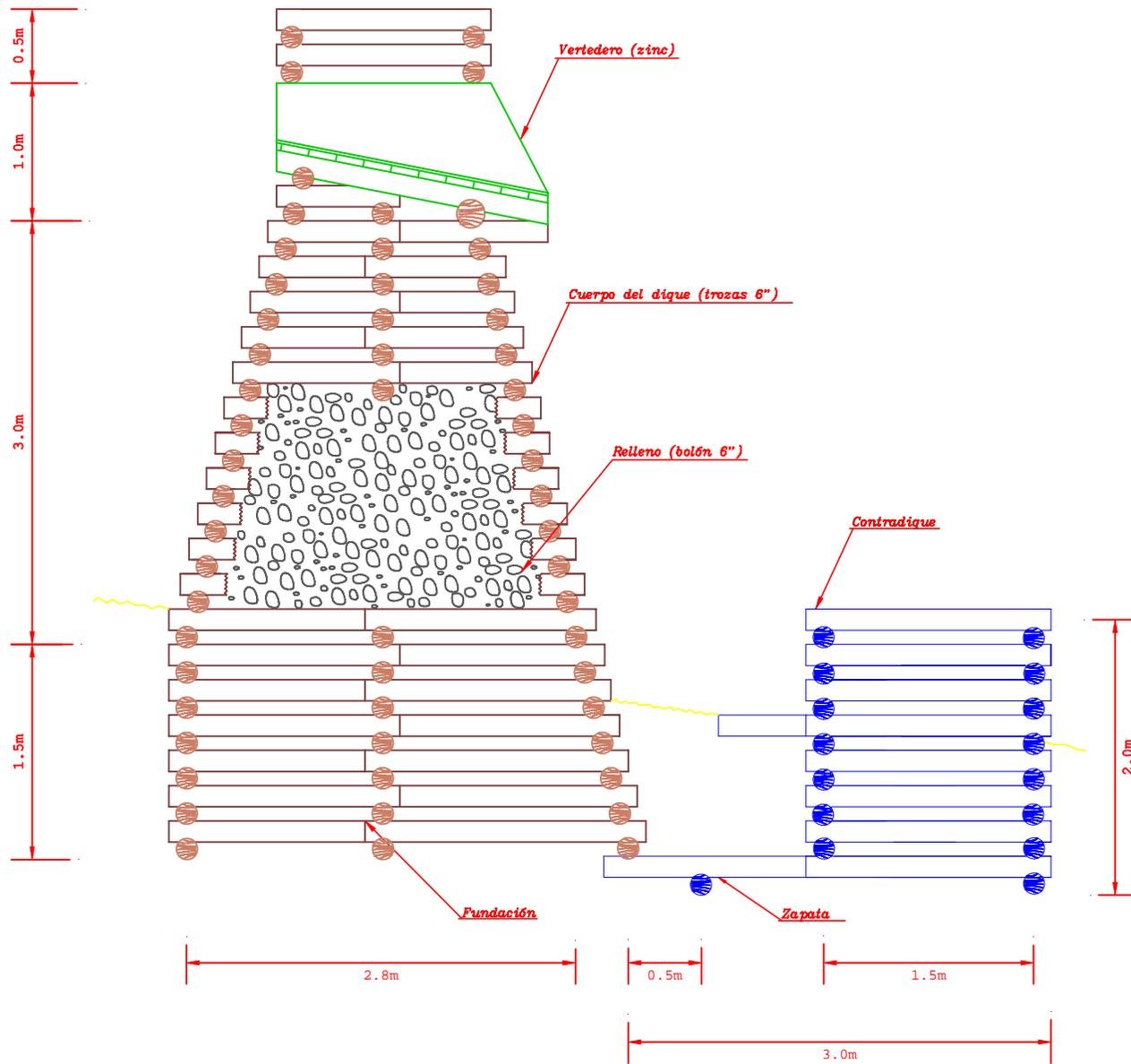


Figura A11.2: Elevación Lateral Dique en mampostería en trozas. Escala 1:30

Fuente: [CONAF-FAO,1974] Proyecto de Corrección de Torrentes del Cerro Divisadero, Coyhaique.

## Anexo N°11

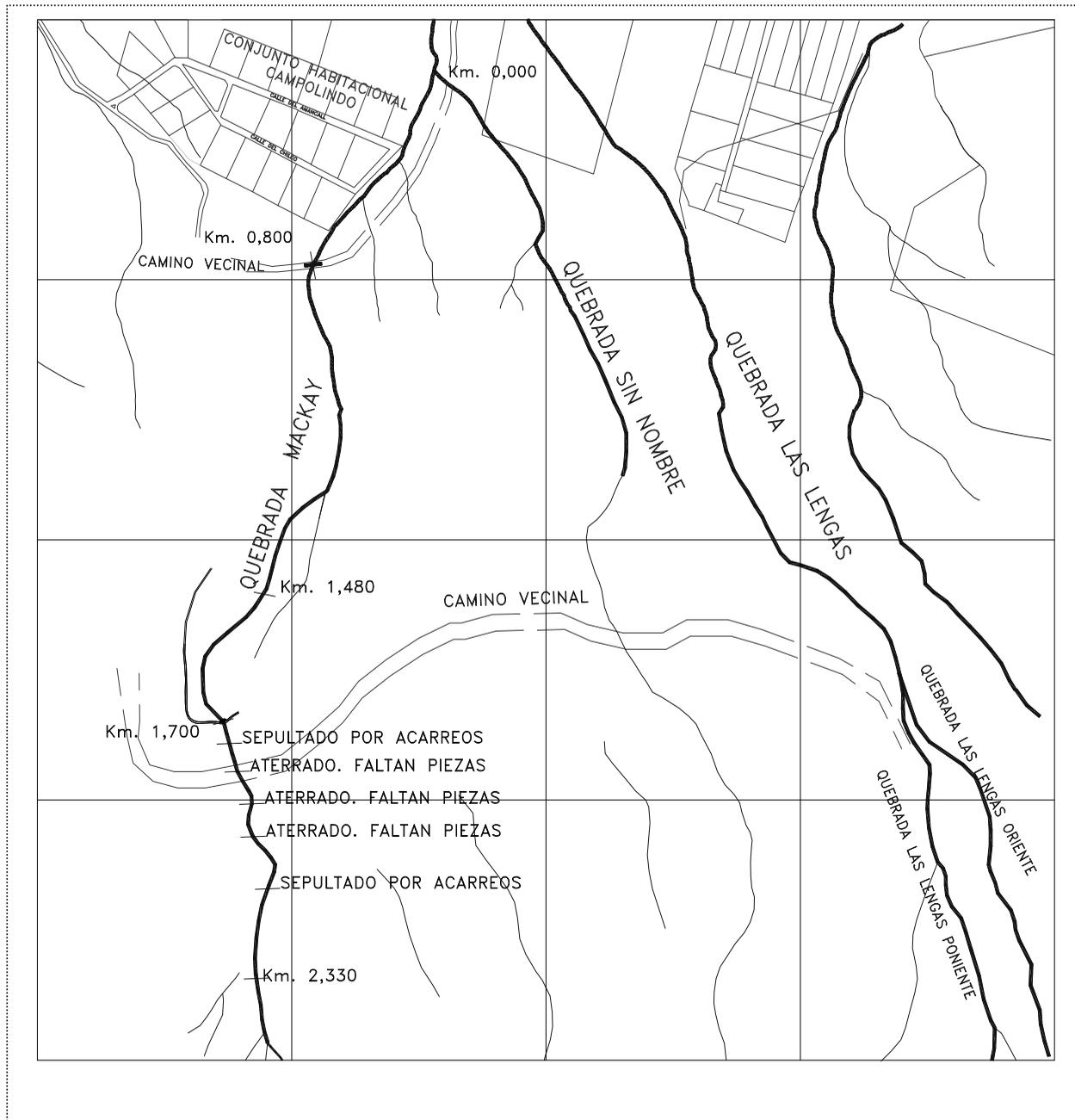


Figura A11.3: Disposición diques pre\_aterrados Quebrada Mackay

Fuente: [AC,1997] Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.

Anexo N°11

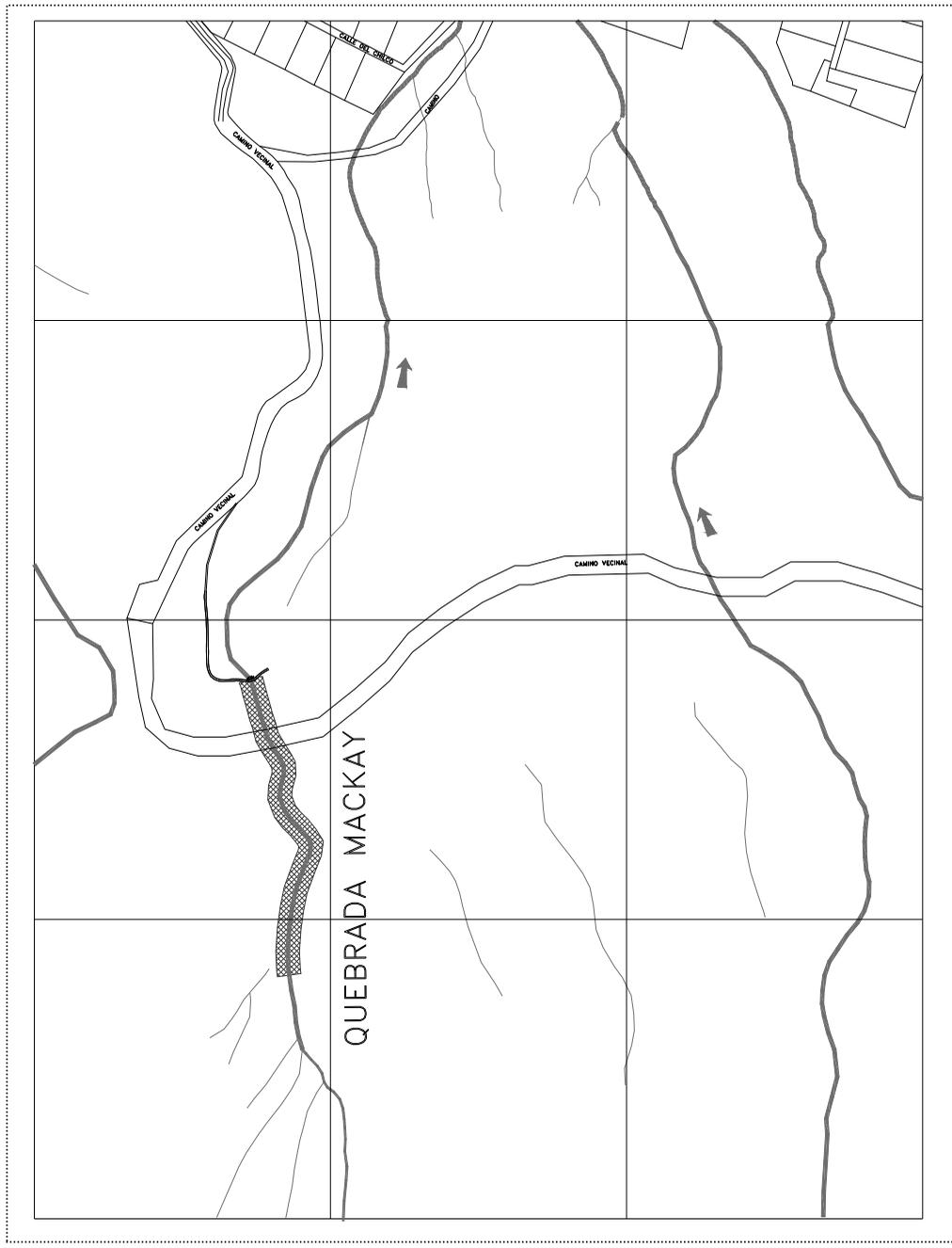


Figura A11.4: Zona de emplazamiento de muros transversales  
Fuente: [AC,2002] *Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas el Cerro Divisadero, Coyhaique.*

Anexo N°11

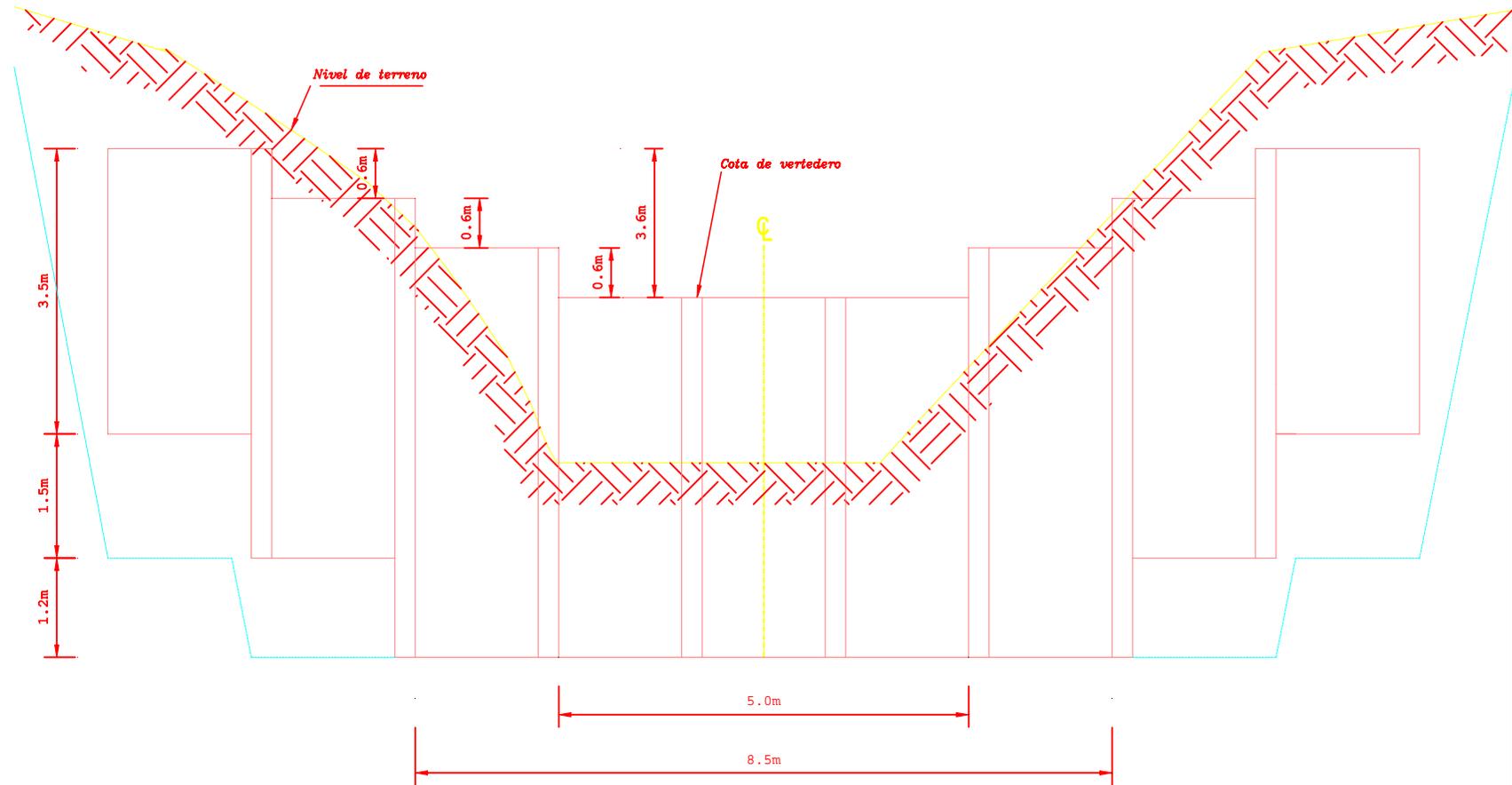


Figura All.5: Disposición de jaulas en el Muro de viguetas prefabricadas. Escala 1:50

Fuente: [AC,2002] Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas el Cerro Divisadero.

Anexo Nº11

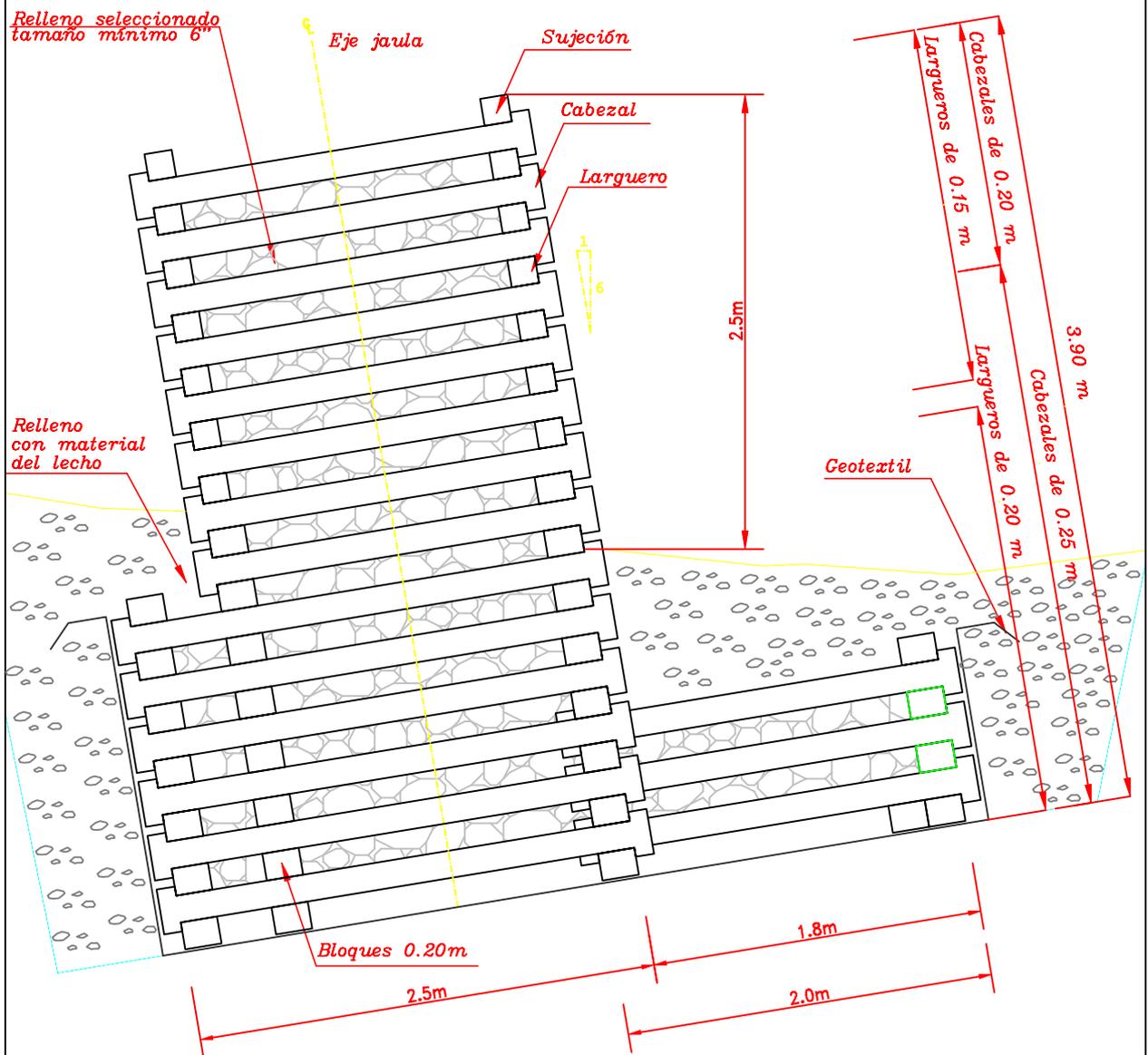


Figura All.6: Elevación Lateral Muro de viguetas prefabricadas. Escala 1:30

Fuente: [AC,2002] Diseño de Obras para Control Aluvional en el Cerro Divisadero.

Anexo N°11

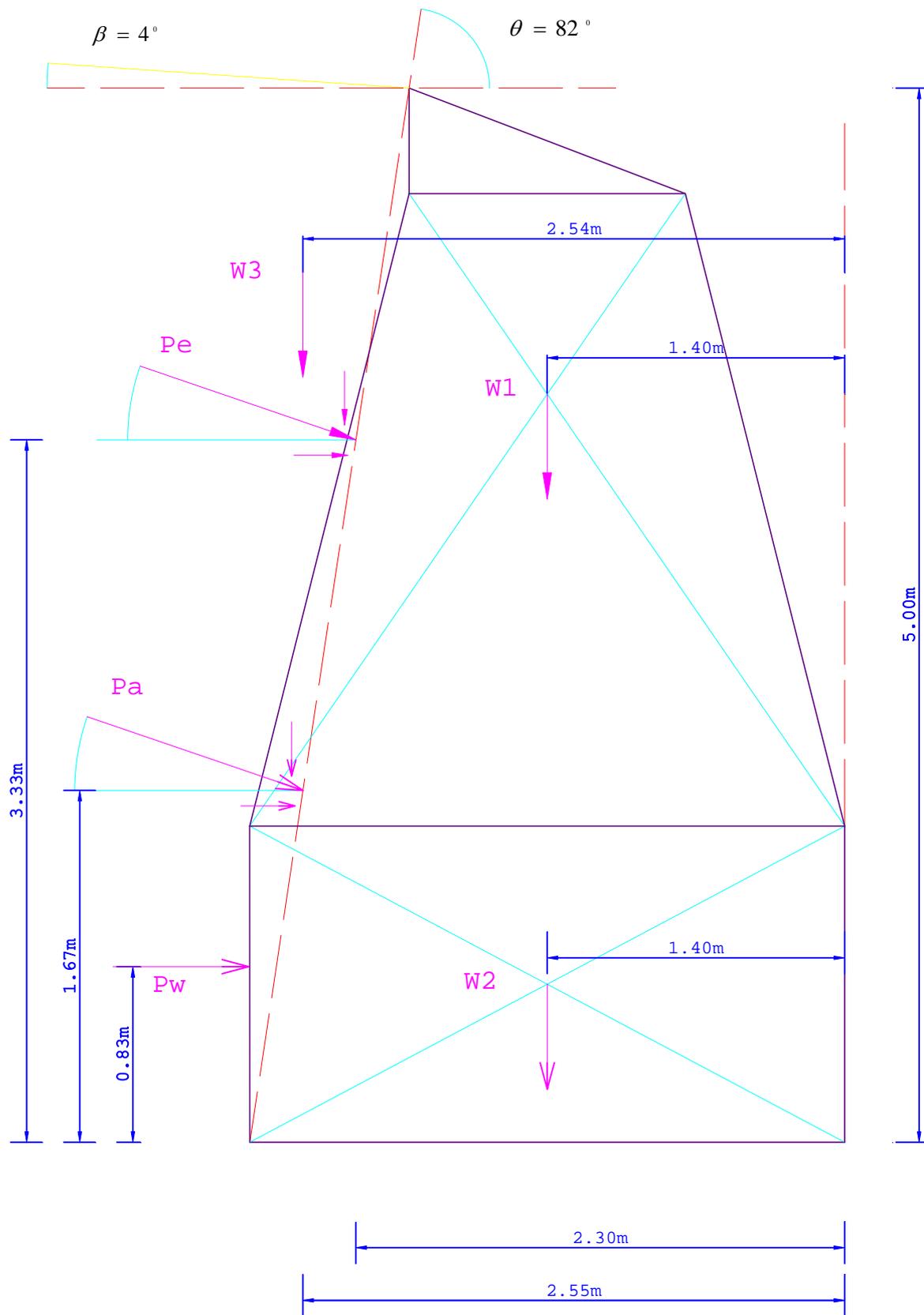


Figura A11.7: Diagrama de Empujes sobre Dique Mampostería en Trozas. Escala 1:25

Fuente: Propia (2005)

Anexo N°11

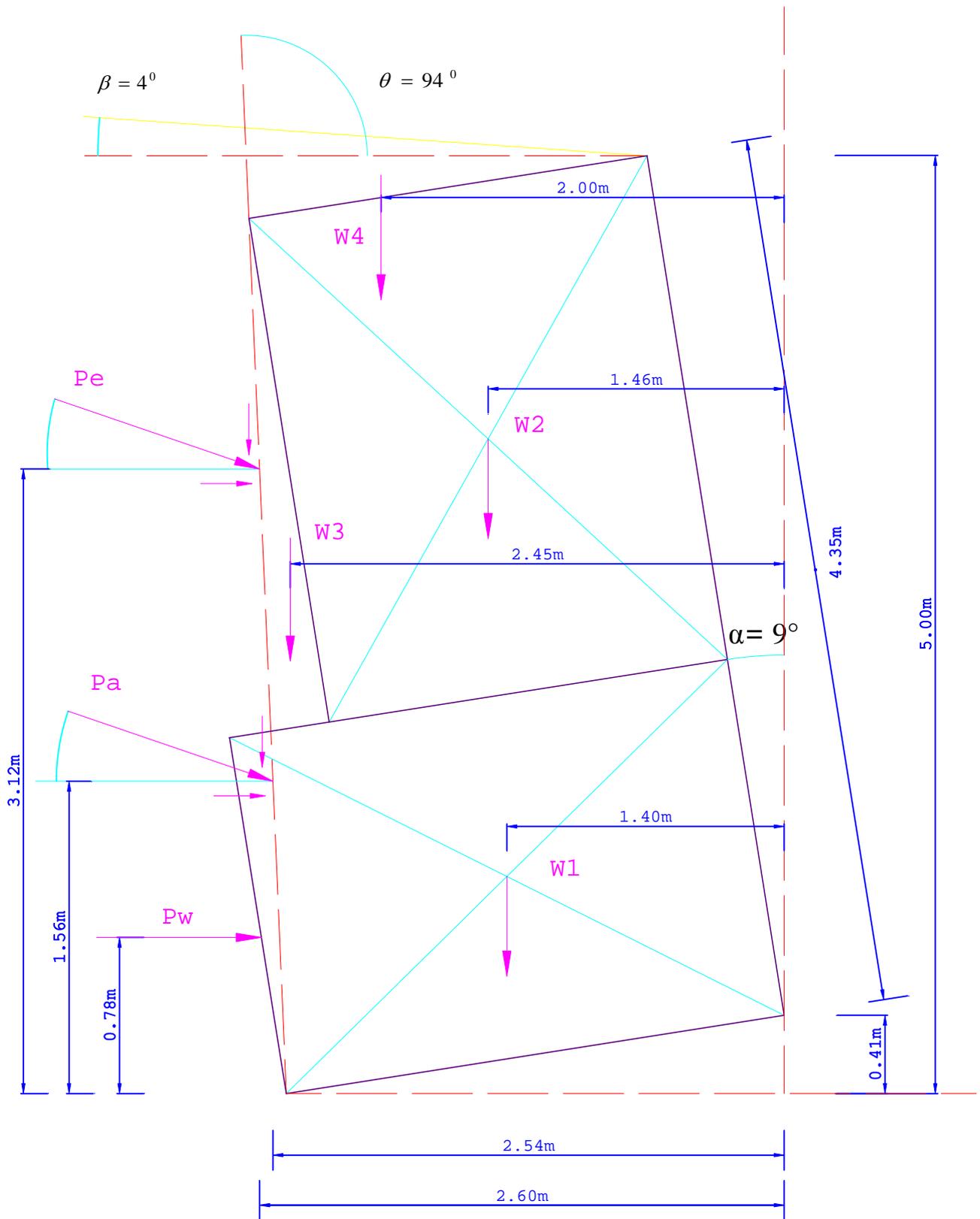


Figura A11.8: Diagrama de Empujes sobre Muro de Viguetas Prefabricadas. Escala 1:25

Fuente: [AC,2002] Diseño de Obras para el Control Aluvional en las Quebradas del

Cerro Divisadero.

## **Anexo N°12**

**Ablación** : Proceso de extracción de material, que constituye la primera de las tres fases de la erosión, siendo las otras dos el transporte y la sedimentación.

**Aluvional** : Proceso vinculado a los escurrimientos.

**Aterramiento**: Depósito de material aluvial provocado por los diques transversales de acuerdo a la pendiente de compensación.

**Antrópicas**: Originado por el hombre directa o indirectamente

**Bolones** : Roca de tamaño mediano inferior a los bloques y superior a las gravas,  $d > 70$  mm.

**Cárcavas**: Hoya o zanja que suelen hacer las avenidas de aguas.

**Carbonileum-Carbonileo**: Antiputrefactante Asfáltico. Recomendado para cualquier elemento de madera que deba ir enterrado, empotrado o apoyado en contacto directo con la humedad o expuesto a un ambiente agresivo.

**Cuenca de recepción**: Es la región alta de un torrente donde se concentra la casi totalidad de las precipitaciones y de ella proviene tanto el caudal líquido originado en las tormentas como también parte del caudal sólido.

**Cono de deyección**: Masa de arena y grava en forma semicónica depositada por un torrente que abandona un valle angosto intermontano.

**Detrítico** : Compuesto por detritos.

**Detrito** : Resultado de la descomposición de una masa sólida en partículas.

**Erosión de Fondo**: desgaste de la superficie terrestre por acción de aguas en escorrentía con sólidos.

## Anexo N°12

**Erosión Lineal:** Acción de profundización de los suelos por escorrentía de las aguas, dando origen a cárcavas.

**Escorrentía:** Escurrimiento del agua sobre la superficie del suelo o en los cauces.

**Estiaje** : Nivel más bajo o caudal mínimo que en ciertas épocas del año tienen las aguas de un río, estero, laguna, etc., por causa de la sequía.

**Garganta** : Sector intermedio de una cuenca torrencial, en el cual el área receptora se reduce y el curso se entalla en cajón estrecho, donde predomina el transporte del material por sobre la ablación y sedimentación.

**Gaviones** : Los gaviones son elementos con forma de paralelepípedo rectangular, fabricados con malla hexagonal en alambre de acero galvanizado o recubierto con una funda plástica y que se rellenan con piedras.

**Pendiente de compensación:** Es la pendiente que puede establecerse en el lecho de cauce torrencial, que no permite que se produzca erosión y obliga a las aguas a decantar el material de arrastre.

**Porteo** : Capacidad de traslado.

**Reología:** Parte de la mecánica que estudia la elasticidad, plasticidad y viscosidad de la materia.

**Tiempo de concentración:** Es el tiempo que tarda una gota de agua en llegar a la desembocadura de una cuenca, partiendo desde el punto más distante dentro de la misma cuenca.

**Tirante** : Distancia desde el fondo del canal a la superficie libre del agua.

**Umbral** : Punto o momento que indica el cambio de un proceso por otro.

## REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

### LIBRO

[CONAF-FAO,1974] Corporación Nacional Forestal - Organización de Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación,

L. Botero - P. Urmeneta y M. Zara.

*Proyecto de Corrección de Torrentes del Cerro Divisadero Coyhaique, XI Región.*

CORFO, Santiago Diciembre 1974.

[AC,2002] AC Ingenieros Consultores Ltda., Ayala y Cabrera.

*Diseño de Obras para el Control Aluvional en Quebradas del Cerro Divisadero.*

Santiago Agosto 2002.

[CONAF-UACH,1994] Corporación Nacional Forestal - Universidad Austral de Chile, A. Iroumé, R. Galoso y H. Palacios.

*Estudio y Formulación Plan de Desarrollo Cerro Divisadero.*

Facultad de Ciencias Forestales, Valdivia Octubre 1994.

[FAO,1988] Organización de Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, F. López.

*Corrección de Torrentes y Estabilización de Cauces.*

*Colección FAO: Fomento de Tierras y Aguas N°9.*

ONU, Roma 1988.

[FAO,1981] Organización de Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación.

*Terminología de Corrección de Torrentes: Francés, Alemán, Inglés, Español.*

ONU, Roma 1981.

[AC,1997] AC Ingenieros Consultores Ltda., Ayala y Cabrera.

*Estudio de Factibilidad para el Control Aluvional en las Quebradas del Cerro Divisadero, Coyhaique.*

Dirección de Riego, Coyhaique 1997.

[IMC,1994] Ilustre Municipalidad de Coyhaique.  
*Estudio del Nuevo Plan Regulador Comunal.*  
Coyhaique, 2004.

[AC,2003] AC Ingenieros Consultores Ltda., Ayala y Cabrera.  
*Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de Coyhaique, XI Región.*  
Santiago Octubre 2003

[MOP, 2001] Ministerio de Obras Públicas.  
*Manual de Carreteras, Volumen II-III.*  
Dirección de Vialidad, Santiago 2001.

[HAUSER,1994] Arturo Hauser  
*Evaluación de Riesgo en la Zona Urbana de Coyhaique, Región XI.*  
Servicio Nacional de Geología y Minería, Santiago - Chile.

[GARCIA-EYERBE,1962] José García Najera - José Eyerbe Valles.  
*Principios de Hidráulica Torrencial: su Aplicación a la Corrección de Torrentes, Control de Aludes.*  
Instituto Forestal de Investigación y Experiencia, Madrid 1962.

[BERRY-REID,1995] Peter L. Berry - David Reid.  
*Mecánica de Suelos.*  
McGraw-Hill Internacional, Colombia Febrero 1995.

[DAS,2001] Braja M. Das.  
*Principios de Ingeniería de Cimentaciones.*  
International Thomson Editores, 2001.

[Nch443 Of96] Instituto Nacional de Normalización INN Chile.  
*Norma Chilena Oficial. Diseño Sísmico de Edificios.*  
Instituto Nacional de Normalización, 1996.

[MERY,1997] Horacio Mery M.  
*Curso de Diseño de Obras Hidráulicas. Capítulos 1, 2 y 3.*  
Universidad de Chile, 1997.

[CHOW,1994] Ven Te Chow  
*Hidrológica de Canales Abiertos*  
McGraw-Hill Interamericana S.A. 1994

[FRENCH,1988] Richard H. French  
*Hidrológica de Canales Abiertos*  
McGraw-Hill 1988

#### **MANUALES**

[MACCAFERRI-INCHALAM] Gaviones Maccferri - Industrias Chilenas de Alambre S.A.

*Gaviones.*

Distribuido por PRODALAM S.A.

[ONDAC,2004 ] ONDAC

*Manual de la Construcción: Guía para la Comparación y Estudio de Costos de Construcción.*

Santiago, Mayo - Junio 2004.

#### **PAGINAS WEB**

[URL0] *Capítulo 3: Hidráulica aplicada al control de torrentes*  
<http://146.83.41.80/curso/hidrofor/contenidos/Control%20Torrentes%201.ppt> (Revisado 12 Noviembre de 2004).

[URL1] *Catálogo Inchalam, Gaviones*  
<http://www.inchalam.cl/docs/alambres.pdf>  
(Revisado 18 Marzo de 2005).

[URL2] *Manual de Proceso de Instalación de Gavión*  
<http://www.lemac.com.mx/versioningles/folletos/gavion-folleto.pdf> (Revisado 18 Enero de 2005).

[URL3] *Pequeñas Obras Hidráulicas. Roger Mattos*  
<http://www.unesco.org.uy/phi/libros/obrashidraul/indice.html> (Revisado 7 Febrero de 2005).

[URL4] *Presas de Retención*

[http://editorial.cda.ulpgc.es/construccion/4\\_paisaje/C43\\_Prevention/C43111.htm](http://editorial.cda.ulpgc.es/construccion/4_paisaje/C43_Prevention/C43111.htm) (Revisado 7 Febrero de 2005).

[URL5] *Comienza construcción de defensas aluvionales*

<http://www.mercurioantofagasta.cl/site/edic/20040418023838/pags/20040418025525.html> (Revisado 9 Marzo de 2005).

[URL6] *Vulnerabilidad de los Sistemas de Agua Potable frente a Deslizamientos*

<http://www.cepis.org.pe/bvsade/fulltext/vulnera/vulnera.html>  
(Revisado 14 Diciembre de 2004).

[URL7] *Manejo Integral de las cuencas hidrográficas en Chile*

[http://www.conama.cl/portal/1255/articles-27425\\_pres\\_conaf.pdf](http://www.conama.cl/portal/1255/articles-27425_pres_conaf.pdf)  
(Revisado 12 Diciembre de 2004).

[URL8] *Diccionario de la Real Lengua Española*

<http://buscon.rae.es/diccionario/drae.htm> (Revisado 02 Febrero 2005)

[URL9] *Prácticas Tradicionales de Conservación de Aguas y Suelo*

<http://eias.utralca.cl/Seminario/Exposiciones/12CSanguesa.pdf> (Revisado 06 de Diciembre 2004)

[URL10] *Tratamiento de Regulación de Flujos Hídricos en Cauces*

[http://eias.utralca.cl/informacion\\_tecnica/recopilacion1-5.PDF](http://eias.utralca.cl/informacion_tecnica/recopilacion1-5.PDF)  
(Revisado 16 de Marzo 2005)