



REPÚBLICA DE CHILE
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE OBRAS HIDRAULICAS

CONSULTORÍA PM-29

PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA.
MANEJO DE LOS CAUCES DE LOS RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ Y
SUS DESEMBOCADURAS. ARICA, 1ª REGIÓN.

BORRADOR INFORME FINAL

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA
VOLUMEN B - TEXTO

LUIS ARRAU DEL CANTO
INGENIERO CONSULTOR

CON LA ASESORÍA DE:



Asesoría en
Ingeniería Ambiental

Asesoría en
Ingeniería Marítima

Consultor Internacional
Juan Font y:



MANAGEMENT
ENGINEERING
ENVIRONMENT

ASISOR INTERNACIONAL

DICIEMBRE DE 2003

Maria Luisa Santander 0231, Providencia, Santiago
Fono 341 48 00 Fax 269 27 78 E-mail: ing.consultores@entelchile.net

**"PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA.
MANEJO DE LOS CAUCES DE LOS RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ Y
SUS DESEMBOCADURAS. ARICA, I REGIÓN"**

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN II - TEXTO

ÍNDICE

	Página
1. INTRODUCCIÓN AL ESTUDIO	1-1
2. OBJETIVOS DEL PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS	2-1
2.1 OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO	2-1
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2-1
3. DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	3-1
3.1 DESCRIPCIÓN DE LA CIUDAD DE ARICA	3-1
3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL CUENCA DEL RÍO LLUTA	3-5
3.3 DESCRIPCIÓN GENERAL CUENCA DEL RÍO SAN JOSÉ	3-7
4. RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES	4-1
4.1 ANTECEDENTES CARTOGRÁFICOS Y AEROFOTOGRAFÍAS	4-1
4.2 ANTECEDENTES GEOMORFOLÓGICOS	4-8
4.2.1 Río Lluta	4-9
4.2.2 Río San José	4-21
4.3 ANTECEDENTES HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	4-33
4.3.1 Río Lluta	4-33
4.3.2 Río San José	4-43
4.3.3 Quebrada de Acha	4-48
4.4 ANTECEDENTES DEL MATERIAL DEL CAUCE	4-49
4.4.1 Río Lluta	4-49
4.4.2 Río San José	4-51
4.5 ANÁLISIS DE ARTÍCULOS DE PRENSA	4-53
4.6 ANTECEDENTES DE EFECTOS PRODUCIDOS POR CRECIDAS EN EL ÁREA URBANO	4-64
4.6.1 Río Lluta	4-64
4.6.2 Río San José	4-66

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN II - TEXTO

ÍNDICE
(continuación)

	Página
4.7 ANTECEDENTES DE PROYECTOS PROPUESTOS EN EL ÁREA URBANO	4-77
4.7.1 Río San José	4-77
5. INSTITUCIONES QUE INTERVIENEN EN EL CAUCE Y DESEMBOCADURA	5-1
5.1 INTRODUCCIÓN	5-1
5.2 LEGISLACIÓN E INSTITUCIONALIDAD. REFERENTE A CAUCES EVACUADORES DE AGUAS LLUVIAS	5-1
6. RECONOCIMIENTO DE TERRENO	6-1
6.1 CIUDAD DE ARICA	6-1
6.2 CAUCES NATURALES URBANOS	6-5
6.2.1 Río Lluta	6-9
6.2.1.1 Introducción	6-9
6.2.1.2 Geología y Geomorfología del Río	6-10
6.2.1.3 Características Generales de los Problemas del Área de Estudio	6-11
6.2.1.4 Características Generales de los Suelos Agrícolas	6-11
6.2.1.5 Caracterización del río Lluta en el Tramo Urbano	6-11
6.2.2 Río San José	6-13
6.2.2.1 Introducción	6-13
6.2.2.2 Geología y Geomorfología del Río	6-14
6.2.2.3 Características Generales de los Problemas del Área de Estudio	6-15
6.2.2.4 Caracterización del río San José en el Tramo Urbano	6-15
7. TRABAJOS DE TERRENO	7-1
7.1 TOPOGRAFÍA PARA EL PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS	7-1
7.1.1 Introducción	7-1
7.1.2 Levantamiento río Lluta	7-3
7.1.3 Levantamiento río San José	7-4
7.1.4 Levantamiento Quebrada de Acha	7-4
7.2 CATASTRO DE SUMIDEROS	7-5
7.3 CALICATAS EN RÍOS	7-20

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN II - TEXTO

ÍNDICE (continuación)

	Página
8. ESTUDIO HIDROLÓGICO	8-1
8.1 GENERALIDADES.....	8-1
8.2 ANTECEDENTES PLUVIOMÉTRICOS Y FLUVIOMÉTRICOS.....	8-2
8.3 ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN LA CIUDAD DE ARICA.....	8-3
8.3.1 Objetivo.....	8-3
8.3.2 Antecedentes Generales.....	8-3
8.3.3 Precipitaciones Máximas Diarias.....	8-3
8.3.4 Caudal Aportante.....	8-15
8.3.5 Recurrencia anual de las lluvias.....	8-22
8.3.6 Comentarios.....	8-24
8.4 ANÁLISIS HIDROLÓGICO RÍO LLUTA Y SAN JOSÉ.....	8-26
8.4.1 Objetivo.....	8-26
8.4.2 Antecedentes Fluviométricos.....	8-26
8.4.3 Río Lluta.....	8-28
8.4.4 Río San José.....	8-40
8.4.5 Quebrada de Acha.....	8-46
8.4.6 Caudales de diseño.....	8-48
8.4.7 Comentarios finales.....	8-49
9. IDENTIFICACIÓN DEL PATRÓN DE DRENAJE	9-1
10. HIDRÁULICA FLUVIAL	2-1
10.1 INTRODUCCIÓN.....	10-1
10.2 MÉTODO DE MODELACIÓN.....	10-1
10.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS EN EL RÍO LLUTA.....	10-14
10.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS EN EL RÍO SAN JOSÉ Y QUEBRADA DE ACHA.....	10-18
10.5 DIAGNÓSTICO DE LOS CAUCES.....	10-24
10.5.1 Río Lluta.....	10-24
10.5.2 Río San José.....	10-27

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN II - TEXTO

ÍNDICE (continuación)

	Página
11. MECÁNICA FLUVIAL SECTOR URBANO	11-1
11.1 INFORMACIÓN DISPONIBLE	11-2
11.1.1 Topografía	11-2
11.1.2 Granulometría	11-2
11.1.3 Hidrología de Crecidas	11-4
11.1.4 Hidráulica	11-4
11.2 SECTORIZACIÓN DE LOS CAUCES	11-4
11.3 CAPACIDAD DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	11-7
11.3.1 Metodología	11-7
11.3.2 Cálculos y Resultados	11-12
11.3.3 Discusión de Resultados	11-21
11.4 SOCAVACIÓN GENERALIZADA DEL LECHO	11-22
11.4.1 Metodología	11-23
11.4.2 Cálculos y Resultados	11-24
11.4.3 Conclusiones	11-26
11.5 SOCAVACIÓN LOCAL	11-28
11.5.1 Socavación al Pie de Pilas	11-28
11.5.2 Socavación al Pie de Estribos	11-33
11.5.3 Socavación al Pie de Umbrales	11-36
12. RESUMEN DE DIAGNÓSTICO	12-1
13. DEFINICIÓN DE LAS VÍAS PRINCIPALES DE ESCURRIMIENTO	13-1
13.1 INTRODUCCIÓN	13-1
13.2 DESCRIPCIÓN DE LAS VÍAS PRINCIPALES DE ESCURRIMEINTO	13-2
13.2.1 Cauces Naturales	13-2
13.2.2 Avenidas y Calles	13-3
13.2.3 Listado de Vías de Escurrimiento	13-6
14. PROPOSICIÓN Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	14-1
14.1 ANÁLISIS CONCEPTUAL DE LAS ALTERNATIVAS	14-2
14.1.1 Alternativas para Solucionar Problemas Producto de las Aguas Lluvias sobre la ciudad	14-2
14.1.2 Alternativas para Solucionar Problemas Producto de las crecidas de los cauces	14-6

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN II - TEXTO

ÍNDICE (continuación)

	Página
14.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS EVALUADAS	14-15
14.3 VERIFICACIÓN, DIMENSIONAMIENTO Y COSTEO DE LAS ALTERNATIVAS.....	14-36
14.3.1 Obras de Drenaje Urbano.....	14-36
14.3.2 Obras de Intervención de los Cauces	14-42
15. DEFINICIÓN DE LA RED PRIMARIA	15-1
15.1 DEFINICIÓN	15-1
15.2 DESCRIPCIÓN DE LA RED PRIMARIA.....	15-1
15.2.1 Obras Existentes	15-2
15.2.2 Obras Proyectadas	15-4
15.3 COSTO DE INVERSIÓN DE LA RED PRIMARIA	15-6
15.4 COSTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	15-7
15.4.1 Obras Existentes	15-7
15.4.2 Obras Proyectadas	15-8
16. MEDIDAS NO ESTRUCTURALES	16-1
16.1 INFORMACIÓN Y EDUCACIÓN	16-1
16.2 CUIDADO DEL SISTEMA DE EVACUACIÓN Y DRENAJE DE LAS AGUAS LLUVIAS	16-1
16.2.1 Mantenimiento Preventiva	16-2
16.2.2 Control de Depósitos y Descargas ilícitas	16-2
16.3 REGLAMENTACIÓN Y CONTROL DEL USO DE SUELO.....	16-3
16.3.1 Reglamentación.....	16-3
16.3.2 Uso de Suelo	16-4
16.4 RECOMENDACIÓN ESPECIAL PARA DESEMBOCADURA DEL RÍO LLUTA.....	16-4
16.5 ALERTA Y RESPUESTA ANTE INUNDACIONES	16-5
16.5.1 Sistema de Predicción de Inundaciones	16-5
16.5.2 Medidas de Alerta y Evacuación	16-5
17. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	17-1
17.1 CONCLUSIONES.....	17-1
17.2 RECOMENDACIONES	17-6
18. INDICE DE CUADROS Y FIGURAS	18-1

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN III - ANEXOS

ÍNDICE

Página

ANEXOS

ANEXO 1	Estudio de Análisis Ambiental Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica
ANEXO 4.5	Recopilación Periodística
ANEXO 6.2.1	Fichas de Reconocimiento Río Lluta
ANEXO 6.2.2	Fichas de Reconocimiento Río San José
ANEXO 7.1-1	Equipos Topográficos
ANEXO 7.1-2	Registro de Puntos de Referencia, Estaciones Auxiliares
ANEXO 7.1-3	Coordenadas de Monolitos
ANEXO 7.2	Catastro de Sumideros
ANEXO 7.3	Resultado Clasificación Calicatas en Ríos
ANEXO 8.2-1	Estadística Pluviométrica
ANEXO 8.2-2	Estadística Fluviométrica
ANEXO 8.4-1	Presentación de la Dirección General de Aguas Crecidas Río Lluta, Febrero 2001
ANEXO 8.4-2	Análisis Crítico al Cálculo de la Crecida del Río Lluta de Febrero 2001, realizado por la DGA, MOP
ANEXO 9	Minuta de Evento, Lunes 17 de marzo de 2003
ANEXO 10.3	Cuadros Eje Hidráulico Río Lluta
ANEXO 10.4	Cuadros Eje Hidráulico Río San José y Quebrada de Acha
ANEXO 11.3-1	Cálculo de Transporte Sólido, Río Lluta
ANEXO 11.3-2	Cálculo de Transporte Sólido, Río San José y Quebrada de Acha
ANEXO 11.4-1	Cálculo de Socavación General, Río Lluta
ANEXO 11.4-2	Cálculo de Socavación General, Río San José y Quebrada de Acha
ANEXO 11.5-1	Cálculo de Socavación Local en Pilas
ANEXO 11.5-2	Cálculo de Socavación Local en Estribos
ANEXO 11.5-3	Cálculo de Socavación Local en Pie de Umbrales
ANEXO 14.2	Antecedentes Técnicos de Materiales Considerados
ANEXO 14.3-1	Eje Hidráulico Río Lluta con Alternativa de Encauzamiento con Pretil ($Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$)
ANEXO 14.3-2	Eje Hidráulico Río San José con Alternativas de Mejoramiento ($Q=320 \text{ m}^3/\text{s}$)
ANEXO 14.3-3	Eje Hidráulico Quebrada de Acha con Alternativa de Encauzamiento en Ribera Derecha ($Q=75 \text{ m}^3/\text{s}$)
ANEXO 16	Publicación en Diario La Estrella (Proyecto Comercial)

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN IV - PLANOS

ÍNDICE

PLANOS

1. Plano General del Estudio (1:250.000)
2. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 1/7
3. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 2/7
4. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 3/7
5. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 4/7
6. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 5/7
7. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 6/7
8. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 7/7
9. Puentes Río Lluta. Sector Urbano
10. Puentes Río San José. Sector Urbano
11. Zona de Inundación Análisis de Prensa y Recopilación de Antecedentes (1:10.000) - 1/2
12. Zona de Inundación Análisis de Prensa y Recopilación de Antecedentes (1:10.000) - 2/2
13. Planta Zona de Inundación Río Lluta Sector Urbano (1:2.000) - 1/2
14. Planta Zona de Inundación Río Lluta Sector Urbano (1:2.000) - 2/2
15. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano - 1/3
16. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano - 2/3
17. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano - 3/3
18. Perfil Longitudinal Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano
19. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano (1:2.000) - 1/4
20. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano (1:2.000) - 2/4
21. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano (1:2.000) - 3/4
22. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano (1:2.000) - 4/4
23. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 1/4
24. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 2/4
25. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 3/4
26. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 4/4
27. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Quebrada de Acha. Sector Urbano.
28. Perfil Longitudinal Eje Hidráulico Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN IV - PLANOS

ÍNDICE

(continuación)

29. Patrón de Drenaje, Ciudad de Arica (1:10.000) - 1/3
30. Patrón de Drenaje, Ciudad de Arica (1:10.000) - 2/3
31. Patrón de Drenaje, Ciudad de Arica (1:10.000) - 3/3
32. Diagnóstico Infraestructura Existente (1:10.000) - 1/3
33. Diagnóstico Infraestructura Existente (1:10.000) - 2/3
34. Diagnóstico Infraestructura Existente (1:10.000) - 3/3
35. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 1/6
36. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 2/6
37. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 3/6
38. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 4/6
39. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 5/6
40. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 6/6
41. Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias, Ciudad de Arica (1:10.000) - 1/2
42. Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias, Ciudad de Arica (1:10.000) - 2/2

CONSULTORÍA PM-29

"PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA. MANEJO DE LOS CAUCES DE LOS RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ Y SUS DESEMBOCADURAS. ARICA, I REGIÓN"

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN III - ANEXOS

ÍNDICE

Página

ANEXOS

ANEXO 1	Estudio de Análisis Ambiental Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica
ANEXO 4.5	Recopilación Periodística
ANEXO 6.2.1	Fichas de Reconocimiento Río Lluta
ANEXO 6.2.2	Fichas de Reconocimiento Río San José
ANEXO 7.1-1	Equipos Topográficos
ANEXO 7.1-2	Registro de Puntos de Referencia, Estaciones Auxiliares
ANEXO 7.1-3	Coordenadas de Monolitos
ANEXO 7.2	Catastro de Sumideros
ANEXO 7.3	Resultado Clasificación Calicatas en Ríos
ANEXO 8.2-1	Estadística Pluviométrica
ANEXO 8.2-2	Estadística Fluviométrica
ANEXO 8.4-1	Presentación de la Dirección General de Aguas Crecidas Río Lluta: Febrero 2001
ANEXO 8.4-2	Análisis Crítico al Cálculo de la Crecida del Río Lluta de Febrero 2001, realizado por la DGA, MOP
ANEXO 9	Minuta de Evento. Lunes 17 de marzo de 2003
ANEXO 10.3	Cuadros Eje Hidráulico Río Lluta
ANEXO 10.4	Cuadros Eje Hidráulico Río San José y Quebrada de Acha
ANEXO 11.3-1	Cálculo de Transporte Sólido. Río Lluta
ANEXO 11.3-2	Cálculo de Transporte Sólido. Río San José y Quebrada de Acha
ANEXO 11.4-1	Cálculo de Socavación General. Río Lluta
ANEXO 11.4-2	Cálculo de Socavación General. Río San José y Quebrada de Acha
ANEXO 11.5-1	Cálculo de Socavación Local en Pilas
ANEXO 11.5-2	Cálculo de Socavación Local en Estribos
ANEXO 11.5-3	Cálculo de Socavación Local en Pie de Umbrales
ANEXO 14.2	Antecedentes Técnicos de Materiales Considerados
ANEXO 14.3-1	Eje Hidráulico Río Lluta con Alternativa de Encauzamiento con Pretíl ($Q=600 \text{ m}^3/\text{s}$)

- ANEXO 14.3-2 Eje Hidráulico Río San José con Alternativas de Mejoramiento ($Q=320$ m^3/s)
- ANEXO 14.3-3 Eje Hidráulico Quebrada de Acha con Alternativa de Encauzamiento en Ribera Derecha ($Q=75$ m^3/s)
- ANEXO 16 Publicación en Diario La Estrella (Proyecto Comercial)

CONSULTORÍA PM-29

"PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA. MANEJO DE LOS CAUCES DE LOS RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ Y SUS DESEMBOCADURAS. ARICA, I REGIÓN"

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN IV - PLANOS

ÍNDICE

PLANOS

1. Plano General del Estudio (1:250.000)
2. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 1/7
3. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 2/7
4. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 3/7
5. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 4/7
6. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 5/7
7. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 6/7
8. Catastro e Infraestructura Existente (1:5.000) - 7/7
9. Puentes Río Lluta, Sector Urbano
10. Puentes Río San José, Sector Urbano
11. Zona de Inundación Análisis de Prensa y Recopilación de Antecedentes (1:10.000) - 1/2
12. Zona de Inundación Análisis de Prensa y Recopilación de Antecedentes (1:10.000) - 2/2
13. Planta Zona de Inundación Río Lluta Sector Urbano (1:2.000) - 1/2
14. Planta Zona de Inundación Río Lluta Sector Urbano (1:2.000) - 2/2
15. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano - 1/3
16. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano - 2/3
17. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano - 3/3
18. Perfil Longitudinal Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano
19. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha, Sector Urbano (1:2.000) - 1/4
20. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha, Sector Urbano (1:2.000) - 2/4
21. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha, Sector Urbano (1:2.000) - 3/4
22. Planta Zona de Inundación Río San José y Quebrada de Acha, Sector Urbano (1:2.000) - 4/4
23. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José, Sector Urbano - 1/4

TOMO 2 : PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIAS DE ARICA

VOLUMEN IV - PLANOS

ÍNDICE

(continuación)

24. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 2/4
25. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 3/4
26. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río San José. Sector Urbano - 4/4
27. Perfiles Transversales Eje Hidráulico Quebrada de Acha. Sector Urbano.
28. Perfil Longitudinal Eje Hidráulico Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano
29. Patrón de Drenaje, Ciudad de Arica (1:10.000) - 1/3
30. Patrón de Drenaje, Ciudad de Arica (1:10.000) - 2/3
31. Patrón de Drenaje, Ciudad de Arica (1:10.000) - 3/3
32. Diagnóstico Infraestructura Existente (1:10.000) - 1/3
33. Diagnóstico Infraestructura Existente (1:10.000) - 2/3
34. Diagnóstico Infraestructura Existente (1:10.000) - 3/3
35. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 1/6
36. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 2/6
37. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 3/6
38. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 4/6
39. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 5/6
40. Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución (1:5.000) - 6/6
41. Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias, Ciudad de Arica (1:10.000) - 1/2
42. Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias, Ciudad de Arica (1:10.000) - 2/2

LISTADO DE CUADROS

CUADRO 4.2-1	Zonificación Geomorfológica.....	4-15
CUADRO 4.3-1	Coeficiente de Rugosidad en Distintos Puntos del Río Lluta.....	4-38
CUADRO 4.3-2	Tipo de Escurrimiento.....	4-38
CUADRO 4.3-3	Caudales de Diseño.....	4-39
CUADRO 4.3-4	Socavación en Estribos.....	4-40
CUADRO 4.3-5	Gasto Sólido en Varios Tramos del Río Lluta.....	4-41
CUADRO 4.3-6	Caudales Máximos Río San José.....	4-44
CUADRO 4.3-7	Caudales Máximos del Río San José y la Quebrada de Acha.....	4-47
CUADRO 4.3-8	Hidrograma de Crecida de la Quebrada de Acha.....	4-48
CUADRO 4.4-1	Curva Granulométrica.....	4-50
CUADRO 4.4-2	Antecedentes Granulométricos.....	4-50
CUADRO 4.4-3	Resumen Resultados Calicatas en Río San José.....	4-51
CUADRO 4.4-4	Antecedentes Granulométricos en Quebrada de Acha.....	4-52
CUADRO 4.6-1	Cuadro resumen Sobre Probabilidades de Inundación.....	4-66
CUADRO 4.6-2	Caudales y Daños.....	4-67
CUADRO 4.6-3	Inundaciones y Aluviones que han afectado a la cuenca del río San José en el presente siglo.....	4-72
CUADRO 4.6-4	Daños asociados a la crecida de enero de 1973.....	4-73
CUADRO 4.7-1	Proposición preliminar de obras de defensa.....	4-83
CUADRO 4.7-2	Listado de Obras en el Cauce del Río San José.....	4-84
CUADRO 6.2-1	Definición Tramos en Río Lluta Sector Urbano.....	6-13
CUADRO 6.2-2	Sectorización en Río Lluta Sector Urbano.....	6-13
CUADRO 6.2-3	Definición Tramos en Río San José Sector Urbano.....	6-17
CUADRO 6.2-4	Sectorización en Río San José Sector Urbano.....	6-17
CUADRO 8-1	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS.....	8-2
CUADRO 8-2	ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS.....	8-2
CUADRO 8-3	TEMPERATURAS Y PRECIPITACIONES MEDIAS EN ARICA.....	8-3
CUADRO 8-4	ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA ARICA OFICINA DATOS NO NULOS.....	8-7
CUADRO 8-5	ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA ARICA CHACALLUTA DATOS NO NULOS.....	8-8
CUADRO 8-6	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS. ARICA.....	8-9
CUADRO 8-7	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS. ARICA OFICINA.....	8-9
CUADRO 8-8	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS. ARICA CHACALLUTA.....	8-9
CUADRO 8-9	ANÁLISIS DE FRECUENCIA CORREGIDO ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA: ARICA OFICINA.....	8-10
CUADRO 8-10	ANÁLISIS DE FRECUENCIA CORREGIDO ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA: ARICA CHACALLUTA.....	8-10
CUADRO 8-11	INTENSIDAD DE LA PRECIPITACIÓN PARA DIFERENTES DURACIONES.....	8-18
CUADRO 8-12	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TORMENTA DE 3 HORAS MORGALI Y LINSLEY.....	8-19
CUADRO 8-13	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SCS (1975).....	8-20
CUADRO 8-14	CAUDALES FÓRMULA RACIONAL TORMENTA DE DISEÑO DE 3 HORAS DE DURACIÓN.....	8-21
CUADRO 8-15	CAUDALES FÓRMULA RACIONAL TORMENTA DE DISEÑO DE 4 HORAS DE DURACIÓN.....	8-21
CUADRO 8-16	NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIONES ESTACIÓN ARICA OFICINA.....	8-22
CUADRO 8-17	NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIONES ESTACIÓN ARICA	

	OFICINA	8-23
CUADRO 8-18	NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIONES ESTACIÓN ARICA OFICINA	8-24
CUADRO 8-19	ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS	8-26
CUADRO 8-20	ANÁLISIS DE FRECUENCIA ESTACIÓN LLUTA EN PANAMERICANA	8-32
CUADRO 8-21	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO LLUTA EN PANAMERICANA	8-33
CUADRO 8-22	ANÁLISIS DE FRECUENCIA ESTACIÓN LLUTA EN TOCONTASI	8-36
CUADRO 8-23	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO LLUTA EN TOCONTASI	8-37
CUADRO 8-24	RELLENO ESTADÍSTICAS RÍO SAN JOSÉ	8-41
CUADRO 8-25	ANÁLISIS DE FRECUENCIA RÍO SAN JOSÉ	8-43
CUADRO 8-26	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO RÍO SAN JOSÉ	8-43
CUADRO 8-27	CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO QUEBRADA DE ACHA	8-48
CUADRO 8-28	CAUDALES DE DISEÑO	8-48
CUADRO 8-29	CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS HIDROGRAMA UNITARIO RÍO LLUTA BAJO SOCOROMA	8-49
CUADRO 10.2-1	VALORES RECOMENDADOS POR MÉTODO DE COWAN	10-10
CUADRO 10.2-2	RESUMEN CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE PRINCIPAL DEL RÍO LLUTA	10-11
CUADRO 10.2-3	VALORES RECOMENDADOS POR MÉTODO DE COWAN	10-11
CUADRO 10.2-4	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD EN CAUCE PRINCIPAL RÍO LLUTA - TRAMO URBANO	10-11
CUADRO 10.2-5	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DEFINITIVOS EN CAJA PRINCIPAL Y PLANICIES DE INUNDACIÓN RÍO LLUTA	10-12
CUADRO 10.2-6	RESUMEN CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE PRINCIPAL DEL RÍO SAN JOSE	10-12
CUADRO 10.2-7	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD EN CAUCE PRINCIPAL RÍO SAN JOSÉ - TRAMO URBANO	10-13
CUADRO 10.2-8	COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DEFINITIVOS EN CAJA PRINCIPAL Y PLANICIES DE INUNDACIÓN RÍO SAN JOSÉ	10-14
CUADRO 10.3-1	RESUMEN CAPACIDAD PUENTES CONSIDERANDO CRITERIO DE REVANCHA RÍO LLUTA	10-16

CUADRO 10.4-1

RESUMEN CAPACIDAD PUENTES CONSIDERANDO CRITERIO DE REVANCHA RÍO SAN JOSÉ 10-22

LISTADO DE GRÁFICOS

GRÁFICO 8-1	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN GUMBEL. ESTACIÓN ARICA OFICINA	8-11
GRÁFICO 8-2	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL. ESTACIÓN ARICA OFICINA	8-12
GRÁFICO 8-3	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN GUMBEL. ESTACIÓN ARICA CHACALLUTA	8-13
GRÁFICO 8-4	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL. ESTACIÓN ARICA CHACALLUTA	8-14
GRÁFICO 8-5	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN GUMBEL. RÍO LLUTA EN PANAMERICANA	8-34
GRÁFICO 8-6	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL. RÍO LLUTA EN PANAMERICANA	8-35

GRÁFICO 8-7	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN GUMBEL. RÍO LLUTA EN TOCONTASI	8-38
GRÁFICO 8-8	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL. RÍO LLUTA EN TOCONTASI	8-39
GRÁFICO 8-9	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN GUMBEL. RÍO SAN JOSE	8-44
GRÁFICO 8-10	ANÁLISIS DE FRECUENCIA DISTRIBUCIÓN LOG NORMAL. RÍO SAN JOSE	8-45
GRÁFICO 8-11	RÍO LLUTA CURVA REGISTRO HISTÓRICO CURVAS H.U. GENERADAS PARA ESTUDIO DE EMBALSES VALLE LLUTA Y AZAPA, INGENDESA	8-51
GRÁFICO 10.3-1	ALTURA PROMEDIO POR TRAMO. RÍO LLUTA	10-17
GRÁFICO 10.3-2	VELOCIDAD PROMEDIO POR TRAMO. RÍO LLUTA	10-17
GRÁFICO 10.3-3	NÚMERO DE FROUDE PROMEDIO POR TRAMO. RÍO LLUTA	10-18
GRÁFICO 10.4-1	ALTURA PROMEDIO POR TRAMO. RÍO SAN JOSE	10-22
GRÁFICO 10.4-2	VELOCIDAD PROMEDIO POR TRAMO. RÍO SAN JOSE	10-23
GRÁFICO 10.4-3	NÚMERO DE FROUDE PROMEDIO POR TRAMO. RÍO SAN JOSE ..	10-23

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 3-1	UBICACIÓN ZONA DE ESTUDIO.....	3-1
FIGURA 4.1-1	LEVANTAMIENTO ZONA URBANA Y FUTURA DE ARICA. DISTRIBUCIÓN DE LÁMINAS.....	4-5
FIGURA 4.1-2	UBICACIÓN DE LÁMINAS. LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMÉTRICO RÍO LLUTA.....	4-6
FIGURA 4.1-3	UBICACIÓN DE LÁMINAS. LEVANTAMIENTO AEROFOTOGRAMÉTRICO RÍO SAN JOSÉ.....	4-7
FIGURA 4.2-1	ESQUEMA GEOMORFOLÓGICO I REGIÓN TARAPACÁ.....	4-12
FIGURA 4.2-2	GEOMORFOLOGÍA DEL RÍO LLUTA.....	4-19
FIGURA 4.2-3	PERFIL ESQUEMÁTICO POR EL VALLE DE AZAPA EN LAS MAITAS.....	4-23
FIGURA 4.2-4	PERFIL HIDROGEOLÓGICO ARICA.....	4-24
FIGURA 4.2-5	GEOMORFOLOGÍA DEL RÍO SAN JOSE.....	4-31
FIGURA 4.3-1	UBICACIÓN DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS Y FLUVIOMÉTRICAS.....	4-34
FIGURA 4.7-1	UBICACIÓN DE PROYECTOS PROPUESTOS.....	4-78
FIGURA 6.2-1	DEFINICIÓN DE TRAMOS. RECONOCIMIENTO RÍO LLUTA SECTOR URBANO.....	6-12
FIGURA 6.2-2	DEFINICIÓN DE TRAMOS. RECONOCIMIENTO RÍO SAN JOSE SECTOR URBANO.....	6-16
FIGURA 7.2-1	UBICACIÓN DE SUMIDEROS EN CIUDAD DE ARICA. DISTRIBUCIÓN DE LÁMINAS.....	7-6
FIGURA 7.2-2	UBICACIÓN DE SUMIDEROS EN CIUDAD DE ARICA. LAMINA 1/5. SECTOR PLAYA CHINCHORRO.....	7-7
FIGURA 7.2-3	UBICACIÓN DE SUMIDEROS EN CIUDAD DE ARICA. LAMINA 2/5. SECTOR CENTRO.....	7-9
FIGURA 7.2-4	UBICACIÓN DE SUMIDEROS EN CIUDAD DE ARICA. LAMINA 3/5. SECTOR CAMINO EL MORRO.....	7-11
FIGURA 7.2-5	UBICACIÓN DE SUMIDEROS EN CIUDAD DE ARICA. LAMINA 4/5. SECTOR ESTADIO CARLOS DITTBORN.....	7-13
FIGURA 7.2-6	UBICACIÓN DE SUMIDEROS EN CIUDAD DE ARICA. LAMINA 5/5. SECTOR D. PORTALES - TUCAPEL.....	7-15
FIGURA 7.2-7	NOMENCLATURA EMPLEADA EN CATASTRO DE SUMIDEROS.....	7-17
FIGURA 7.3-1	UBICACIÓN Y ESTRATIGRAFÍA DE LAS DE CALICATAS EN RÍO LLUTA.....	7-21
FIGURA 7.3-2	UBICACIÓN Y ESTRATIGRAFÍA DE LAS CALICATAS EN RÍO SAN JOSE.....	7-23
FIGURA 8-1	ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS.....	8-4
FIGURA 8-2	TRAZADO DE SUBCUENCAS URBANAS.....	8-16
FIGURA 8-3	ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS.....	8-27
FIGURA 9-1	SECTORES DE DRENAJE DE LA CIUDAD DE ARICA.....	9-3
FIGURA 1-2	SECTORES CON PROBLEMAS DE INUNDACIÓN EN LA CIUDAD DE ARICA.....	9-5
FIGURA 10.2-2	PUENTE CON FLUJO A PRESION TIPO COMPUERTA CON APERTURA INFERIOR.....	10-6
FIGURA 10.2-3	PUENTE CON FLUJO A PRESION COMPLETAMENTE SUMERGIDO.....	10-7
FIGURA 10.2-4	PUENTE CON FLUJO TIPO VERTEDERO.....	10-8

LISTADO DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 3.1-1	SÍMBOLOS IMPORTANTES DE LA CIUDAD DE ARICA.....	3-2
FOTOGRAFÍA 3.1-2	DISTINTOS SECTORES DE LA CIUDAD DE ARICA	3-3
FOTOGRAFÍA 6.1-1	VISTA AÉREA DE LA CIUDAD DE ARICA EL AÑO 1958.....	6-2
FOTOGRAFÍA 6.1-2	VISTA DE CALLE EN SECTOR CÉNTRICO (Colón con 18 de Septiembre).....	6-3
FOTOGRAFÍA 6.1-3	VISTA DE CALLE EN SECTOR CÉNTRICO (Colón hacia El Morro).....	6-3
FOTOGRAFÍA 6.1-4	AREA RESIDENCIAL CERCA DEL ESTADIO C. DITTBORN	6-4
FOTOGRAFÍA 6.1-5	SECTOR RESIDENCIAL ENTORNO A BARRIO INDUSTRIAL.....	6-4
FOTOGRAFÍA 7.2-1	SUMIDERO HORIZONTAL	7-18
FOTOGRAFÍA 7.2-2	SUMIDERO EMBANCADO	7-18
FOTOGRAFÍA 10.5.1-1	SECCION DE TERMINO DE LA ZONA PROTEGIDA CON TETRAPODOS	10-25
FOTOGRAFÍA 10.5.1-2	DETALLE DE LA ALCANTARILLA LAS MACHAS	10-25
FOTOGRAFÍA 10.5.1-3	DESCRIPCIÓN DEL DESBORDE EN TRAMO BAJO RÍO LLUTA	10-26
FOTOGRAFIA 10.5.1-4	PLANICIE DE INUNDACIÓN EN LA RIBERA SUR DEL LLUTA	10-26
FOTOGRAFIA 10.5.1-5	VISTA DEL TRAMO AGUAS ARRIBA DE LA ALCANTARILA LAS MACHAS	10-27
FOTOGRAFÍA 10.5.2-1	PUENTE FFCC Y VIAL CERCA DESEMBOLCADURA RÍO SAN JOSE	10-28
FOTOGRAFÍA 10.5.2-2	VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE FFCC ARICA-TACNA	10-29
FOTOGRAFÍA 10.5.2-3	VISTA DESDE AGUAS ARRIBA DEL PUENTE SANTA MARÍA	10-30
FOTOGRAFÍA 10.5.2-4	VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE ALEJANDRO AZOLAS	10-31
FOTOGRAFÍA 10.5.2-5	VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE P.A.CERDA ..	10-31
FOTOGRAFÍA 10.5.2-6	VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE TUCAPEL	10-32
FOTOGRAFÍA 10.5.2-7	VISTA DEL CAUCE, ESTRECHO, CON CASAS EN SU RIBERA Y GRANDES BOLONES. FONDO DE CAUCE EN TRAMO 5.....	10-33
FOTOGRAFÍA 10.5.2-8	VISTA DEL CAUCE CON OBSTRUCCIÓN.....	10-33
FOTOGRAFÍA 10.5.2-9	VISTA DEL CAUCE CON SUS MICRO CURVAS Y CASAS EN RIBERAS.....	10-34
FOTOGRAFÍA 10.5.2-10	DETALLE DE CAUCES CON LAS CASAS AL BORDE DE LA RIBERA OBSTRUCCIÓN DE GRAN TAMAÑO	10-34
FOTOGRAFÍA 10.5.2-11	ZONA DE INUNDACIÓN AGUAS ARRIBA DE PUENTE LUIS BERRETA	10-35

1. INTRODUCCIÓN

El presente Tomo, N° 2: Plan Maestro de Aguas Lluvias de la ciudad de Arica, forma parte de la Consultoría PM-29, que considera básicamente los tres temas siguientes:

- **Plan Maestro de Aguas Lluvias de la Ciudad de Arica**
- **Plan de Manejo de Cauces de los Ríos Lluta y San José**
- **Plan para la Regularización y Optimización de las Desembocaduras de los Ríos Lluta y San José**

El Informe Final de esta consultoría se ha dividido en 7 tomos:

- Tomo 1: Resumen Ejecutivo General del Estudio
- Tomo 2: Plan Maestro de Aguas Lluvias de Arica
- Tomo 3: Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del río Lluta
- Tomo 4: Plan de Manejo del Cauce para la Cuenca del río San José
- Tomo 5: Optimización de Desembocaduras y Entorno Costero Río Lluta y San José
- Tomo 6: Estudio Ambiental Preliminar Plan de Manejo de Cauces Río Lluta y San José.
- Tomo 7: Participación Ciudadana

El **Plan Maestro de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias** de la ciudad de Arica, permitirá definir su red de drenaje, identificar y caracterizar los principales problemas causados por las inundaciones del río San José, y proponer las soluciones adecuadas para resolver estos problemas, debidamente priorizadas, según lo indicado en la Ley N° 19.525 publicada en el año 1997. En efecto, el 10 de noviembre de 1997 se promulgó en el Diario Oficial la ley N° 19.525, que regula sistemas de evacuación y drenaje de aguas lluvias. En esta ley se modifica el ámbito de la Dirección de Riego, que pasó a denominarse Dirección de Obras Hidráulicas, y se le agrega la tuición y responsabilidad sobre la planificación, estudio, proyección, construcción, operación, reparación, conservación y mejoramiento de la red primaria de sistemas de evacuación y drenaje de aguas lluvias hasta su evacuación en cauces naturales.

Asimismo, la misma ley asigna al Ministerio de Vivienda y Urbanismo la responsabilidad por realizar los estudios y proponer la dictación de las normas técnicas nacionales para evacuación de aguas lluvias a través de redes secundarias de sistemas de evacuación y drenaje de aguas lluvias que empalmen con la red primaria.

Para la materialización de las disposiciones anteriores, la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas ha estudiado y puesto en marcha un programa orientado al desarrollo de Planes Maestros de Aguas Lluvias, los cuales a la fecha se encuentra un conjunto importante ya concluido.

Los Planes Maestros, en general, aceptan que en muchos casos la ciudad sea la natural receptora de los escurrimientos generados fuera del área urbana, originados en los sectores más altos que evacúan por medio de cauces naturales o artificiales. En su trayectoria, específicamente en los tramos en que dichos cauces atraviesan la ciudad, se pueden producir desbordes en los puntos en que su capacidad hidráulica es sobrepasada.

Considerando lo anterior, en la captación y conducción de las aguas lluvias se

pueden considerar, dentro de sus factibilidades, el uso de canales, calles y otros medios naturales o artificiales que puedan funcionar eficientemente. También se incluyen medidas de retardo para amortiguar el peak de los caudales y otras medidas que favorezcan la infiltración, lo que deberá tener positivos efectos en la generación o conservación de la biomasa, y cuando sea el caso, en el microclima correspondiente.

El Tomo 6 corresponde al Estudio de Análisis Ambiental del Plan de Manejo de Cauces, por lo que no incluye las obras de drenaje urbano. Puesto que el tomo del Plan Maestro de Aguas Lluvias debe sustentarse como documento independiente de los otros tomos de esta consultoría, se incluye como Anexo 1, el Estudio de Análisis Ambiental correspondiente al Plan Maestro de Aguas Lluvias de la Ciudad de Arica.

2. OBJETIVOS Y ALCANCES DEL ESTUDIO

2.1 OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

El objetivo general del estudio es la formulación y elaboración del Plan Maestro de Aguas Lluvias de la Ciudad de Arica.

El Plan Maestro de Aguas Lluvias identificará las soluciones que permitan resolver las inundaciones de la ciudad, las cuales tienen su origen fundamentalmente por los desbordes de las crecidas del río San José con ocasión del invierno altiplánico. Las soluciones estarán orientadas a la proposición de obras de protección fluvial en el cauce y obras de evacuación de las aguas que logran incorporarse a los sectores urbanos. De igual forma, se abordará el análisis de las aguas lluvias para el sector del río Lluta inserto en la zona de expansión urbana de la ciudad, de acuerdo al Plan Regulador de Arica en proceso de aprobación,

Este plan maestro deberá ser, en conjunto con los demás planes considerados en la presente consultoría, concordantes entre sí y ser coherentes con los planes y programas de desarrollo comunal, especialmente con el desarrollo urbano de la ciudad de Arica.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Común para los tres planes descritos, un objetivo específico será recopilar y analizar toda la información disponible relacionada con cada uno de los temas relacionados con el estudio.

A continuación se describen los objetivos específicos para el presente plan:

Plan Maestro de Evacuación y Drenaje

- Definir la Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias de la ciudad de Arica.
- Elaborar un Plan Maestro de Aguas Lluvias para la ciudad de Arica, identificando y desarrollando las soluciones viables correspondientes.
- Realizar una priorización de las soluciones propuestas dentro del Plan Maestro de Aguas Lluvias.
- Dar solución a los problemas causados por las crecidas a su paso por la ciudad de Arica.

3.

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO

En el Plano 1 "Área de Estudio" (escala 1:250.000), se identifican las dos cuencas estudiadas en esta consultoría: Lluta y San José. Además, se señala cual es el sector de influencia de cada uno de los objetivos específicos del proyecto, tal como se indicó en el numeral anterior.

En la Figura 3-1 siguiente, se indica la ubicación del área de estudio.

FIGURA 3-1
UBICACIÓN ZONA DE ESTUDIO



3.1

DESCRIPCIÓN DE LA CIUDAD DE ARICA

Arica, capital provincial y fronteriza de dos países, protagoniza un activo intercambio comercial y cultural. Es el principal puerto que sirve a Bolivia y a Tacna, en Perú. es la ciudad más al Norte de Chile.

Se sitúa en la entrada del valle de Azapa, a 2.051 Km. al norte de Santiago (capital Chilena) y 19 Km. al sur del límite con Perú. Situada junto al Morro Histórico, en las playas del Océano Pacífico. Posee 170.000 habitantes.

El Principal símbolo de la ciudad es un promontorio rocoso, situado frente al mar, de 110 mts de altura, ofreciendo una visión panorámica del puerto y la ciudad El Morro de Arica fue declarado Monumento Nacional en 1971 por iniciativa del alto mando del Ejército de Chile. Geográficamente, forma parte del cordón de cerros de la Cordillera de la Costa. En la siguiente fotografía se presentan algunos símbolos de la ciudad.

FOTOGRAFÍA 3.1-1
SÍMBOLOS IMPORTANTES DE LA CIUDAD DE ARICA



Descripción (de izquierda a derecha): Iglesia SanMarco, Morro de Arica, Parque San Marcos

Aunque Arica se encuentra geográficamente en una zona tropical, su clima es templado y con mínimas variaciones alrededor de los 17 grados Celcius durante todo el año debido a la influencia de la corriente de Hundbolt de agua fría que pasa por las costas de la ciudad y que tiene un efecto moderador del calor excesivo. Un nivel más arriba donde esta corriente ya no hace efecto, el clima es desértico con grandes variaciones durante el día. Como dijimos anteriormente en la precordillera y el altiplano tiene grandes variaciones climáticas con precipitaciones de lluvia, granizo y nieve, particularmente durante el verano en los meses de enero a febrero, cuando se produce el fenómeno conocido como el "invierno altiplánico".

En la siguiente fotografia se adjuntan distintos cuadros para presentar los distintos sectores de la ciudad: desde las calles céntricas de fuerte pendiente y construcciones sólidas, donde se concentra la actividad económica, hasta la calles residenciales de las poblaciones que encierran la ciudad.

FOTOGRAFÍA 3.1-2
DISTINTOS SECTORES DE LA CIUDAD DE ARICA



Otros factores importantes a conocer del área de estudio, son los referidos a la demografía y actividad económica, los que se resumen a continuación.

Demografía

La población en toda la Primera Región es alrededor de 426.000 personas lo que representa un 2.8% de la población total del país y se concentra en las ciudades de Arica e Iquique con un 95% mientras que solo el 5% vive en sectores rurales. La región es marcadamente bipolar entre las ciudades mencionadas que poseen poblaciones similares.

Arica es una típica ciudad intermedia chilena, con población de alrededor de 170.000 habitantes, la densidad poblacional es alrededor de 40 habitantes por kilómetro cuadrado, muy similar a la media de otras ciudades intermedias del país

Economía Regional

Durante el año 2001 la actividad económica de la Región Tarapacá se incrementó un 0.4% respecto del año anterior, principalmente por el aporte de los sectores Silvoagropecuario, Minería, Finanzas, Vivienda, otros y Comercio.

Aumentó la producción agrícola, la de cátodos de cobre, cloruro de sodio y bentonita. También aumentaron los depósitos financieros en la Región.

Disminuyeron los sectores pesca, afectado por fenómenos climáticos y precios internacionales desfavorables para la harina de pescado, industria, especialmente la armadura de vehículos, electricidad, gas, agua, construcción, transporte y comunicaciones.

Comercio exterior de la Región

Las exportaciones, sin considerar la Zona Franca, alcanzaron los US\$ 982.000.000 FOB equivalentes al 6.8% de las exportaciones totales del país ese año. Durante el período 1990-1997 las exportaciones crecieron a una tasa promedio anual de 14.3%. La composición de las mismas fue 43.1% en recursos naturales (cobre refinado) 34.2% en recursos naturales procesados, 18.6% en productos industriales y 4.1% en otros.

Los principales mercados de la Región en 1997 fueron 25% a la Unión Europea, 31.7% Asia 18% América del Norte y 8.2% América Latina. Las compras extranjeras realizadas por Zona Franca alcanzaron los US\$ 1.546 millones equivalentes al 10.2% del total importado por el país ese año.

Fuerza de trabajo

La fuerza de trabajo de la Región en 1999 alcanzó los 155.750 personas que representan el 2.6% de la fuerza de trabajo del país. Porcentualmente la fuerza de trabajo ha aumentado de un 38.8% en 1990 a 39.7% en 1999.

En 1999 el número de trabajadores empleados alcanzó a 142.480 personas, con lo que la Región generó un total de 21.880 nuevos empleos entre 1990 y 1999.

La tasa de desempleo de la región tendió en el pasado a ser menor al promedio nacional, alrededor del 5%, esto debido principalmente al auge de la Zona Franca de Iquique, sin embargo desde el año 2001 la tasa de desempleo llegó al máximo histórico de 10.84% y en el trimestre enero-marzo de 2002 alcanzó un 12.39%. En comparación con el resto del país en los dos últimos años la tasa de desocupación regional ha estado alrededor de 3 puntos por sobre el promedio nacional.

Principales puntos de la Estrategia Regional de Desarrollo

- Tarapacá, centro internacional de negocios y plataforma de servicios
- Diversificar la base productiva regional
- Apoyar la pequeña y mediana empresa
- Fomentar la transferencia e innovación tecnológica
- Desarrollar el mundo rural
- Desarrollar y modernizar la institucionalidad pública
- Estrategias y Planes Sectoriales
- Integración, plataforma de servicios
- Turismo
- Agricultura
- Pesca y acuicultura
- Minería
- Micro, pequeña y mediana empresa
- Desarrollo industrial territorial Alto Hospicio y Arica
- Modernización del sector público
- Sectores relevantes de la economía regional

El sector comercio, restaurantes, hoteles y turismo lidera la economía de la región en los últimos años, creciendo del 19.6% en 1986 a 30.7% en el año 1996 con un crecimiento promedio anual del 11%. La Zona Franca y el aumento del turismo explican este cambio.

El sector minería es el que ha tenido mayor crecimiento debido a los tres grandes yacimientos mineros cupríferos: Quebrada Blanca, Cerro Colorado y Doña Inés de Collahuasi, la inversión ha crecido por estos proyectos en un 450% en términos reales, centrados casi exclusivamente en la provincia de Iquique. La mano de obra directa empleada por estos proyectos es de 2470 personas estimándose alrededor de 4500 personas empleadas en total.

El sector pesquero ha descendido desde un 10.4% del producto en 1986 a un 2.5% en 1996 y su valor bruto ha caído en más de la mitad. Se mencionan razones climáticas (fenómeno de El Niño), disminución de los recursos y precios internacionales desfavorables para explicar la importante caída de este sector.

El sector agropecuario tiene una baja participación en el producto de la región, alrededor del 1% del PIB regional, aunque es muy intensivo en mano de obra (unos 10000 empleos), sin embargo entre 1990 y 1997 ha tenido un crecimiento real de 36.4% centrado en gran parte en la agricultura del Valle de Azapa en Arica. La superficie cultivable total de la región es de 13.425 hectáreas de las cuales se ocupan 5102 hectáreas en cultivos anuales permanentes.

El sector industrias presenta también una tendencia a la baja en términos de participación en la economía regional bajando desde 25.1% en 1986 al 17.8% en 1996, esto relacionado principalmente con la caída del sector pesquero. Las principales industrias de la región son del sector automotriz (armaduría de la General Motors en Arica) y la elaboración de harina de pescado.

El sector construcción ha crecido desde un 4.8% del PIB regional en 1986 a un 7.3% en 1996 con una tasa de crecimiento promedio anual del 17.6%. Los proyectos mineros y el auge de los bienes raíces en Iquique explican en gran medida este crecimiento.

3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL CUENCA DEL RÍO LLUTA

La cuenca del río Lluta se encuentra ubicada en la provincia de Arica, comprendiendo las comunas de Arica, General Lagos y Putre. Geográficamente se encuentra entre los 17° 45' y 18° 15' de latitud Sur y los 69° 10' a 70° 20' de longitud Oeste. Comprende una superficie aproximada de 3.447 km² y cubre un perímetro de 370 km. El río Lluta tienen un desarrollo inicial con orientación Norte Sur, lo que se extiende a lo largo de la zona alta de la cuenca, posteriormente respeta un trazado E-W, para completar una longitud aproximada de 120 km.

La cuenca limita al Este con el sector de cuencas Altiplánicas (donde se encuentran los lagos Cotacotani y Chungará), al oeste con el Océano Pacífico; al Norte con las vertientes del Pacífico compartidas con Perú y al Sur con el valle de Azapa y la cuenca del río San José.

Según la clasificación de Köppen la cuenca posee un *clima árido subtropical* (B), comprendiendo 3 tipos de subdivisiones climáticas:

- *Clima desértico con nublados abundantes (BWn)*. Caracterizado por la presencia de camanchacas, humedad media alta, escasas variaciones estacionales, ausencia de precipitaciones y temperaturas moderadas con variaciones menores durante el día.
- *Clima desértico normal (BW)*. Presente en la parte media de la cuenca, especialmente en la Pampa, se caracteriza por registrar baja humedad relativa, limpidez del cielo y carencia de precipitaciones, que se presentan con carácter torrencial con frecuencia de 5 a 7 años.
- *Clima de desierto marginal de altura (BWH)*. Se ubica generalmente sobre los 3.000 m.s.n.m y se registra un aumento de las precipitaciones, debido a que en la montaña se produce un recalentamiento estival que con movimientos correctivos que a medida que se asciende en altitud facilitan el aumento de las precipitaciones y baja humedad relativa.

El clima varía en función de la altitud. En la costa y hasta los 800 m.s.n.m prima el desierto costero, entre los 800 y 2.200 m.s.n.m se presenta el desierto como tal con altas fluctuaciones térmicas y la casi inexistencia de precipitaciones, sobre los 2.200 m.s.n.m se producen precipitaciones cercanas a los 50 mm. y que incluso pueden alcanzar los 200 mm en altitudes sobre los 4.500 m.s.n.m.

La temporada de lluvias en la parte alta se distribuye de diciembre a marzo, en que precipita casi el 98 % del total anual. Esta temporada es conocida como "Invierno Altiplánico" o "Invierno Boliviano".

En cuanto a los suelos de la cuenca, considerando que en la región no existen condiciones climáticas (de actividad biológica), que favorezcan el desarrollo de los suelos, estos se presentan delgados y de escasa fertilidad natural. En general los suelos corresponden a suelos áridos (entisoles), con presencia de suelos desérticos grises en la parte alta y media de la cuenca, y suelos rojos desérticos en zonas de la parte baja.

La posibilidad de aprovechar los suelos se concentra en pequeños valles de características orográficas y climáticas permiten el desarrollo de agricultura más intensiva.

El valle del Río Lluta se caracteriza por ser el más septentrional de los valles cultivados de la I Región. Los suelos del valle son recientes y poco evolucionados. Por lo general son planos aluviales de depositación, con pendientes que oscilan entre 1 – 5%. Con la sola excepción de la asociación de suelos Molinos, que se ha desarrollado a partir de depósitos coluviales mixtos, el resto de las asociaciones se ha desarrollado a partir de sedimentos aluviales mixtos.

El valle presenta sectores en los cuales los suelos son medianamente a muy profundos, sin embargo, presentan limitaciones severas asociadas a problemas de drenaje.

Estudios realizados por La Universidad de Chile y la Universidad Arturo Prat (1983), señalan que el volumen medio anual de agua interceptado por la cuenca es de 466,7 millones de metros cúbicos. Las mayores pérdidas de agua se producen por evapotranspiración de bofedales (13,25 millones de m³), cultivos anuales (9,75 millones de m³) y praderas (14 millones de m³), estimándose una descarga media anual al mar de 16,2 millones de m³.

3.3

DESCRIPCIÓN GENERAL CUENCA DEL RÍO SAN JOSÉ

La cuenca del río San José se forma en la intercepción de los ríos Seco y Ticnamar, ubicados en la Provincia de Arica, abarcando una superficie de 3.200 km², encerrados en un perímetro de 310 Km, ubicada entre los paralelos 18°15' y 18°45' sur y los meridianos 69°10' y 70°20' oeste con una orientación E – W, extendiéndose unos 120 Km en esa dirección, presentando una forma alargada, siendo más ancha en su parte alta, sector donde se concentran las precipitaciones.

Deslinda con las siguientes cuencas:

- | | |
|------------|---|
| ▪ Al Norte | Río Lluta |
| ▪ Al Sur | Quebrada Vitor |
| ▪ Al Este | Río Lauca afluente a la cuenca cerrada de Colpasa |
| ▪ Al Oeste | Océano Pacífico |

La superficie total de la cuenca es de 3.160 Km², su altura media es de 2.413 m.s.n.m.

La conformación geológica se caracteriza por presentar afloramientos rocosos de tipo estratificados e intrusivos cubiertos por rocas volcánicas y sedimentos de edad terciaria y cuaternaria.

El aporte efectivo del agua proviene casi en su totalidad de la subcuenca del río Ticnamar, con una hoya de 870 Km², donde se encuentran las máximas alturas de la cuenca, en los cerros Belén y Chapiquiña que sobrepasan los 5.000 m.s.n.m., siendo en este sector donde se concentran las precipitaciones con un promedio de 200 mm anuales, fluctuando entre 578mm máximo (registrada en la estación de Belén el año 1953) y 6 mm mínimo anuales.

Gran parte de la hoya hidrográfica del río San José corresponde a afluentes secos, como las quebradas del Diablo, de Lloyllas y de Acha o Higuera. El más importante es la quebrada de Acha con 1.180 Km². Drena más de un tercio del total de la hoya del río San José. Se origina en las elevaciones de la Pampa de Oxaya, las que no superan los 3.500 m.s.n.m., uniéndose al río San José en el valle de Azapa, próximo a la ciudad de Arica.

La concentración de las precipitaciones en un período tan corto, entre los meses de diciembre a marzo, las fuertes pendientes y la escasa capacidad de absorción del suelo, unidos dan como resultado crecidas en forma de aluviones, los cuales provocan daños de consideración en el valle de Azapa y ciudad de Arica.

La cuenca del río San José, al igual que la del río Lluta, tiene clasificación climática de Koeppen: "Clima Árido Subtropical" (B), la cual se subdivide en tres tipos climáticos. En Chile, desde los 33° de latitud Sur hacia el Norte se puede clasificar el clima como (B).

- *Clima desértico con nublados abundantes (BWn)*. Caracterizado por la presencia de camanchacas, humedad media alta, escasas variaciones estacionales, ausencia de precipitaciones y temperaturas moderadas con variaciones menores durante el día.

- *Clima desértico normal (BW)*. Presente en la parte media de la cuenca, especialmente en la Pampa, se caracteriza por ser un desierto puro, registrar baja humedad relativa, limpidez del cielo y carencia de precipitaciones, que se presentan con carácter torrencial con frecuencia de 5 a 7 años.

La existencia del clima desértico se explica con la teoría de circulación general de la atmósfera, que determina la presencia de un cinturón subtropical de altas presiones, hacia los 33° de latitud Sur (este se desplaza hacia el sur en los meses cálidos). Este teórico cinturón de altas presiones se materializa en forma de un anticiclón o centro de altas presiones de gran extensión y permanencia sobre el Océano Pacífico, que domina permanentemente frente a las costas de Chile, la presencia de este anticiclón impide el paso de las tormentas hacia el continente. Por otro lado, el aire sobre esta capa estable, es muy seco y como consecuencia de ello, el continente frente a este, presenta una marcada deficiencia de precipitaciones.

Las temperaturas habitualmente no son muy altas por efecto de la altura (aproximadamente 1.000 m.s.n.m.). El mes más cálido es Febrero con 21,2° de temperatura media y el mes más frío es Junio con 12,9°. La amplitud térmica anual es de 8,3° y donde más se nota la diferencia con el clima de la costa es en la amplitud de la oscilación diaria que alcanza los 25,9° en comparación a Arica que es de 9,1°.

La temperatura media mínima de los meses fríos usualmente bordea los 0° con máximas en estos mismos meses de hasta 31° C, lo que da oscilaciones diarias que lleguen a los 30° C en los meses fríos.

- *Clima de desierto marginal de altura (BWH)*. Se ubica generalmente sobre los 3.000 m.s.n.m y se registra un aumento de las precipitaciones, debido a que en la montaña se produce un recalentamiento estival que con movimientos correctivos que a medida que se asciende en altitud facilitan el aumento de las precipitaciones y baja humedad relativa.

En esta subdivisión, se encuentra todo el sector de las subcuencas tributarias a la hoya del río San José; los ríos Tignamar y Seco.

Unido al aumento de las precipitaciones, porque el recalentamiento estival de la montaña produce movimientos correctivos que a medida que se gana en altitud, facilitan cada vez más las precipitaciones, se presenta un descenso de las temperaturas, con cifras relativamente bajas, 11,3° es el promedio anual. El mes más frío es Junio con 7,8°, y el mes más cálido Enero con 13,7°. Una amplitud anual de 5,9° y una amplitud térmica diaria con un promedio anual de 9,3°, cifra totalmente diferente a la de la parte media de la cuenca, caracteriza este desierto marginal de altura.

En este sector ya todos los años puede contarse con algunas lluvias aunque su monto no es suficientemente grande como para borrar el desierto, principalmente por la baja humedad relativa, con un promedio anual de 27%. La estación con más humedad relativa es el verano, en el cual se observa un 35%. Se debe agregar aun la gran limpieza del cielo: 266,1 días al año, en promedio son sin nubes. Las lluvias son estivales en un 90% presentándose precipitaciones de escasa importancia en el resto del año.

4. RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE ANTECEDENTES

4.1 ANTECEDENTES CARTOGRÁFICOS Y AEROFOTOGRAMÉTRICOS

Debido a la magnitud de la superficie comprendida por las cuencas en estudio, y la longitud de los tramos a estudiar, la cartografía se aborda en dos escalas y en 4 sectores de estudio:

- Escala 1:250.000
 - Cuenca de los ríos Lluta y San José
- Escala 1:5.000
 - Cauce del río Lluta. Tramo Urbano, hasta la desembocadura.
 - Cauce del río San José. Tramo Urbano, hasta la desembocadura.
 - Zona Urbana Actual y de Expansión de la Ciudad de Arica y desembocaduras

A continuación se indican las distintas fuentes empleadas para elaborar los planos anteriores, además de la información que contienen:

Carta IGM Arica, escala 1:250.000

Datos Geodésicos	
Elipsoide de Referencia:	Internacional 1924
Datum:	Provisorio Sudamericano 1956

Información
Red Vial
Curva índice cada 100 m.
Línea de costa
Camino de tierra
Camino pavimentado
Huella, sendero
Construcciones
Línea férrea
Puentes
Ríos, esteros, quebradas secas
Terreno de cultivo
Punto Monumentado

La base cartográfica de los planos escala 1:5.000, corresponde al Levantamiento Aerofotogramétricos Valles de Lluta y Azapa, I Región (denominado DOH I Región), entregado por la Subdirección de Riego de la Dirección de Obras Hidráulicas. Este sólo cubre los tramos de los cauces, por lo que, para completar la información del resto del área de estudio, se complementó la base cartográfica con información de otros levantamientos y estudios. A continuación se detallan las distintas fuentes empleadas para generar la cartografía completa del proyecto.

Cartografía DOH I Región

Datos Restitución

Elipsoide de Referencia:	Internacional 1924
Datum:	Provisorio Sudamericano 1956
Escala Vuelo:	1:8.000 con apoyo terrestre
Año Vuelo:	Octubre 2001
Vértice IGM:	Chuño Alto Norte 7.955.918,67 m Este 367.885,85 m Cota 360,65 m
Vértice SHOA:	CF11 Norte 7.956.490,00 m (WGS84) Este 360.507,796 m (WGS 84) Cota 4,100 m al nivel medio del mar

Levantamiento escala:	1:2.000
Curvas de Nivel:	cada 2 m
Superficie restituida:	Valle de Azapa: 195 km ² Valle de Lluta: 118 km ²
Altura Máxima Restitución:	100 m sobre cauce
Cobertura en tramo final Lluta:	En últimos 2,2 km aproximadamente, en la desembocadura, la cartografía del río Lluta cubre sólo una faja de unos 400 m de ancho.
Cobertura en tramo final San José:	En los últimos 3,7 km aproximadamente, zona urbana baja, la cartografía del río San José cubre sólo una faja de unos 950 metros de ancho.

Información:

Red vial
Cotas de intersección de calles
Línea de propiedad
Curva índice cada 10 m.
Curva intermedia cada 2 m.
Línea de cerco
Línea de costa
Camino de tierra
Camino pavimentado
Huella, sendero
Construcciones
Línea férrea
Puentes
Áreas verdes
Escarpe.
Ríos, esteros, quebradas secas
Terreno de cultivo
Punto Monumentado
Punto estereoscópico

De esta base se prepararon los planos de los cauces de ambos ríos.

Cartografía SECTRA I Región

Datos Restitución	
Elipsoide de Referencia:	Internacional 1924
Datum:	Provisorio Sudamericano 1956
Escala Vuelo:	1:8.000 con control de Terreno GPS
Año Vuelo:	Vuelo SAF 1998
Observación:	La georeferencia, se realizó sobre ortofotos de la zona, sin ligar directamente el trabajo a vértices IGM
Levantamiento escala:	1:2.000
Curvas de Nivel:	cada 2 m
Superficie restituida:	Zona urbana consolidada de Arica (aprox. 25 km ²)
Información:	Red vial Ejes de calles Cotas de intersección de calles Línea de solera Línea de propiedad Curva índice cada 10 m. Curva intermedia cada 2 m. Línea de cerco Línea de costa Camino de tierra Camino pavimentado Construcciones Línea férrea Puentes Áreas verdes Escarpe.

Existe una diferencia de desplazamiento en el plano norte-este entre este levantamiento y el DOH I Región. Debido a que la georeferenciación del primer levantamiento se basó sólo en ortofotos, sin el control de terreno con vértice IGM, se corrigió en función del segundo.

Este levantamiento es la fuente de los planos escala 1:5.000 del área consolidada, área urbana actual de la ciudad de Arica. El área urbano futuro de Arica, se complementó con la información proveniente del Plan Regulador de Arica, que se identifica a continuación.

Plan Regulador de Arica. MINVU I Región

Para extender la cartografía de la zona urbana de la ciudad de Arica, se empleó el nuevo Plan Regulador de la ciudad, la cual se elaboró en base a la restitución cartográfica escala 1:5.000, curvas de nivel cada 25 m, perteneciente al Departamento de Desarrollo Urbano e Infraestructura del MINVU I Región, año de vuelo 1995.

De éste, se obtuvieron las calles y puentes proyectados, curvas de nivel cada 25 m en el área de expansión futura, además del límite del área de estudio correspondiente a la futura área urbana de Arica.

Los resultados finales de la recopilación y procesamiento cartográfica, son los siguientes planos:

- 1 plano: Área de Estudio, Cuenca de los ríos Lluta y San José, escala 1:250.000
- 7 planos: Zona Urbana Actual y de Expansión de la Ciudad de Arica y desembocaduras, escala 1:5.000
- 2 planos: Cauce del río Lluta, Tramo Urbano hasta la desembocadura, escala 1:5.000
- 2 planos: Cauce del río San José, Tramo Urbano hasta la desembocadura, escala 1:5.000

En la Figura 4.1-1 se presenta la distribución de láminas que conforman el levantamiento de la Zona Urbana Actual y Futura de Arica. En tanto, las Figuras 4.1-2 y 4.1-3, ilustran la distribución de láminas de los ríos Lluta y San José, respectivamente.

Figura 4.1-1

Figura 4.1-2

Figura 4.1-3

Es posible distinguir en un perfil latitudinal cuatro unidades principales de orientación aproximada norte-sur: Una planicie litoral, la Cordillera de la Costa; la Depresión Intermedia; y el Macizo Andino, compuesto de una porción occidental o precordillera y una oriental o altiplano, con más de 4.000 m de elevación. La precordillera o sierra, que une la pampa al altiplano chileno se presenta como una falda abrupta escindida por numerosas quebradas, donde se enclava una serie de pequeños oasis o valles agrícolas, y en ella nacen los tributarios que van a dar al Pacífico o a cuencas cerradas intermedias, como la Pampa del Tamarugal.

En la provincia de Arica este esquema precordillerano del macizo andino es más complejo, ya que se distinguen dos cordones longitudinales paralelos de 100 o más kilómetros, uno occidental, llamado Sierra Gualillas, que se asocia a una notable flexura hacia el este; el otro, llamado Cordillera Central o de Chapiquiña, es más alto y de mayor longitud. En la falda abrupta occidental de ella se generan los ríos transversales del extremo norte.

En la precordillera, los cañones se han excavado en dos formaciones geológicas. La superior ha sido llamada formación riolítica o liparítica en atención a su carácter litológico fundamental; responde también al nombre de formación Altos de Pica. La formación inferior corresponde al Complejo Basal. En esta formación es donde los cañones se presentan con las mayores profundidades, aunque no todos la alcanzan. En el caso del Lluta, la roca basal está constituida en parte por un plutón granodiorítico.

Los valles más septentrionales con salida al mar son el Río Lluta y la Quebrada de Azapa o Río San José. Sin embargo sólo el Río Lluta lleva caudal en forma permanente hasta el mar, mientras que el segundo tiene escurrimientos efimeros que sólo alcanzan al mar por tiempo limitado, cuando las lluvias estivales han sido intensas.

En la cuenca del Río San José se pueden distinguir tres sectores: las subcuencas altas ubicadas sobre los 2.000 m.s.n.m, el sector medio donde el Río San José escurre por un profundo cañón y el sector bajo o Valle de Azapa donde se ubica la ciudad de Arica.

La cuenca de cabecera del Río San José está conformada por varias subcuencas que confluyen a los dos sistemas que dan origen al Río San José, el Río Seco y, principalmente, el Río Tignámar, hacia donde confluyen, además de Tignámar, Belén, Chapiquiña y otras. En general, toda el área presenta una disposición en escalones que ascienden desde occidente hacia el oriente, como resultado de procesos tectónicos de bloques. Estos fenómenos tuvieron lugar durante un período contemporáneo o muy próximo a los procesos volcánicos de fisura.

En estos escalones que conforman la cabecera de la cuenca del Río San José, la dinámica de los procesos erosivos actuales tiene relación con ciertos factores que se encuentran presentes prácticamente en toda el área. Sin embargo, la influencia de cada uno de ellos afecta en mayor o menor medida las diferentes unidades hidrográficas presentes en el área, dando origen a distintos grados de erosión de acuerdo a la interacción de tales factores y a su predominancia. Los factores que originan los diferentes estados de

erosión son los siguientes: las características del suelo en cuanto a su origen litológico; el relieve; la acción de la oscilación térmica en las zonas altas; la ocurrencia de lluvias de tipo torrencial derivadas del invierno altiplánico; la sobre utilización de áreas de pastoreo y el manejo inadecuado de las aguas de riego.

Con relación a los fenómenos de erosión dentro de la cuenca, se conoce poco sobre trabajos guiados al control de los procesos erosivos. Existen algunos proyectos puntuales de recuperación de áreas erosionadas en los poblados de Tichámar, Belén, Chapiquiña, Saxamar, Murmutani y Lupica.

A continuación se realiza una descripción de morfológica, geológica e hidrográfica de cada una de las cuencas: Lluta y San José. Esta descripción está basada en recopilación de antecedentes, confrontados con fotos aéreas y por lo observado en visita a terreno.

4.2.1 Río Lluta

a) Morfología

La cuenca del río Lluta comprende una hoya de 3.447 km² y en régimen natural presenta escurrimiento superficial permanente hasta el mar durante todo el año. El río nace de la unión de los ríos Azufre y Caracani, en las proximidades de la estación Humapaica, correspondiente al ferrocarril a Bolivia. Afluentes al río Lluta son los ríos Colpitas y Putre, en la parte alta y media de la cuenca respectivamente.

Entre Poconchile y la desembocadura, los principales afluentes son las quebradas Cementerio o Ponconchile, del Diablo y Mollepampa.

El río Lluta presenta, en sus inicios un recorrido con dirección y sentido norte sur, hasta llegar a la junta con el río Putre, donde cambia su trazado en dirección hacia el suroeste, para luego llegar al sector de Ponconchile donde se encuentra con el cordón montañoso de San Martín,

En todo este tramo el río Lluta ha labrado un valle bastante estrecho y profundo el cual se encuentra limitado por vertientes bastantes abruptas y de gran altura. Esta se encuentra disectada por quebradas menores que generan algunos depósitos de conos de deyección.

A partir del cordón montañoso de San Martín en las proximidades de las localidades de El Tambo y Poconchile, el valle de Lluta presenta un cambio bastante significativo en su morfología respecto de aguas arriba.

La formación rocosa induce al río Lluta a cambiar drásticamente en su dirección desarrollando una curva y contra curva para adoptar finalmente una dirección recta este-oeste hasta desembocar en el océano Pacífico.

El valle se presenta bastante amplio y delimitado por laderas de baja altura.

Entre el sector de Poconchile y Piedras Negras, frente al Cerro Moreno, el ancho del valle es de 1.500 m, aproximadamente. Continuando hacia aguas abajo, en el

sector de El Carmen, este aumenta a alrededor de 2.000 m, para finalmente, poco antes de la desembocadura del río al mar, el valle se vuelve a ensanchar a 3.000 m.

Uno de los rasgos más significativos del valle en este tramo es el desarrollo de amplias terrazas laterales de material fluvial que se proyectan a ambos lados del cauce principal, en donde se ha implementado una importante actividad agrícola.

A continuación se incluyen algunos antecedentes adicionales recopilados de otros estudios.

Fuente: "Reconocimiento geológico preliminar para el emplazamiento de un embalse en el Valle del Lluta". Por Carlos Emparan Cabroler, Informe Geológico N°1.

Los flancos del valle Lluta, en el área próxima a su desembocadura, están constituidos por suaves lomajes que corresponden a la superficie de la Pampa y representan diferencias de cota del orden de 100 metros con respecto al piso del Valle. Aguas arriba, aumenta paulatinamente esa diferencia de cota y al nivel del valle comienzan a observarse en ambos lados paredes muy escarpadas cuya altura también aumenta, desarrollándose un cañón. En las proximidades de Sora, el cañón citado tiene una altura del orden de 100 metros y las laderas situadas sobre ese nivel son razonablemente escarpadas. Aguas arriba no existe el cañón y el valle se angosta mucho, las laderas se hacen más escarpadas y disectadas por numerosas quebradas, algunas de las cuales son grandes y profundas; las diferencias entre el piso del valle y el nivel de la Pampa aumentan notablemente, de tal manera que frente a la mina dos Hermanos esa diferencia es del orden de 1.500 metros. Aguas arriba de la ubicación de esa mina, el valle se angosta aún más pasado prácticamente a constituir un solo cañón.

Fuente: Estudio de Ingeniería " diagnóstico y diseño de las obras fluviales en el Río Lluta en sectores Km. 35 al 37, Km. 18 y puentes, I región", ETAPA 2: Ingeniería Básica.

Geología

En términos generales, en el área afloran rocas estratificadas volcánicas y sedimentarias, que varían en edad entre el jurásico medio y el Cuaternario. Las rocas más antiguas corresponden a lavas andesíticas, con estructura de almohadilla e intercalaciones de areniscas y calizas marinas fosilíferas. Sobre esta unidad descansan, discordantemente, rocas continentales sedimentarias y volcánicas ácidas. Finalmente sedimentos cuaternarios marinos y continentales se distribuyen sobre las rocas terciarias con discordancia de erosión.

Geomorfología

Esta parte del estudio se centro en principalmente en la determinación de las formas y los procesos más relevantes a las acciones fluviales, que permitan presentar la información cartográfica, geomorfología del cauce y área adyacente.

Con la finalidad de analizar el sector en estudio, en un contexto regional, se elaboró un esquema geomorfológico que muestra la complejidad del medio con las Geoformas, las formaciones superficiales, los afloramientos de roca localizados en el valle, los interfluvios y las vertientes que los comunican. Dicho esquema se basó esencialmente en la carta Geomorfológica 1:500.000 levantada por IREN-CORFO en 1976 completada con interpretación de imágenes satelitales a escala 1:5000.000 Landsat TM, canales 5 y 7; las aerofotos SAF; la

Carta Geológica de Chile escala 1:100.000 (cuadrángulos de Arica y Poconchile de 1980); y la cartografía 1.3000.000 del IIG del Departamento de Arica, boletín N° 21. Figura 4.2-1.

Los procesos en el cauce, esto es, erosión lineal y los procesos en el interfluvio, se han mapeado de acuerdo a las limitaciones de la escala cartográfica de la presentación 1:50.000, los procesos de erosión lineal adscritos al cauce, aparecen en los puntos detectados en el trazado del canal fluvial, en tres tipos:

- Cauce recto (C1), con predominancia de la erosión en el fondo del lecho;
- Cauce Anastomozado (C2), con predominancia de la depositación sobre el transporte;
- Cauce Meandriforme (C3), cuya mayor acción es la socavación en los bancos cóncavos exteriores y procesos de depositación en los bancos convexos interiores

Los procesos de erosión areolar dominan en los interfluvios y se indican en la carta como Cd (conos de deyección) y Cc (conos coluviales) como procesos predominantes en los aportes de carga sedimentaria de las vertientes al lecho aluvial menor (LA) y al cauce.

Ambos tipos de procesos, lineales y aerolares fueron detectados e identificados en las fotografías aéreas a escala 1:5.000, color normal, obtenidas en este estudio.

Tres grandes familias de formas se reconocen en el área: las formas litorales, tales como las playas, deltas y los remanentes de terrazas marinas; las formas fluviales, específicamente los niveles de terrazas aluviales y por último las formas de los interfluvios, en particular las vertientes o laderas tanto rocosas como cubiertas por formaciones superficiales. Se señalan también los rasgos lineales asociados a escarpes en las terrazas fluviales y el cauce y su lecho.

FIGURA 4-2-1
ESQUEMA GEOMORFOLÓGICO. I REGIÓN DE TARAPACA

Resultados de la Exploración Geomorfológica

En el área estudiada se reconoció la Planicie Litoral, la Pampa Central y las primeras estribaciones de la Precordillera. La mayor parte del estudio se localiza en la Pampa central, ésta se presenta profundamente disectada por el gran valle de Lluta.

Se denomina Planicie Litoral a la superficie subhorizontal que se extiende al norte de la ciudad de Arica y se interna en territorio peruano. Se presenta como una serie de formas litorales, constituyendo terrazas marinas con pendiente general moderada hacia el océano Pacífico con actitudes de hasta 100 m. s. n. m.

La exploración estereoscópica de las fotografías aéreas permitió establecer que en el área de estudio la terraza marina está desarrollada sobre la Formación Concordia, de edad Cuaternaria, durante las transgresiones marinas ocurridas en el Cuaternario. Su cuerpo está constituido por sedimentos marinos, principalmente conglomerados, areniscas y limolitas pardo oscuras con intercalaciones de conchas. Estos sedimentos engranan hacia la desembocadura del valle del Lluta con gravas, arenas, limos y cenizas volcánicas retrabajadas, débilmente consolidadas, de origen continental aluvional.

En el delta del río las gravas medias retrabajadas por las acciones marinas coalescen con limos y arenas de granulometría media a fina, incluyéndose en algunos sectores cenizas volcánicas y areniscas pertenecientes a la Formación Concordia. Hacia el norte y el sur de este delta, que conforma la desembocadura del río Lluta, se extiende la playa con depósitos de la franja litoral, aportados por la acción del oleaje en condiciones de baja y altamar mediante el proceso de construcción de las bermas y cordones litorales. Predominan las primeras acciones y el cuerpo de estas playas está conformado mayormente por arenas medias a finas e intercalaciones de gravas y rodados de la franja litoral.

A partir de la rotonda del puente Lluta, y en el sector sur, se desarrollan relieves a altura mayor que la cota 100 m. s. n. m., que corresponden a la Pampa Central y con una pendiente de 2 a 4 grados hacia el oeste, variando en altitud entre 150 m.s.n.m. en su extremo W y 1500 m.s.n.m. en el E. Estos relieves dan expresión en el área de estudio a los interfluvios compuestos por las dos vertientes que alojan al valle del río Lluta.

En la inspección de terreno y en la lectura de las imágenes b/n Landsat, particularmente la banda 7 contrastada con la banda 5, muestran aspectos de relieve muy distinto de un interfluvio a otro, no solamente por la estructura, sino también por los procesos predominantes y por el grado de evolución.

La complejidad detectada en las imágenes responde a sistemas morfogenéticos pretéritos y que han sido modificados y están siendo retocados por acciones y procesos del sistema morfoclimático árido que impera por lo menos desde el último millón de años antes del presente y que influyen drásticamente en el comportamiento de estas formas.

Se han agrupado en dos grandes familias los hechos que predominan en el área del proyecto y que influyen directamente en el valle en estudio. La primera reúne a las vertientes o laderas rocosas (VR) modeladas en las Formaciones El Diablo, de edad Plioceno Superior-Pleistoceno, y de la Formación Oxaya de edad Mioceno Inferior-Plioceno. En segundo lugar, las formaciones superficiales localizadas en los interfluvios, esto es, los

diversos tipos de depósitos y las regolitas (manto de derrubios resultantes de la fragmentación de las rocas subyacentes).

En los procesos actuales en ambos flancos del río Lluta, la meteorización y el transporte de los derrubios superficiales de las Formaciones Oxaya y El Diablo tienen tanta importancia que interesa conocer su naturaleza por cuanto juegan un rol fundamental en la evolución del perfil de las vertientes y en la consiguiente alimentación de sedimentos, en eventos extraordinarios, al cauce del río Lluta y sus quebradas afluentes.

Son pocos los afloramientos rocosos de las formaciones geológicas mencionadas. Esto se debe a que estas rocas muestran signos de fracturación in situ. Se trata de procesos de meteorización de orden mecánico más que de la intervención del agua. Se está en presencia de una disgregación o una desintegración de las rocas sin protección, propio de un medio árido. Predomina en los miembros superior y medio de la Formación Oxaya y en menor grado en los afloramientos de la Formación El Diablo que presenta clastos subredondeados de diámetro c. 0.4 m., fracturados in situ y cubiertos por barniz del desierto.

En las vertientes en donde afloran rocas, de ambas Formaciones geológicas que conforman el valle, los movimientos principales de los derrubios son bruscos. En la cartografía se representan los desprendimientos y la formación de derrubios, tanto en la conformación de un cono de derrubios o en un talud de derrubios continuo.

En las vertientes no rocosas del valle, es decir compresibles, los principales procesos detectados son los siguientes: corrientes coluviales, deslizamientos, reptación y coberturas eólicas. Se representan aparte los conos de deyección (Cd), resultantes de la arrollada concentrada en las vertientes y que ha tendido a dividir o fragmentar los flancos del valle. En donde predomina la arrollada difusa se ha mapeado con el símbolo de Conos coluviales (Cc).

Conclusiones

La forma y el dinamismo del río Lluta está asociado a un sistema abierto con tendencia al equilibrio, en donde los procesos geomorfológicos predominantes están relacionados con la conservación y la distribución de la energía que se consume o se conserva en la cuenca hidrográfica. De esta manera es posible identificar tres zonas morfogenéticas en el área de estudio.

Desde su desembocadura hasta unos 33 Km. aguas arriba, las formas y depósitos fluviales, tales como el cauce, el lecho de inundación o lecho aluvial y las terrazas fluviales son anchas, con promedios mayores o iguales a 250 metros y con amplitudes totales que varían entre 750 y 1500 m en algunos sectores. Además de ser amplias, estas formas aparecen mejor conservadas. La presencia de conos deyeccionales y coluviales es escasa y no afectan directamente al lecho menor. Dada esta situación, el cauce aparece más protegido de las acciones de degradación de las vertientes adyacentes. Predomina la depositación sobre la degradación con tendencia a la agradación.

A partir de los 33 Km. y aguas, arriba hasta aproximadamente el Km. 50, las formas fluviales anteriores disminuyen su amplitud, a valores máximos entre 500 y 750 m, alcanzando las terrazas anchos medios menores o iguales a 250 m, en ambas riberas y con mayor presencia de conos deyeccionales y coluviales.

En este tramo estas formas aluviales, adscritas a quebradas afluentes de fuertes pendientes, talladas en las formaciones geológicas descritas y cartografiadas, afectan indirectamente a las formas aluviales, aportando carga lateral en eventos extremos de precipitaciones.

La flexura de Poconchile, aproximadamente en torno al Km. 35,8, es indicativa hacia aguas arriba de mayores acciones morfogenéticas asociadas al cauce y los bancos laterales, que conforman el lecho de inundación, que se sitúan a 650 m.s.n.m. En esta posición el cauce y en general el valle, sufre, en el sentido del escurrimiento, un cambio brusco de orientación de gran radio de curvatura hacia el sur, generando un bucle de meandro semiencajado en la formación Oxaya. En términos generales predomina la erosión lateral y lineal con tendencia a la degradación.

CUADRO 4.2. -1
ZONIFICACIÓN GEOMORFOLÓGICA.

Km.	Tipo de Canal	Balance Carga / Procesos
0,0 - 2,0	Meandriforme	Pérdida de carga, tendencia a disipar energía.
2,0 - 3,8	Trenzado	Pérdida de energía, socavaciones puntuales.
3,8 - 19,3	Meandriforme	Socavaciones > Deposición.
19,3 - 27,8	Trenzado	Carga aportada por remociones de masa.
27,8 - 29,3	Meandriforme	Aportes Laterales < socavaciones.
29,3 - 40,1	Trenzado	Aportes Deyecciones + coluviales
40,1 - 42,3	Meandriforme	Socavaciones y reacomodo de carga de fondo
42,3 - 54,6	Trenzado	Aporte deyecciones y coluviales, incremento de la deposición
54,6 - 55,1	Sinuoso	Aumento de la capacidad de transporte, sinuosidad del canal > 1; erosión lineal
55,1 - 65,0	Recto	Ahogamiento por aportes laterales de carga deyeccional y coluvial que afectan directamente al lecho menor,

Fuente : Antecedentes Recopilado sin nombre.

Durante el plioceno, sobrevino un intenso diastrofismo regional que afectó a toda la provincia de Tarapacá. La cordillera de Los Andes se levantó hasta aproximadamente su actual elevación produciéndose una flexura cuyo flanco occidental es la estructura monoclinial de la formación Rioltica. Uno de los efectos más importantes de este tectonismo fue el hundimiento de la antigua costa terciaria, originándose la gran pared de falla que es el acantilado poniente de la costa actual. Al mismo tiempo los sistemas fluviales del departamento cortaron sus profundos valles actuales, si bien el Lluta y el Azapa profundizaron sus cauces 30 a 45 metros por debajo de sus cotas actuales. Durante el cuaternario, el Lluta comenzó a rellenar su valle inferior, por aumento relativo del nivel del mar. Este ciclo de sedimentación fluvial parece continuar hasta el presente.

Escombros de falda.

Es una acumulación en general caótica, blanda y con mediana permeabilidad; está constituida por tamaños que varían desde gránulos de limo a bloques de 1,5 metros de diámetro este material se dispone cubriendo las laderas de los cerros y formando conos de deyección en las desembocaduras de las quebradas. En el primer caso tiene poca cohesión y en algunos lugares está suelto; posee en las laderas inmediatas al cauce del río Lluta espesores estimados de hasta unos 7 metros. El escombros de la falda que constituye conos de deyección tiene un gran porcentaje de limo, lo que le da cohesión; ello permite en dichos conos la existencia de escarpes verticales de hasta 25 metros de altura, excavados por el río y canales de drenaje de las quebradas. En los conos hay a veces una grosera estratificación, debido a avalanchas sucesivas que se han producido en las quebradas.

El deslizamiento de los conos de deyección de quebradas ha sido ayudado por precipitaciones atmosféricas ocasionales.

Material Fluvial.

Es un material estratificado, suelto, inconsolidado y permeable; está constituido por clastos en general redondeados, cuyos tamaños varían desde gramos de arena, principalmente fina, a bolones hasta de 2 metros de diámetro; predominan los clastos con tamaños del orden de 0,15 a 0,4 metros. Este diámetro constituye el relleno del valle de Lluta y presenta una superficie irregular con desniveles de hasta unos 5 metros dentro de una pequeña área. Se puede apreciar que el tamaño medio de los clastos disminuye en sentido aguas abajo e igualmente varían en composición petrográfica después de recibir el aporte de los grandes conos de deyección.

Este material se ha originado por la erosión transporte y deposición efectuados por el río Lluta.

b) Geología

En términos generales, en el área afloran rocas estratificadas volcánicas y sedimentarias, que varían en edad entre el Jurásico Medio y el Cuaternario. Las rocas más antiguas corresponden a lavas andesíticas; con estructura de almohadilla e intercalaciones de areniscas y calizas marinas fosilíferas. Sobre esta unidad descansan, discordantemente, rocas continentales sedimentadas y volcánicas ácidas. Finalmente sedimentos cuaternarios marinos y continentales se distribuyen sobre las rocas terciadas con discordancia de erosión.

En lo que sigue, se describen las distintas formaciones existentes en el área de estudio involucradas hasta el periodo Terciado, para posteriormente identificar y caracterizar los principales depósitos de relleno del Cuaternario (ESSAT S.A.-AC, 1998), que corresponden a 5 unidades principales.

Formación Oxaya (TQo): La Formación Oxaya tiene una amplia distribución en la provincia de Arica, constituyendo, en gran parte, la superficie de erosión actual. Se pueden diferenciar tres miembros:

Inferior: Constituido por andesitas grises con intercalaciones de tobas ignimbríticas y ceniza volcánica.

Medio: Formado por brechas grisáceas con intercalaciones de areniscas tobáceas y tufitas.

Superior: Integrado por tobas ignimbríticas blanco-amarillentas de soldamiento variable.

El espesor de esta formación es de aproximadamente 1.100 m, disminuyendo progresivamente hacia el Oeste.

En el área del valle de Lluta se reconocen los 3 miembros antes señalados, los que afloran en los flancos del valle y en sus principales afluentes, es decir, quebradas Poconchile y Del Diablo.

Los afloramientos del miembro inferior son escasos y de distribución restringida a las partes bajas de algunas quebradas, debido a los numerosos deslizamientos que los cubren. Se presentan en las riberas derecha e izquierda del río Lluta poco aguas arriba de Poconchile, en la ribera izquierda de la quebrada Mollepampa (Punta Gaete), en las quebradas Del Diablo y Poconchile (cota 1.000 m.s.n.m.) y en la ribera izquierda del río Lluta en el sector de Rosario Viejo y Chacabuco. La roca más común de este miembro la constituye una ignimbrita marrón vitrocristalina, de composición riolítica.

El miembro medio aflora en la sección media de las laderas de las quebradas, donde los afloramientos mejor expuestos se presentan en el cerro San Martín y frente a éste, poco al sur de Poconchile, a lo largo de las riberas derecha e izquierda del río Lluta, entre Nueva Esperanza y El Carmen.

Por último, el miembro superior corresponde a la superficie de erosión actual de gran parte de la región Nororiental del área, y sus afloramientos se observan principalmente en la parte Norte del cerro San Martín, a lo largo de la ribera derecha del río Lluta, entre los inicios de la quebrada Mollepampa y el cerro Morro Negro; se presenta también en el sector Oeste del cerro Poconchile y en el sector de la desembocadura del río Lluta al mar, al Norte y Sur de éste. Esta unidad está constituida por una alternancia de flujos ignimbríticos color gris, marrón y blanco-rosáceo.

Formación El Diablo (Qed): la Formación El Diablo es una secuencia sedimentada continental constituida principalmente por conglomerados y areniscas de granulometría gruesa, con intercalaciones evaporíticas delgadas, cuya sección tipo se ubica aproximadamente a 1 km al sur del sector oriental del área de estudio.

Las rocas de la formación El Diablo se distribuyen de manera continua y con afloramientos potentes al sureste de Poconchile, mientras que en el sector suroccidental los afloramientos son más escasos, de espesor más reducido y, generalmente, cubiertos por depósitos eólicos.

De acuerdo a su litología, en esta formación se reconocen 2 miembros: uno inferior constituido por una alternancia de areniscas de grano fino, con limolitas y arcillolitas, y otro superior representado por estratos potentes y continuos de conglomerados, de granulometría gruesa y composición predominantemente andesítica.

Depósitos Fluviales Antiguos y Recientes (Qf): Se presentan mayoritariamente en la sección inferior del valle del río Lluta. Resultados de las perforaciones efectuadas por el

estudio de cooperación JICA, revelaron que dicha información alcanza un espesor de hasta 200 m, aproximadamente.

Estos depósitos están compuestos por rellenos gruesos alternados con lentes impermeables y semipermeables. Las gravas se presentan redondeadas con diámetro entre 5 y 30 cm y son derivadas de diorita, ignimbrita, andesita, basalto y rocas sedimentarias compactadas.

La matriz de los depósitos está compuesta principalmente por material aluvial y arena fina originada de cenizas volcánicas.

Los depósitos fluviales recientes se encuentran distribuidos a lo largo del cauce del río Lluta. Están compuestos por arenas, grava y material aluvional.

Depósitos Detriticos (Qe, Qco): en general, los depósitos detriticos están compuestos por clastos de diferentes tamaños, cuya superficie se puede encontrar cementada en diversos grados de material aluvional y arena. Se tienen depósitos de origen eólicos (Qe) de granos de cuarzo sub-redondeados que cubren depósitos evaporíticos lagunares. También son importantes los depósitos coluviales (Qco), constituidos principalmente por arenas y limos débilmente consolidados.

Depósitos de Terrazas Marinas (Qalt, Qct, Qcv): Corresponden principalmente a areniscas y limolitas que engranan, en la desembocadura de las quebradas de Lluta, Azapa, con gravas, arenas, limos y ceniza volcánica retrabajados, débilmente consolidados y de origen continental aluvional. Forman terrazas en el sector costero.

Finalmente, en relación a la caracterización superficial de las unidades de cuaternario o acuíferos de interés, cabe mencionar que en un estudio realizado por la DGA junto con la Agencia Internacional de Cooperación Japonesa (JICA), se efectuaron prospecciones geofísicas para determinar la profundidad del basamento rocoso y la estratificación probable a lo largo de varios perfiles transversales del valle. Como complemento a la información generada por el estudio JICA, que se limitaba a la zona baja del valle, en el estudio realizado por ESSAT S.A. (AC, 1998) se realizó un estudio geofísico en el sector alto del valle, que incluyó la realización de 3 perfiles gravimétricos, y 9 sondajes eléctrico verticales. Dicha información fue incorporada en la elaboración del modelo de simulación hidrogeológico que actualmente posee ESSAT S.A.

En la Figura 4.2-2 se ilustra los distintos grupos geomorfológicos del cauce del río Lluta, desde la localidad de Sora hasta la desembocadura. En el plano "Geomorfología Río Lluta", se entrega la misma información a escala 1:50.000.

Figura 4.2-2 Geomorfología del río Lluta (autocad)

Figura 4.2-2 Geomorfología del río Lluta (autocad) - página de atrás

c) **Hidrografía**

La cuenca queda comprendida entre los paralelos 18° 30' de Latitud Sur y los meridianos 70°20' y 69°22' de Longitud Oeste. Al sur de las cuencas preandinas de caudales esporádicos de las quebradas de Escritos y de la Concordia se desarrolla la hoya del Río Lluta, con una extensión de 3.447 km².

El Río Lluta presenta un caudal permanente durante el año, cuyo gasto promedio es de 2,3 m³/seg. Nace de la vertiente oriental del volcán Tacora y durante 70 km corre en dirección norte a sur. El río tiene 150 km de largo. La alimentación es mixta, con aportes de los deshielos, lluvias de verano y vertientes.

El Río Lluta se forma de la confluencia en Humapalca, a 3.900 m.s.n.m, de la quebrada Caracarani o Tacora y el Río Azufre, siendo el primero el componente más relevante. De Humapalca a Allane el recorrido es de unos 26 km en dirección al SE, y en este trayecto recibe desde el nororiente dos quebradas de escasa significación, Chuquinanta y Guancarane. Unos diez kilómetros aguas arriba del punto llamado Allane, en que confluye la quebrada de ese nombre, el Lluta empieza a profundizar su cauce que venía más arriba al nivel de la altiplanicie, para constituir un grandioso cañón labrado en las tobas riolíticas y en otros sedimentos poco cohesionados que la infrayacen. A partir de Allane, el río principal continúa en un cañón cada vez más estrecho hasta su ensanche en Jamiralla y desde allí a Dos Hermanos; por un espacio de diez kilómetros, el Lluta desciende en dirección al W a través de un cañón de pendiente violenta, matizado con pequeños saltos en un lecho cubierto por grandes bolones. Es en este último tramo donde se le une la quebrada de Socoroma, que es prácticamente el aporte final de aguas superficiales que recibe el Lluta.

4.2.2 **Río San José**

a) **Morfología**

La cuenca del río San José (en su parte baja llamada valle de Azapa) nace en el sector precordillerano de la Provincia de Arica en la Pampa de Oxaya. Esta cuenca alcanza una superficie superior a los 3.000 km² y presenta escurrimiento superficial permanente sólo en su parte superior, mientras que en la parte inferior éste es esporádico.

El relieve se caracteriza por la presencia de dos unidades morfométricas bien definidas; la Cordillera de la Costa y la Pampa.

La Cordillera de la Costa está limitada hacia el oeste por un acantilado de aproximadamente 800 m de altura que tiene una pendiente variable entre 42° y 80°. Hacia el este, la cordillera desciende suavemente hasta la Pampa; hacia el norte desaparece totalmente en el Morro de Arica, bajando por medio de un sistema de fallas escalonadas.

La Pampa tiene una altura media de 600 m.s.n.m, en la parte baja del valle de Azapa pero se eleva progresivamente hacia el este, alcanzando alturas de más de 1.300 m.s.n.m hacia el borde oriental de la cuenca.

Las unidades morfológicas descritas anteriormente están disectadas profundamente por la quebrada del río San José, que tienen sus orígenes en la precordillera.

Otras quebradas importantes son: el Diablo y Llosyas que junto con la quebrada de Acha son afluentes de la de Azapa.

El Valle de Azapa desde sus nacientes aguas abajo de la confluencia de los ríos Seco y Tignamar presenta un recorrido de orientación noreste-suroeste hasta llegar al sector de Ausipar, en donde presenta un cambio en su trazado.

El valle se presenta bastante estrecho y profundo, encontrándose flanqueado por laderas bastantes abruptas que se proyectan desde la pampa Oxaya.

Aguas abajo del sector de Ausipar, luego de abandonar la Pampa de Oxaya el valle presenta un cambio en su trazado, adoptando una orientación general este-oeste para hacerse cada vez más ancho.

Dada la mayor amplitud del valle (2 km en promedio) se observa el desarrollo de amplias terrazas laterales de material fluvial que se proyectan hasta entrar en contacto con la cadena de cerros de la Pampa Zascapa.

A continuación se incluyen algunos antecedentes adicionales recopilados de otros estudios.

Fuente: "Proposiciones para la defensa del valle de Azapa contra los efectos del Invierno Boliviano". Manuel José Letelier Martínez – 1977.

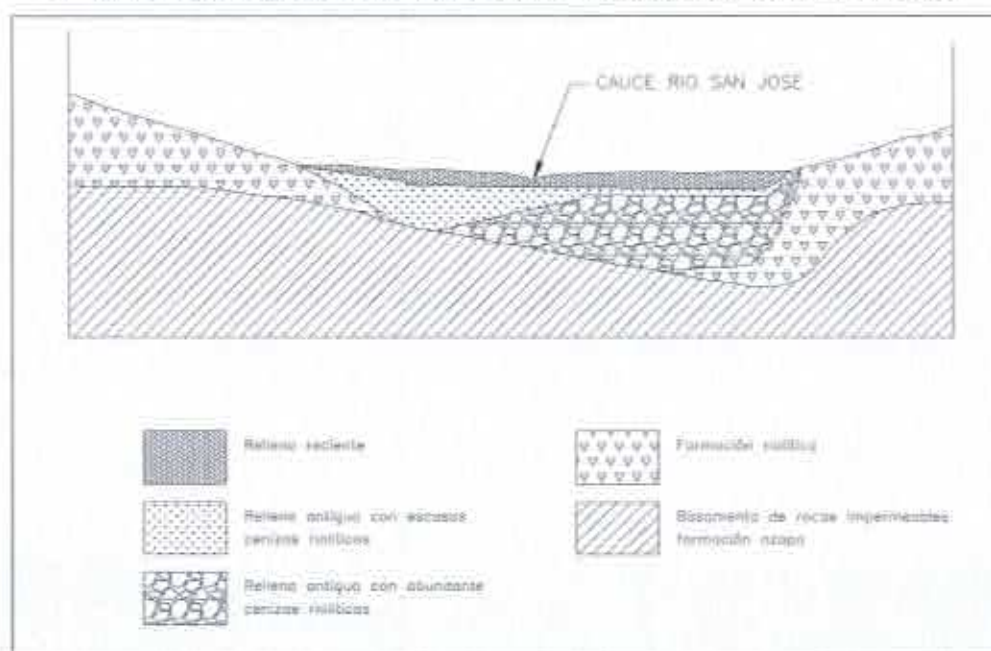
En la parte baja de la cuenca se encuentran afloramientos de rocas estratificadas e intrusivas mesozoicas relativamente extensas, cubiertos discordantemente por rocas volcánicas.

Depósitos recientes

Se encuentran formando parte del relleno de base de Taiweg del valle de Azapa y sus quebradas tributarias. De tamaño relativamente pequeño sólo alcanzan significación en los últimos 35 km. con espesores que fluctúan entre los 20 y 50 metros, encontrándose los máximos espesores en la desembocadura del río San José.

Este relleno de carácter aluvial, formado con aportes del río San José y sus quebradas tributarias, se caracteriza por la presencia de materiales muy heterogéneos producto de sucesivas corrientes de barro que dejan depósitos sedimentarios caracterizados por mala clasificación, ya que son materiales muy diversos, baja selección ausencia de estratificación y por terminar en forma lobulada. La presencia de enrocados de gran tamaño, cantos rodados y arenas gruesas por un lado y la falta de estratificación, por otro, dan a estos rellenos características de buena permeabilidad horizontal y vertical, la que sólo se ve afectada por la depositación de sedimento más fino en la desembocadura de las quebradas afluentes al río San José, estas quebradas por presentar su cono de deyección en el río San José, aportan material fino, arenas, limos y arcillas.

FIGURA 4.2-3
PERFIL ESQUEMÁTICO POR EL VALLE DE AZAPA EN LAS MAITAS



En relación a las características subsuperficiales de las unidades cuaternario sedimentarias o acuíferos de interés cabe mencionar que en el estudio realizado por la DGA para elaborar el modelo de simulación del sistema de aguas subterráneas de Azapa (AC, 1996), se efectuaron prospecciones geofísicas para determinar la profundidad del basamento rocoso y la estratificación probable a lo largo de varios perfiles transversales del valle. Estas se complementaron con nuevas prospecciones para delimitar y caracterizar los rellenos a lo largo del valle de Azapa.

En particular, y respecto de la prospección en Arica, se tomaron puntos gravimétricos configurando una red que se extendía por toda la ciudad además de un perfil transversal que partiendo del Morro de Arica termina en los cerros al Noreste de la ciudad. De esta forma se identificó adecuadamente la base de la formación sedimentaria marina en la cual se ubican los acuíferos principales de la zona costera. Lo anterior se efectuó con el objetivo de investigar la existencia de alguna barrera rocosa bajo el relleno que pudiera impedir el ingreso de aguas salinas (mar) hacia los acuíferos profundos. La prospección no detectó dicha supuesta formación impermeable, sin embargo, la naturaleza de la formación marina La Concordia con sus estratos impermeables alternados con estratos permeables, explicarían la aparente desconexión existente entre las napas profundas y el mar. Lo anterior se estudia en detalle en el punto correspondiente a las formaciones acuíferas.

Respecto del basamento en la zona costera, se obtuvo las siguientes conclusiones:

A partir del Morro de Arica el basamento se profundiza rápidamente hacia el NE hasta alcanzar profundidades de 340 metros (entre las calles Chacabuco e Independencia aproximadamente), volviendo a subir hasta alcanzar profundidades de 140 metros (entre calles Gonzalo Cerda y Aurelio Valdivieso aproximadamente). Desde este último tramo el basamento vuelve a profundizarse hasta alcanzar profundidades de 500

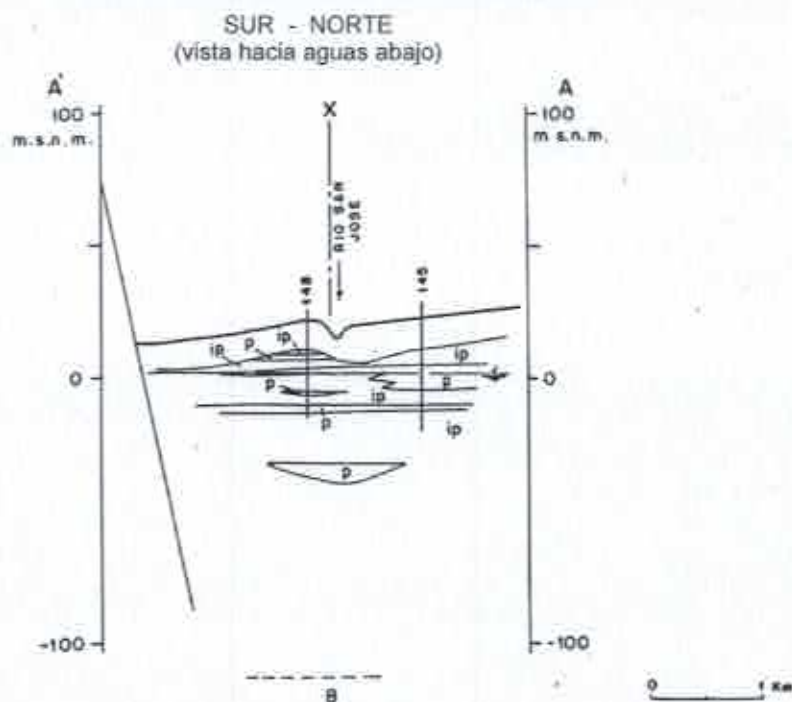
metros (sector Cerro Colo-Colo). Estas estructuras en el basamento tienden a prolongarse en las direcciones SE-NW y probablemente coincidan con paleocanales del antiguo lecho del río San José.

Respecto del basamento en la zona del Valle de Azapa, se obtuvo las siguientes conclusiones:

- En la zona de aguas abajo de Ausípar, la profundidad máxima del basamento sería de 270 metros aproximadamente, en su costado sur.
- En Cabuza la profundidad máxima de la roca hacia el NE, es de 100 metros, aproximadamente.
- En el sector de Las Riveras se observa una profundidad máxima del basamento, en la parte sur del perfil, del orden de 190 metros.
- Para el sector de San Miguel la profundidad máxima es 80 metros al costado sur del valle.

El siguiente es un perfil estratigráfico que cruza el sector central de la ciudad de Arica de norte a sur.

FIGURA 4.2-4
PERFIL HIDROGEOLÓGICO ARICA



Los estratos acuíferos corresponden a intercalaciones delgadas de gravas y arenas, notándose la presencia de materiales más gruesos como gravas gruesas y bolones en los estratos ubicados a menos de 10 m de profundidad, que en general no constituyen acuíferos por estar ubicados por sobre el nivel estático. En todo caso puede notarse una clara diferencia entre la calidad acuífera de los rellenos al norte y al sur del río San José, ya que al norte de dicho cauce los rellenos son semipermeables a partir de los 40 m de

profundidad aproximadamente, sin que se haya detectado la presencia de granulometría mayor a la de limos, arcillas y cenizas volcánicas a partir de dicha profundidad y hasta las profundidades máximas alcanzadas por los sondeos del sector.

La figura anterior muestra un aumento importante de sedimentos impermeables o semipermeables (ip) por el alto contenido de finos presente en los diferentes estratos. Es así como es posible detectar la presencia de limos en aquellos estratos que pueden ser considerados como acuíferos, además de estratos de potencias de hasta 15 m en que predomina el limo, acompañado de gravas y arenas en menor proporción, a partir de los 25 metros de profundidad aproximadamente.

A profundidades mayores a los 35 m a 40 m, los estratos impermeables presentan un alto contenido de arcillas y de cenizas volcánicas.

También se realizaron sondeos a poca distancia del lecho del río San José presentan formaciones permeables más gruesas, con la presencia de estratos de mayor potencia que contienen gravas y ripios, pero también dentro de una matriz de materiales finos e impermeables.

b) Geología

El curso inferior del Valle de Azapa, comprendido entre la bocatoma del canal Azapa y su desembocadura en el mar se ha desarrollado cortando principalmente las formaciones Oxaya y Azapa, atravesando además rocas antiguas del tipo intrusivo plutónico en el sector de Cabuza (intrusivo diorítico El Buitre) y rocas estratificadas volcánicas y sedimentadas Jurásicas y Cretácicas (Formaciones Camaraca, Los Tarros y Atajaña) al sur del sector de la desembocadura situado aguas abajo de la quebrada de Llosoyas (ACDGA, 1997). Adicionalmente se reconocen importantes depósitos de relleno cuaternario en el fondo rocoso del valle.

Formación Camaraca (Jc): las rocas más antiguas del área de la desembocadura corresponden a la Formación Camaraca (Jurásico Medio) la cual está constituida principalmente por lavas andesíticas con intercalaciones de calizas, lutitas y areniscas marinas fosilíferas. Esta secuencia se desarrolla en la franja costera constituyendo el cuerpo principal de Morro de Arica bajo una delgada cobertura de estratos de las formaciones Azapa y Oxaya.

Formación Los Tarros (Jt): esta formación se desarrolla desde el Morro de Arica hasta la zona de la quebrada de Acha. Se encuentra constituida por andemiscas, calizas y lutitas fosilíferas con algunas intercalaciones de lavas, todas ellas depositadas en un ambiente marino.

Formación Atajaña (Jq): Dispuestas discordantemente sobre la formación anterior se desarrollan los estratos de la Formación Atajaña (Cretácico Superior). Estos constituyen el área comprendida entre las Quebradas de Acha y de Llosoyas, y están compuestos por conglomerados gruesos con algunas intercalaciones de lavas silíceas y de areniscas grises, todas ellas depositadas aparentemente en un ambiente continental.

Intrusivos (I): Las unidades anteriormente descritas están instruidas por batolitos, los cuales desarrollan un cuerpo plutónico importante en el área de El Buitre, extendiéndose además en varios puntos entre quebrada de Acha y quebrada de Llosoyas. La roca que

constituye este cuerpo corresponde a una diorita. Por relaciones de contacto, en especial por el hecho de instruir la Formación Atajaña y subyacer las rocas de la Formación Azapa, se atribuye una edad Cretácica Media a Superior a este cuerpo plutónico. Cuerpos intrusivos similares al de El Buitre se desarrollan además en el sector de Cabuza a ambos lados del valle de Azapa, dando origen en este sector a un estrechamiento del valle.

Formación Azapa (Ta): La Formación Azapa que se atribuye al Terciario Inferior se encuentra compuesta por areniscas de grano fino a medio, colores pardos claros, con intercalaciones de arcillolitas pardo oscuras y de conglomerados finos hacia el techo. El espesor total de esta secuencia es variable, desde unos pocos metros hasta aproximadamente 250 m, aumentando hacia el este. Esta unidad se distribuye en el área limítrofe entre las cuencas de Azapa y Camaraca, aflorando en la parte baja de los flancos de las quebradas principales, entre ellas en la de Azapa, y como remanentes sobre las rocas mesozoicas hacia la costa.

Formación Oxaya (TQo): A la anterior se sobreponen los estratos de la Formación Oxaya de edad estimada Terciaria Superior. Esta unidad está compuesta por ignimbritas gris claras y tobas blancas. En la parte media de la secuencia se intercalan areniscas y conglomerados finos de piedra pómez. El espesor de esta secuencia es variable y queda comprendido entre 60 y 200 m, aumentando de oeste a este. Esta unidad se distribuye en prácticamente toda el área de la cuenca de Azapa, presentando buenos afloramientos en el flanco norte y parte superior del flanco sur de la quebrada de Azapa.

La formación Oxaya está recubierta en gran parte del área del interfluvio entre los valles de Lluta y Azapa y entre Azapa y Vitor por un manto de sedimentos continentales de la Formación El Diablo. Esta unidad ha sido atribuida al cuaternario y está constituida por una alteración de conglomerados y areniscas gruesas, de colores oscuros con intercalaciones de evaporitas. Su espesor está comprendido entre unos 50 y 150 m, aumentando de oeste a este; su techo corresponde a la superficie del terreno con recubrimientos en algunos sectores de depósitos de corrientes de barro recientes.

Depósitos de Playa Actuales (Qp): Estos depósitos están constituidos por arenas que forman una banda de unos 50 a 100 m de ancho en la zona litoral de la playa Chinchorro. El origen de estos depósitos está ligado a la actividad actual del mar en el área comprendida entre las bajas mareas y la marea más alta de tormenta.

Depósito de la terraza marina costera. (Qt): esta unidad comprende una terraza de altura de comprendida entre 9 y 45 metros sobre el nivel del mar y un ancho promedio en el sentido E-W de unos 3 a 3,5 Km.; sobre ella se dispone la mayor parte de la ciudad de Arica. Esta terraza equivale a la unidad denominada F Concordia, esta formación de edad cuaternaria está compuesta por materiales de relleno de origen continental y marino; que consisten principalmente en aluvios y arenas con intercalaciones de arcilla, ceniza volcánica y horizontes de conchas, estos últimos ubicados en la parte superior de la formación, los que se encuentran en las cercanías de la costa. Los rodados del aluvio, varían desde pocos centímetros a bolones y están formados por material volcánico cuaternario y las rocas antiguas de la región. El espesor aproximado de esta unidad es de 200 metros, bajo la cual se tendría un basamento rocoso **Mesozoico**. Se distinguen tres miembros estratigráficos dentro de la unidad "Concordia".

- un miembro superior de 30 a 40 m de espesor, compuesto por arena con intercalaciones de arcillolitas, conglomerado medio poco consolidado y

conchas marinas. En este miembro se ubicarían principalmente las norias o captaciones superficiales que presentan una alta salinidad. No ofrece condiciones hidrogeológicas favorables.

- un miembro intermedio de unos 40 m de espesor constituido por ceniza volcánica con intercalaciones de arena, arcillolitas y ripio-bolones. En este miembro se ubicarían los principales acuíferos actualmente productores de agua (sondajes profundos de Arica). Cabe destacar que la naturaleza heterogénea de esta unidad explicaría la gran variabilidad de rendimientos observados en los pozos de más de 50 m de profundidad construidos en el sector costero de Arica.
- un miembro inferior de aproximadamente 120 m de espesor, constituido por arenas con intercalaciones de capas delgadas de arcillolitas y conglomerado medio a grueso poco consolidado.

Los depósitos de esta unidad se engranarían con los depósitos de la terraza fluvial, la cual se desarrolla valle arriba por el río San José. En superficie esta situación se manifiesta en un paso gradual y continuo debido a lo cual el contacto señalado entre dichas unidades es estimativo,

Depósitos fluviales actuales (Qfa): los depósitos de esta unidad están restringidos a los cauces de los ríos San José, Lluta y a la desembocadura de la quebrada de Acha. Los depósitos consisten en una alternativa de capas lenticulares discontinuas de mezcla de grava, gravilla, arena y limos arcillosos, que a veces contienen bolones y a menudo presentan capas de arenas. Todo este conjunto está suelto y pobremente cementado, la granulometría de estos depósitos va engrosando continuamente aguas arriba de la desembocadura en el mar, en los cursos señalados. El origen de estos materiales es parcialmente fluvial de aguas limpias normalmente y principalmente de aguas torrenciales o corrientes de barro.

Depósitos fluviomarinos (Qfm): en la desembocadura del río San José se desarrolla una pequeña depositación de cementos fluviales los cuales dan lugar a una especie de cuerpo deltaico menor. Estos forman una banda de unos 100 metros de ancho a ambos lados de la desembocadura, constituida por sedimentos de preferencia finos del rango arenas y limos con algunos esporádicos fragmentos mayores de rípios y gravas. La edad de estos depósitos de confluencia de la acción marina con la fluvial es reciente.

Depósitos fluviales atrasados (Qft): esta unidad se extiende valle arriba desde la zona de engrane con la terraza marina, hasta al menos la zona de la bocatoma del canal Azapa. En la parte inferior se desarrolla prácticamente a todo lo ancho del valle con los valores de unos 2,5 Km. los cuales van disminuyendo gradualmente valle arriba para alcanzar 1 Km. promedio en la zona de Cabuza y unos 100 a 200 metros en la zona de la bocatoma. Morfológicamente constituye una terraza que se desarrolla a ambos lados del curso del río San José con alturas relativas por sobre el nivel actual de dicho río de unos 2 a 10 metros. Las características de los depósitos que constituyen esta terraza son conocidas a través de los numerosos pozos, sondajes y norias que los han atravesado. El espesor máximo sería de 40 a 60 metros. Los sedimentos corresponden a mezclas de gravas, arenas, limos y arcillas con intercalaciones de capas de ceniza riolíticas y algunos lentes de bolones y clastos desarrollados, así como depósitos de evaporíticos de yeso y salinos. Estos sedimentos presentan un bajo grado de cohesión y corresponden por lo general a capas

discontinuas o lentiformes, con una granulometría que tiende a engrosar aguas arriba. La edad estimada para estos depósitos es cuaternaria.

Depósito de conos aluvionales y corrientes de barro (Qa): estos depósitos ocupan el fondo de quebradas laterales que confluyen al valle de Azapa distribuyéndose en gruesos espesores en el área de desembocadura de dichos tributarios. Los principales depósitos constituyen cuerpos en forma de abanicos o conos con anchos promedio comprendidos entre 400 y 1.000 metros, y desarrollados en las desembocaduras de las quebradas de Acha, Llosyas y Del Diablo. Las características de estos depósitos se conocen sólo a través de cortes de calicatas labradas en la quebrada de Llosyas, sector alto Ramírez, en donde se exponen hasta unos 4 metros de arenas finas limosas y limos arenosos superiores con ripios gruesos de bolones con matiz limo arenosa suelta. Estos depósitos presentan baja consistencia y aspecto caótico, se estima que su espesor puede alcanzar decenas de metros, predominando los agregados sedimentarios heterogéneos en tamaño y alta energía. Estos abanicos han sido depositados preferentemente por aluviones torrenciales o avenidas esporádicas, corrientes de barro, ocurridas en ciclos pueden comprender tanto lustros como decenas de años, originadas por lluvias locales en el área correspondiente a la Pampa y eventualmente a la zona precordillerana. En los depósitos correspondientes a esta unidad se pueden intercalar sedimentos fluviales limpios ocasionados durante la fase terminal de los fenómenos avenidales.

Depósitos de Remoción de Masa (Qrm): estos depósitos se desarrollan en la ladera norte del valle de Azapa, en especial en su curso inferior comprendido entre 3 y 10 km aguas arriba de su desembocadura. La mayor parte corresponde a bloques caídos, fragmentados y molidos, o a bloques poco movilizados que afectan afloramientos de rocas del Terciario Volcánico y sedimentario de las formaciones Azapa y Oxaya. El espesor de estos depósitos alcanza algunas decenas de metros y su extensión está limitada al faldeo y pie de la ladera de valle mencionada. El material que constituye estos depósitos corresponde a un agregado de bloques de lavas e ignimbritas riolíticas y gravas, arenas y cenizas derrumbados. Los factores que han favorecido la producción de estos fenómenos son por una parte topográficos, derivados de la existencia de laderas abruptas, y litográficos debido a la disposición en dichas laderas de rocas volcánicas densas y rígidas sobre sedimentos sueltos y frágiles o deleznable todos ellos de edad terciaria.

Depósitos Coluviales (Qc): estos depósitos tienen una amplia distribución en la zona, desarrollándose en la mayor parte de las laderas del relieve. En parte se presentan como láminas o mantos desarrollados en los sectores medios y basales de las laderas, y en parte como conos al pie de surcos o cauces menores cortados en el relieve. Si bien su distribución es amplia, los depósitos más extensos se ubican en el faldeo de los cerros que caen hacia el sector de Chinchorro, en el faldeo de los cerros al suroeste de quebrada de Acha y en el faldeo, sur y norte del sector de Pampa Algodonal. El material que constituye estos depósitos corresponde a un agregado de bloques angulosos y clastos menores con una matriz de fragmentos líticos de tamaño variado, acompañados de arena, limo y arcilla. Los depósitos presentan poca o ninguna estratificación interna y alcanzan algunas decenas de metros de espesor. Pueden presentar contenidos de arenas eólicas, yeso y de material salino o calcáreo.

Rellenos Artificiales (RA): estos materiales corresponden principalmente a bloques con agregados de materiales muy los cuales han sido utilizados tanto para la construcción de las obras del puente y molo de unión de la isla Alacrán, como para relleno del camino que va

hacia la zona sur de la ciudad y playa de La Lisera. Estos materiales proceden principalmente al parecer de excavaciones efectuadas en la zona del morro de Arica.

En la Figura 4.2-5 se ilustra los distintos grupos geomorfológicos del cauce del río San José, desde la bocatoma del canal Azapa hasta la desembocadura. En el plano "Geomorfología Río San José", se entrega la misma información a escala 1:50.000.

De los antecedentes geológicos disponibles, no es posible identificar sectores aptos para la explotación de canteras de enrocado. De acuerdo a antecedentes proporcionados por la oficina del Idiem en Arica, la mejor calidad de roca que se puede encontrar en ambos valles, especialmente en el Lluta, es la roca *liparita* de densidad seca $2,35 \text{ ton/m}^3$ (densidad neta de $2,57 \text{ ton/m}^3$), que es inferior a las utilizadas en proyectos de protección fluvial, roca tipo granítica de peso específico $2,6 \text{ ton/m}^3$.

c) Hidrografía

La cuenca queda comprendida entre los paralelos $18^{\circ}29'$ y $18^{\circ}37'$ de Latitud Sur y los meridianos $70^{\circ}19'$ y $69^{\circ}21'$ de Longitud Oeste. La cuenca del Río San José o Quebrada de Azapa se desarrolla inmediatamente al sur de la Hoya del Lluta y drena una extensión de 3.160 km^2 .

El Río San José o Azapa, que no es de cauce permanente, nace en lugares donde las precipitaciones de verano son modestas, en la Cordillera Central, cerca del cerro Orcotunco, y corre hacia el norte por 40 km con el nombre de quebrada de Tichámar.

Carece de cabeceras en la cordillera alta, de manera que puede considerarse como cuenca preandina. Nace al oriente de Arica, de la confluencia de dos tributarios principales, el Seco y el Tichámar. Su recorrido viene a ser de 83 km. En su curso superior presenta un cauce muy angosto en un cañón de más de 1.000 m de altura, labrado en roca mesozoica. A partir de Ausipar, después de 32 Km de su origen, la caja del río se ensancha gradualmente hasta alcanzar un ancho superior a los dos kilómetros en su desembocadura.

El río que viene del norte, llamado Río Seco, nace en las proximidades de Zapahuira a 3.500 m.s.n.m, en el faldeo norte del cerro Vilasamani (4.460m). Tiene una longitud de 25 Km; su cauce corre primero al nivel de la pampa, para luego profundizar un cañón labrado en roca riolítica, al final del cual se expande dando origen al pequeño valle de Copaquilla. En el extremo de aguas abajo de dicho valle el cauce entra nuevamente en una garganta-desfiladero de ancho no superior a 15m, labrada en roca riolítica, al término de la cual se produce la unión con el Río Tichámar.

El Río Tichámar aporta el mayor caudal. Nace al pie del cerro Orcotunco (5.087 m) y tras un recorrido de 45 Km en dirección al NW da nacimiento al Río San José. Muy cerca del pueblo de Tichámar este río recibe por su lado izquierdo la Quebrada de Oxa y poco más abajo, por la ribera derecha, la Quebrada de Saxamar. También al Tichámar, en su curso inferior, se le juntan tres quebradas importantes provenientes del flanco occidental de la cordillera Central o de Chapiquiña, en el lugar denominado Caragua; se trata de las quebradas Pachama, Belén y Lupica.

Finalmente, muy cerca de Arica, el San José recibe la Quebrada de Acha o La Higuera, habitualmente seca, la que se origina en la falda occidental de la sierra de Guailillas y recorre 95 Km en forma casi paralela al río principal.

El escurrimiento del Río San José tiene carácter permanente desde la zona alta de la cuenca, hasta el tramo comprendido entre los poblados de Livilcar y Umagata, y efímero de allí al mar. Hay Sólo con las lluvias estivales crece de vez en cuando hasta su desembocadura, fenómeno que suele durar de 20 a 30 días.

Figura 4.2.-5 Geomorfología del río San José (autocad)

Figura 4.2.-5 Geomorfología del río San José (autocad) - parte de atrás

4.3 ANTECEDENTES HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

4.3.1 Río Lluta

Fuente: "Estudio de la Crecida del Río Lluta en Febrero 2001", Departamento de Hidrología DGA, 2001.

Producto de los considerables daños ocasionados por la crecida de febrero de 2001 del río Lluta, la Dirección General de Aguas realizó un análisis del fenómeno hidrometeorológico ocurrido en esa fecha.

En este estudio se analizaron los registros de las estaciones fluviométricas y pluviométricas de la cuenca del río Lluta. Las estaciones estudiadas son las siguientes:

Estaciones Fluviométricas:

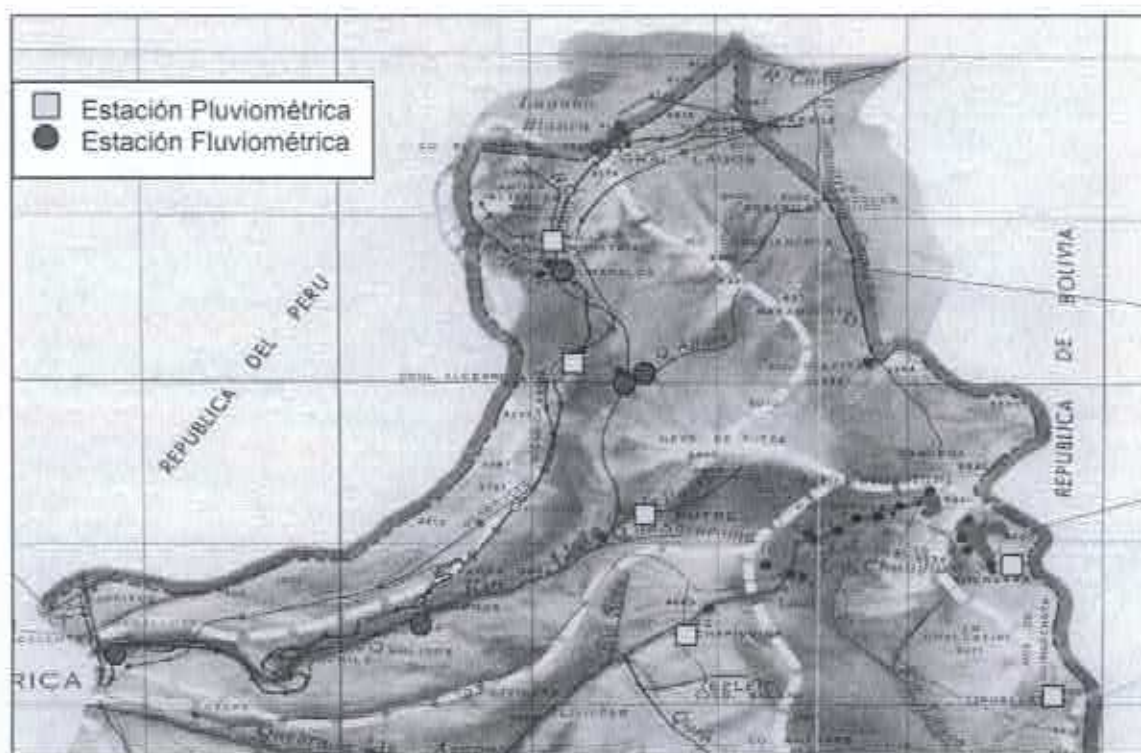
- Caracarani en Humapalca
- Colpitas en Alcerreca
- Lluta en Alcerreca
- Lluta en Tocontasi
- Lluta en Panamericana

Estaciones Pluviométricas:

- Villa Industrial
- Alcerreca
- Putre
- Chapiquiña
- Chucuyo
- Guallatire

En la Figura 4.3-1 se muestra la ubicación geográfica de las estaciones señaladas precedentemente.

FIGURA 4.3-1
UBICACIÓN DE ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS Y FLUVIOMÉTRICAS



Los registros de las estaciones pluviométricas de la parte alta de la cuenca del río Lluta, para el período estival, muestran un rango de precipitaciones máximas en 24 horas de 14 a 29 mm, en tanto, para una duración de 3 días, el nivel de precipitación máxima alcanzó los 61 mm en la estación Villa Industrial.

Un aporte del trabajo citado interesante para el desarrollo del estudio, son los aforos realizados en el río Lluta en la estación Lluta en Panamericana y en el sector del puente mecánico. De ello se estimó un coeficiente de rugosidad promedio de 0,044 y 0,032 respectivamente.

En este estudio se entregan los resultados de las estimaciones, a partir de las mediciones de los niveles de trazas, del caudal de crecida en el río Lluta en Tocantasi (800 m³/s), en Recinto Essat (600 m³/s) y en Panamericana (600 m³/s). En el acápite de Estudios Básicos, Hidrología, se realiza un análisis detallado de estos antecedentes.

Como conclusión importante que obtuvo este estudio, se puede destacar las condiciones meteorológicas extraordinarias que afectaron la cuenca del río Lluta para la ocurrencia del fenómeno analizado. En efecto, previo a la crecida de febrero la cuenca estuvo sometida a precipitaciones que se extendieron durante un mes lo que generó un nivel de saturación de la cuenca poco frecuente. Adicionalmente, durante la crecida de febrero, las estaciones pluviométricas de la parte alta registraron precipitaciones en forma simultánea situación que no se había observado en otras oportunidades.

Fuente: "Estudio Hidráulico Fluvial, Reposición Puentes Zascapa, Lluta y Protecciones Fluviales Puente Chacalluta y Terraplén Vía Férrea km 32. Ferrocarril Arica – La Paz". ICIL-ICAFAL. 2002

Con ocasión de la ocurrencia del "invierno boliviano", en febrero del 2001 el río Lluta se vio expuesto al paso de una crecida pluvial extraordinaria.

Como consecuencia de esta crecida, la infraestructura de ferrocarriles, además de ver la destrucción de los puentes Lluta y Zascapa, sufrió el desmoronamiento del terraplén de la línea férrea en un sector de aproximadamente 2.0 km de longitud, aguas arriba del puente vial Chacabuco.

Durante el año 2002, FFCC encargó a la empresa constructora ICIL – ICAFAL la reposición de la infraestructura dañada y, adicionalmente, la protección del único puente que permaneció en pie: Chacalluta.

Este estudio tuvo como objetivo el dimensionamiento y diseño para construcción, desde el punto de vista hidráulico, de los puentes Lluta y Zascapa con sus respectivas defensas fluviales además del proyecto de protecciones del puente Chacalluta, próximo a la Panamericana Norte, y del terraplén de la vía férrea ubicado aguas arriba del puente vial Chacabuco.

Dentro de los trabajos abordados, se elaboró un estudio hidrológico en el que se obtuvieron los caudales máximos instantáneos. Para tal efecto, se hizo el análisis de frecuencia de los registros históricos de las estaciones fluviométricas Lluta en Panamericana y Lluta en Tocontasi. Para el estudio se contó con registros históricos de 23 años en la estación Lluta en Panamericana y 26 años en la estación Lluta en Tocontasi.

No se consideró el relleno de estadísticas entre ambas estaciones ya que la fecha de ocurrencia de los máximos instantáneos, en general no coincide de manera que se descartó una relación entre ambas.

Se estimaron los caudales máximos instantáneos para los periodos de retorno de 50, 100 y 200 años. Los resultados obtenidos entregaron caudales considerablemente inferiores a los estimados por la DGA (2001) para la crecida de 2001, por tal motivo, este estudio adoptó como criterio de diseño dimensionar las obras con el caudal resultante del análisis de frecuencia y verificar el comportamiento de éstas con el gasto estimado por la DGA.

Con relación a los aspectos hidráulicos de las obras, se estimaron los ejes hidráulicos incorporando las obras proyectadas. Además de las características hidráulicas del escurrimiento, se estimaron niveles de socavación del lecho producto de la presencia de las estructuras.

La construcción de las obras proyectadas se concluyó a comienzos del año 2002.

Es importante destacar que de acuerdo a las entrevistas con lugareños, este estudio señala que en la crecida de febrero, el puente de ferrocarriles Lluta que originalmente era de 40 m de longitud con dos pilas centrales, quedó obstruido represando las aguas que bajaban por el río.

Finalmente colapsó la estructura generando una onda hacia aguas abajo que sucesivamente fue destruyendo los puentes viales y de ferrocarriles que encontró a su paso. En total colapsaron 5 puentes viales (Chacalluta, Santa Lucía, Chacabuco, Poconchile y el puente antiguo de Santa Lucía) y 3 de ferrocarriles (Arica-Tacna, Arica-La Paz en Santa Lucía y en el km 41) permaneciendo en pie solamente el puente de ferrocarril Chacalluta.

Fuente: "Análisis de Descontaminación y Embalse en Río Lluta". **Ejecutor:** INGENDESA, **Mandante:** Dirección de Riego, MOP, 1993.

Sobre la base de las estadísticas recopiladas se extendieron, rellenaron y ampliaron la series de caudales medios mensuales para el período 1961/62 a 1987/88 para las estaciones de control Río Azufre en Humapalca, Río Cacarani en Humapalca Y en Alcérreca, Río Colpitas en Alcérreca, Río Lluta en Alcérreca, Río Lluta en Tocontasi y panamericana y Río Caquena en Vertedero. El año hidrológico fue definido entre los meses de Noviembre y Octubre. Finalmente se obtuvieron curvas de duración de los caudales medios mensuales y se determinaron curvas de variación estacional para diferentes probabilidades de excedencia.

Con respecto a las precipitaciones, se seleccionaron 23 estaciones ubicadas en la cuenca del río Lluta y vecinas. A partir de las series anuales completas se realizó un análisis de consistencia entre estaciones y se confeccionó un plano de isoyetas.

Fuente: "Análisis Estadístico de Caudales de los Ríos de Chile. Iª región". **Ejecutor:** Prisma Ingeniería Ltda., **Mandante:** Dirección General de Aguas, MOP, 1990.

Este estudio recopila información fluviométrica a nivel medio mensual y anual, en diversas estaciones de control ubicadas en la Iª región del país. A continuación rescatamos las estaciones ubicadas en la cuenca del río Lluta, ya que en este estudio no se incorporó la cuenca del río San José.

- Estación Río Colpitas en Alcérreca
- Estación Río Caracarina en Alcérreca
- Estación Río Lluta en Alcérreca
- Estación Río Lluta en Tocontasi

Se relleno, extendió y completó la estadística de caudales medios mensuales y anuales, generando una estadística de 30 años en el período comprendido entre los años hidrológicos 1960/61 – 1989/90. El caudal medio mensual fue calculado considerando el año hidrológico definido entre los meses octubre a septiembre.

A partir de la series corregidas se determinaron las curvas de duración para los periodos anual, mensual y estacional. Además se obtuvieron curvas de variación estacional para diferentes probabilidades de excedencia.

Estos antecedentes son de interés en el caso de rellenos o relaciones de caudales máximos anuales entre cuencas.

Estos antecedentes son de interés en el caso de rellenos o relaciones de caudales máximos anuales entre cuencas.

Fuente: Estudio de Ingeniería " Diagnóstico y diseño de las obras fluviales en el Río Lluta en sectores Km. 35 al 37, Km. 18 y puentes, I región", Etapa 2: Ingeniería Básica. Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda., Mandante: Dirección de Vialidad, MOP, 1997.

Análisis Hidráulico Fluvial.

Para el estudio hidráulico, se empleó la ecuación de conservación de energía, ecuación de Bernoulli, entre secciones sucesivas, numeradas en el sentido de escurrimiento. Para el cálculo de alturas normales se utilizó la ecuación de Manning, mediante el método de actores de conducción hidráulica para secciones múltiples.

Para el cálculo de alturas normales se utiliza, en general, la pendiente media del sector en estudio, aunque éste tenga tramos de distintas pendientes, ya que, por una parte, el eje hidráulico tiende a tomar en crecidas un pendiente más uniforme que la de fondo, y estas alturas son sólo referenciales y no influyen en el cálculo del eje.

Para definir el coeficiente de rugosidad se consideró el método de Cowan. (Ven Te Chow, pagina 105): $n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$, donde :

- n_0 : Material involucrado
- n_1 : Grado de irregularidad
- n_2 :Variaciones de la Sección transversal
- n_3 : Efecto relativo de las obstrucciones
- n_4 :Vegetación
- m_5 : Grado de los efectos por meandros

Los valores empleados son los siguientes:

CUADRO 4.3-1
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD EN DISTINTOS PUNTOS DEL RÍO LLUTA

Método		Puente Santa Lucía		Sector km. 19 (Espigón)		Sector Puente Chacabuco	
		Cauce	Planicies de Inundación	Cauce	Planicies de inundación	Cauce	Planicies de inundación
COWAN	N0	0,025	0,022	0,025	0,025	0,025	0,022
	n1	0,000	0,008	0,005	0,005	0,000	0,008
	n2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	n3	0,005	0,010	0,005	0,005	0,005	0,010
	n4	0,005	0,020	0,020	0,020	0,005	0,020
	m	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	n	0,035	0,060	0,055	0,055	0,035	0,060
Recomendación Ven Te Chow	mínimo	0,03	0,040	0,045	0,045	0,030	0,040
	Normal	0,035	0,060	0,05	0,050	0,035	0,060
	máximo	0,04	0,080	0,06	0,060	0,040	0,080
valor adoptado		0,035	izq = 0,065 der = 0,050	0,055	0,055	0,035	0,06

Método		Sector Puente Poconchile		Sector Km. 35 al 37	
		Cauce	Planicies de Inundación	Cauce	Planicies de inundación
COWAN	n0	0,027	0,022	0,027	0,022
	n1	0,005	0,008	0,005	0,008
	n2	0,000	0,000	0,000	0,000
	n3	0,005	0,010	0,005	0,010
	n4	0,008	0,020	0,008	0,020
	m	1,000	1,000	1,000	1,000
	n	0,045	0,060	0,045	0,060
Recomendación Ven Te Chow	minimo	0,035	0,040	0,035	0,040
	Normal	0,045	0,060	0,045	0,060
	máximo	0,05	0,080	0,050	0,080
valor adoptado		0,045	izq = 0,060 der = 0,065	0,035	0,06

CUADRO 4.3-2
TIPO DE ESCURRIMIENTO

Sector	Tipo de escurrimiento
Puente Santa Lucía.	Súper crítico.
Obra Km. 19.	Subcrítico.
Puente Chacabuco.	Súper crítico.
Puente Chacabuco.	Subcrítico.
Obras Km. 35 a 37.	Súper crítico.

Caudales de Cálculo.

Los caudales de cálculo corresponden a los máximos de crecidas determinados en el estudio hidrológico,

CUADRO 4.3-3
CAUDALES DE DISEÑO

Tr [años]	Caudal [m ³ /s]
2	54
5	86
10	107
25	133
50	153
100	172

Análisis Mecánico Fluvial.

El análisis comprende el cálculo de socavación general del cauce y local en los puentes que se encuentran en el sector del estudio, como asimismo la determinación del equilibrio sedimentológico. Para ello se empleó el caudal de cálculo de periodo de retorno de 100 años, que es el caso más desfavorable $Q = 172 \text{ m}^3/\text{s}$.

La socavación general se calculó aplicando el método de Lisctvan- Lebediev, la socavación local al pie de las pilas de los puentes se determinó aplicando las relaciones de Breusers, Nicollet y Shen y la de Jain y Fisher, relaciones que el Consultor ha aplicado en otros estudios.

En cuanto a la socavación al pie de estribos se utilizó la fórmula de Lui, Chang y Skinner, no validándose sus resultados por aplicación de alguna relación alternativa.

Finalmente el arrastre de fondo se obtuvo aplicando la clásica relación de Meyer- Peter y Muller, de amplia aplicación en nuestro medio.

Socavación General

La socavación general se calculó aplicando el método de Lischtavan - Levediev, el cual se basa en la hipótesis de que en la sección de cálculo el fenómeno de la socavación prosigue hasta que la capacidad de arrastre alcanza el límite de arrastre crítico incipiente.

Las profundidades de socavación alcanzados son:

Puente Santa Lucía: 1,31 m
Puente Chacabuco: 1.05 m
Puente Poconchile: 1,36 m

Socavación local al pie de Cepas

La socavación se estimó utilizando dos fórmulas:

- i) Breusers, Nicollet y Shen, aplicable a suelos arenosos no cohesivos.
- ii) Jain Fischer, la que utiliza el número de Froude, que se obtiene de la relación de Shields.

Ambas fórmulas son válidas para pilas de forma circular, para las de forma rectangular, la literatura recomienda incrementar los resultados un 40%, y para el cálculo de la cota de fondo al pie de las pilas se debe agregar la socavación local, la socavación general por estrechamiento.

La cota de socavación adoptada corresponde a la cota de lecho socavado, por estrechamiento menos la socavación local más desfavorable (Jain). La profundidad de la socavación (S) es de:

	Breusers	Jain
Puente Chacabuco	0,84	0,88
Puente Poconchile	0,84	0,89

Socavación al pie de los estribos

Para calcular la socavación se utilizó la fórmula propuesta por Lui, Cang y Skinner. La profundidad de socavación (S) estimada es de:

CUADRO 4.3-4
SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS

Sector	Estribo	S [m]
Puente Santa Lucia	Izquierdo	3,93
	Izquierdo	3,16
Puente Chacabuco	Derecho	3,05
	Derecho	3,09

Equilibrio sedimentológico.

Como información básica para estos cálculos se utilizó los resultados del análisis hidráulico-fluvial y la granulometría integral del cauce.

Para la estimación del transporte sólido se utilizó la fórmula experimental, de uso amplio en Chile, de Meyer-Peter-Müller (1948), esta fórmula puede aplicarse en forma

global (con parámetros representativos de la totalidad del sedimento) o por franjas de la curva granulométrica para el caso de granulometrías muy extensas).

Considerando que el material del lecho tiene una granulometria extendida, se ha aplicado el método de Meyer-Peter y Müller utilizando el sistema de fracciones granulométricas.

CUADRO 4.3-5
GASTO SÓLIDO EN VARIOS TRAMOS DEL RÍO LLUTA

SECTOR SANTA LUCIA						
Sección	Tr=2 años	Tr=5 años	Tr=10 años	Tr=25 años	Tr=50 años	Tr=100 años
	Gs(Kg/s)					
1	574,62	952,60	1.093,29	1.220,25	1.304,51	1.380,16
2	611,07	1.043,71	1.317,02	1.638,30	1.852,65	2.034,59
3	287,95	318,32	371,73	438,97	492,30	541,35
4	344,29	641,80	654,18	662,30	769,96	872,31
5	769,19	1.133,88	1.254,71	1.382,40	1.448,81	1.491,19
6	309,49	544,27	663,33	806,51	912,10	1.017,20
7	595,18	1.345,45	1.471,28	1.642,11	1.795,38	1.954,93

SECTOR KM 19 (Espigón)						
Sección	Tr=2 años	Tr=5 años	Tr=10 Años	Tr=25 años	Tr=50 años	Tr=100 años
	Gs(Kg/s)					
1	147,78	230,80	300,64	400,69	472,00	549,89
2	164,36	302,20	368,54	456,29	524,14	579,03
3	161,48	256,90	337,92	438,79	534,54	640,19
4	205,50	349,41	448,27	551,03	612,40	675,54
5	111,08	187,78	251,21	339,51	415,57	491,29
6	155,84	282,54	353,05	440,48	516,69	614,93
7	264,80	385,00	448,73	527,18	582,39	639,32
8	132,26	195,60	253,63	334,80	402,56	471,93
9	451,90	477,10	511,25	525,59	524,11	528,90

CUADRO 4.3-5 (continuación)
GASTO SÓLIDO EN VARIOS TRAMOS DEL RÍO LLUTA

SECTOR PUENTE CHACABUCO						
Sección	Tr=2 años	Tr=5 años	Tr=10 Años	Tr=25 Años	Tr=50 años	Tr=100 años
	Gs(Kg/s)					
1	348,15	584,27	752,59	968,81	1.146,42	1.319,84
2	288,94	443,45	533,46	647,41	727,63	780,34
3	452,75	812,57	1.064,19	1.398,09	1.712,98	2.017,55
4	259,87	426,16	533,05	678,40	785,20	896,78
5	314,76	446,87	563,65	719,09	833,21	942,02
6	442,32	732,01	904,85	1.116,96	1.273,00	1.421,27
7	457,23	452,13	568,48	709,33	743,15	795,28
8	328,50	1.108,67	1.491,03	1.963,84	2.430,71	2.746,27
9	1.050,45	975,29	1.119,19	1.684,95	1.383,28	1.577,46

SECTOR PUENTE POCONCHILE						
Sección	Tr=2 años	Tr=5 años	Tr=10 Años	Tr=25 Años	Tr=50 años	Tr=100 años
	Gs(Kg/s)					
1	288,11	452,93	550,42	673,57	760,64	843,40
2	52,65	162,27	265,23	415,06	530,36	637,97
3	249,87	293,56	329,45	353,34	363,15	362,35
4	56,53	110,19	151,24	203,93	245,69	291,99
5	276,32	446,91	564,37	707,01	824,86	930,84
6	267,08	381,61	452,56	545,94	619,92	683,85
7	138,14	218,46	269,51	339,92	452,36	541,41

SECTOR KM 35 AL 37						
Sección	Tr=2 años	Tr=5 años	Tr=10 Años	Tr=25 Años	Tr=50 años	Tr=100 años
	Gs(Kg/s)					
1	391,69	585,16	738,09	949,61	1.115,04	1.287,12
2	179,53	289,20	722,40	889,81	1.027,12	1.153,54
3	356,10	599,75	712,10	844,68	945,53	1.039,18
4	352,81	597,84	1.065,60	1.390,26	1.644,53	1.874,34
5	389,07	570,61	667,76	785,36	868,75	947,39
6	352,28	542,24	1.285,32	1.652,31	1.937,18	2.222,53
7	287,92	498,27	717,79	885,51	1.021,83	1.136,05
8	373,82	567,86	705,34	879,26	1.077,59	1.273,99
9	314,96	559,65	735,50	978,46	1.092,31	1.185,54
10	338,72	513,08	633,25	793,65	990,50	1.208,56
11	361,03	570,41	793,74	945,28	999,52	1.113,31
12	362,85	574,57	1.125,62	1.499,10	1.844,68	2.114,66
13	339,56	575,11	712,29	885,57	1.015,32	1.133,85
14	361,04	562,31	853,75	1.132,32	1.346,10	1.330,98
15	260,57	391,10	637,95	773,59	875,38	953,78
16	283,48	337,12	761,83	867,76	941,03	1.048,03
17	48,37	51,27	82,67	97,97	109,27	118,82

Se observa que en los sectores de puentes el gasto sólido presenta una disminución en la zona situada inmediatamente aguas arriba de las estructuras y aguas abajo.

Esto evidencia lo que ocurre aguas arriba de las estructuras, debido a la modificación que estas producen en el escurrimiento, este fenómeno se acentúa para los gastos de crecidas mayores.

En el sector del Km. 19 los gastos sólidos para caudales de crecidas menores, son bastante similares entre las secciones, lo que indica un relativo equilibrio sedimentológico en el sector, no obstante esto se altera para crecidas mayores, en que se presentan gastos sólidos que varían del simple al doble en diferentes secciones. Similar a lo que ocurre del sector del Km. 35 al 37, en que para crecidas mayores los gastos sólidos presentan variaciones bastante importantes entre secciones, siendo destacable la mayor capacidad de la sección 16 (casi 4.00 kg/s para periodo retorno de 100 años) con respecto al valor dominante, del orden de los 1.500 kg/s.

4.3.2 Río San José

Fuente: "Plan Director para la Gestión de los Recursos Hídricos en la Cuenca del Río San José", Ejecutor: AC Ingenieros Consultores, Mandante: Dirección General de Aguas, MOP, 1998.

Este trabajo cuenta con un acápite relativo al Diagnóstico de los Recursos Hídricos. Allí se realiza una revisión crítica de los antecedentes, incluyendo los fluviométricos, sobre sequías y aguas subterráneas. Además este estudio considera una cuantificación de los recursos superficiales y un análisis del comportamiento histórico de las Series Hidrológicas.

En este estudio se empleó un análisis de frecuencia, para estimar la magnitud de los caudales máximos instantáneos asociados a diferentes periodos de retorno. Para ello se empleó la información de caudales máximos instantáneos para el periodo 1964 a 1983, contenido en el estudio de Prisma-DV (1992). Estos caudales fueron obtenidos de mediciones realizadas en la estación de control fluviométrico San José antes de la Bocatoma de Puente Saucache.

Según el análisis realizado en el informe antes mencionado, los caudales registrados durante crecidas en el puente Saucache presentan valores inferiores en aproximadamente a 0,5 m³/s a los que se registran en la estación San José antes de Bocatoma. Esta escasa diferencia hace que sea posible realizar un análisis de frecuencias.

Adicionalmente, según los registros de la DGA, para la estación San José antes Bocatoma Azapa, se dispone de los caudales de crecidas de los años 1984 y 1993 correspondientes a 7,1 y 16,3 m³/s, respectivamente. Dentro de este periodo se tiene antecedentes de que el río San José experimentó sólo una crecida el año 1987, la cual fue estimada en 5 m³/s.

CUADRO 4.3-6
CAUDALES MÁXIMOS RÍO SAN JOSÉ

Año	Estación	Q_{max} (m ³ /s)
1964	San José antes Bocatoma	6,0
1965	San José antes Bocatoma	7,0
1966	San José antes Bocatoma	6,0
1967	San José antes Bocatoma	10,0
1968	San José antes Bocatoma	8,0
1969	San José antes Bocatoma	10,0
1970	San José antes Bocatoma	0,0
1971	Puente Saucache	30,0
1972	Puente Saucache	140,0
1973	Puente Saucache	290,0
1974	Puente Saucache	40,0
1975	Puente Saucache	19,7
1976	San José antes Bocatoma	16,8
1977	San José antes Bocatoma	30,0
1978	Puente Saucache	15,0
1979	San José antes Bocatoma	3,5
1980	San José antes Bocatoma	3,6
1981	San José antes Bocatoma	5,8
1982	San José antes Bocatoma	5,3
1983	San José antes Bocatoma	1,4

Fuente: "Estudio de Ingeniería de Proyectos de Defensas Fluviales en río San José, Provincia de Arica, I Región" Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda., Mandante: Dirección de Vialidad Ministerio de Obras Públicas, 1992.

El objetivo del estudio fue desarrollar un diagnóstico y solución a nivel de prediseño de obras de protección de la quebrada Acha y en el caso del río San José, diagnóstico y obras de protección a nivel de ingeniería de detalle. En este río, el estudio de las defensas sólo se planteó en el sector urbano.

En el trabajo se determinaron los caudales de crecidas para el río San José y la Quebrada de Acha. Para este estudio se utilizaron registros de caudales máximos instantáneos del río San José, medidos en el puente Saucache y en el río San José antes de bocatoma Canal Azapa; la extensión de la estadística es de 20 años, considerando la mayor crecida registrada en el río San José (enero 1973, $Q = 290$ m³/s).

Se señala que los caudales de crecida para el río San José fueron calculados mediante un análisis de frecuencia, en cambio para la Quebrada de Acha los caudales de crecidas se determinaron en forma indirecta, relacionando los caudales máximos del río San José y la Quebrada de Acha, en función de sus áreas efectivas aportantes y de las precipitaciones máximas aportantes.

Fuente: "Proposiciones para la defensa del Valle de Azapa contra los efectos del Invierno Boliviano". Autor: Manuel José Letelier Martínez, CONAF, 1977.

El aporte efectivo de agua proviene casi en su totalidad de la subcuenca del río Tignamar, con una hoya de sólo 870 km² donde se encuentran las máximas alturas de la cuenca, cerros Belén y Chapiquiña los que sobrepasan los 5.000 m, es aquí donde se concentran las precipitaciones con un promedio de 200 mm anuales, fluctuando entre máximas de 578 y mínimas de 6 mm anuales.

Fuente: "Estudio de Factibilidad Programa de Manejo de Cuencas Hidrográficas". Cuenca Río San José. Ministerio de Agricultura, MOP, BID, DHV, INFOR, 1995.¹

En el estudio se realizó una evaluación de los recursos de aguas superficiales en tres sectores, en base al análisis de los caudales medios mensuales medidos en diferentes estaciones de control fluviométrico.

El primer sector fue caracterizado en base a los caudales registrados en la estación Río San José antes de Bocatoma Azapa.

Un segundo sector fue caracterizado por los caudales medios mensuales de la operación de la central Chapiquiña.

El tercer sector fue caracterizado en base a los caudales registrados en la estación fluviométrica Canal Lauca en Bocatoma, las series anuales de las estaciones Cotaconi en Desaguadero y Río Lauca en Estancia El Lago.

Para cada uno de los puntos de control analizados, se presentan curvas de variación estacional y de duración para los periodos mensual, estacional y anual.

Estos antecedentes son de interés en el caso de rellenos o relaciones de caudales máximos anuales entre cuencas.

Fuente: "Modelo de Simulación Hidrológico Operacional Cuenca del Río San José", Ejecutor: Luis Arrau Del Canto, Mandante: Dirección General de Aguas, MOP, 1997.

Este estudio cuenta con una completa caracterización de parte importante de la zona de estudio que abarca la presente consultoría. Esta caracterización se desarrolla tanto en términos pluviométricos como en fluviométricos.

Se seleccionaron las estaciones de interés y que tuvieran la información mínima necesaria y se desarrollaron todas los procesos tendientes a asegurar la validez de la información.

Estos antecedentes son de interés en el caso de rellenos o relaciones de caudales máximos anuales entre cuencas.

¹ MOP: Ministerio de Obras Públicas, BID: Banco Interamericano de Desarrollo, CONAF: Corporación Nacional Forestal, DHV: Deutscher Hängegleiterverband, INFOR: Instituto Forestal de Chile.

Fuente: "Construcción barreras de goma río San José, comuna de Arica". Informe Final. Ejecutor: CONIC-BF, Mandante: Dirección de Obras Hidráulicas I Región, Junio 2001.

El informe da cuenta del análisis hidrológico efectuado, el cual consideró 5 estaciones fluviométricas. Incorpora antecedentes relativos a crecidas ocurridas en Febrero 1999 y Enero Febrero 2000.

Presenta también antecedentes de evaporación con registros diarios a partir de 1999.

También recopila antecedentes sedimentométricos en el río Lluta, consistentes en sedimento en suspensión (registro a nivel diario, pero con vacíos) y muestreos integrados a nivel mensual.

Se encuentra también en el informe antecedentes relevantes de crecidas históricas ocurridas en la zona, a partir de 1943.

Fuente: "Proyecto Defensas Fluviales en el Río San José. Etapa 3, Proyecto de Obras" Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda., Mandante: Dirección de Vialidad, MOP, 1992.

Para la determinación de caudales máximos para distintos periodos de retorno para la Quebrada de Acha, la cual no dispone de registros pluviométricos ni pluviométricos, se empleó un método indirecto con base en la información disponible del cauce del río San José: caudales máximos instantáneos medidos por la Dirección General de Aguas en las estaciones de aforado ubicadas en el río San José, en el puente Saucache y antes de bocatoma Canal Azapa, para el periodo entre 1964 y 1983.

La información pluviométrica disponible para el área, corresponde a planos de isoyetas, los que fueron trazados utilizando como base las estaciones localizadas en la parte media y alta de la cuenca del río San José y en la ciudad de Arica.

La metodología empleada supone gastos específicos por unidad de área y precipitación de la Quebrada de Acha y el Río San José son aproximadamente iguales, dado que sus cuencas aportantes presentan características similares respecto a su morfología, vegetación y clima.

A la fecha de la elaboración de este estudio, la mayor crecida registrada en el río San José, fue en el año 1973, 10 de Enero, con un caudal de 290 m³/s. Para el análisis de frecuencia del registro, se empleó la distribución Gumbell, el cual resulta ser la de más amplio uso y de mejor resultado para estas cuencas.

Para el análisis se utilizaron las precipitaciones máximas en 24 horas.

CUADRO 4.3-7
CAUDALES MÁXIMOS DEL RÍO SAN JOSÉ Y LA QUEBRADA DE ACHA.

Tr (años)	Q máx [m ³ /s]	
	Río San José	Quebrada de Acha
50	248	42
100	293	50
200	337	57

Fuente: "Estudio proyecto defensas fluviales en Quebrada de Acha para el centro de readaptación social de Arica." Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda., Mandante: Dirección de Arquitectura, MOP I Región, 1994.

Hidrología

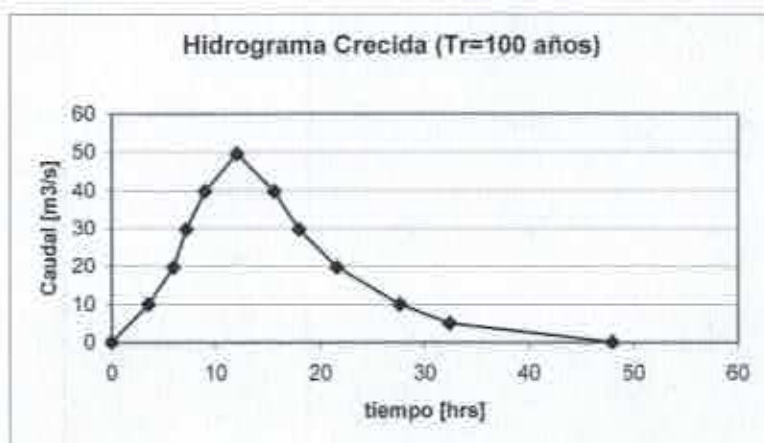
Para el cálculo del caudal máximo de la quebrada se utilizó la determinación del hidrograma de crecida de esta quebrada para un periodo de retorno de 100 años. Para este efecto se utilizaron los coeficientes de distribución adimensionales del hidrograma unitario sintético que se entrega en el manual de carreteras Vol. 3 tabla 3.702.403A, de acuerdo al análisis de hidrograma de crecidas del río San José, que se presenta en el documento "plan maestro de acción inmediata".

El tiempo de duración de la crecida es de aproximadamente de 48 horas para el área en estudio.

En la siguiente tabla se entrega el hidrograma calculado para un caudal con periodo de retorno de 100 años.

CUADRO 4.3-8
HIDROGRAMA DE CRECIDA DE LA QUEBRADA DE ACHA.

tiempo [horas]	Caudal [m ³ /s]
0	0
3,6	9,9
6	19,8
7,2	29,8
9	39,7
12	49,6
15,6	39,7
18	29,8
21,6	19,8
27,6	9,9
32,4	5
48	0



Mecánica Fluvial

Este informe, presenta un interesante estudio de Mecánica Fluvial en la quebrada de Acha. Se hace un análisis para caracterizar el régimen sedimentológico de la

quebrada, calculándose el gasto sólido de fondo con las fórmulas empíricas de Meyer- Peter y Muller (1948) y de Sato, Kikawa y Ashida (1958). Ambas fórmulas son de conocimiento del Consultor. La primera de ellas ha tenido ajustes posteriores que han dado origen a metodologías actualizadas, por ejemplo las de Smart y Jaeger. De acuerdo a la experiencia de los profesionales de la presente consultoría, la fórmula de Sato et al, hoy no es de aplicación frecuente, ya que ha sido reemplazadas por nuevas expresiones de mayor precisión e incorporan más información experimental y real.

El informe da a conocer los antecedentes topográficos, hidrológicos, granulométricos e hidráulicos necesarios para la determinación del gasto sólido, cuales son perfiles transversales, caudales, granulometría de los sedimentos del cauce obtenidas de 2 calicatas practicadas en la quebrada. Finalmente se entregan los resultados del gasto sólido de fondo asociados con caudales determinados.

4.3.3 Antecedentes Correspondientes a Regiones Vecinas.

Fuente: "Crecidas súbitas y corrientes de detritos ocurridas el 18 de Junio de 1991 en Antofagasta". Centro de Recursos Hidráulicos, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Mayo 1993.

El objetivo del estudio fue efectuar una investigación dirigida a recopilar, procesar y analizar toda la información disponible relacionada con el fenómeno ocurrida en esa ciudad en la fecha señalada, con el fin de caracterizar hidrológica e hidráulicamente las crecidas y las corrientes de detritos que se produjeron en las principales quebradas de Antofagasta.

El informe expone la metodología seguida y desarrolla un acabado proceso de caracterización meteorológica del fenómeno climático, caracterización geológica-geomorfológica del fenómeno y el correspondiente análisis hidrológico e hidráulico.

Aparte de la información que entrega en cuanto a base de datos y resultados, el estudio representa un excelente apoyo de referencia en lo que a metodología para abordar este tipo de fenómeno se refiere.

4.4 ANTECEDENTES DEL MATERIAL DEL CAUCE

4.4.1 Río Lluta

Fuente: "Estudios básicos de los recursos hídricos valles Lluta, Azapa, Vitor y Camarones". capítulo 7, Características de los Sedimentos. Ejecutor: AC Ingenieros Consultores, Mandante: Dirección de Obras Hidráulicas, MOP, 2002.

En este informe se realizó la caracterización sedimentológica del río Lluta, la cual consiste en determinar la curva de duración del gasto sólido y el arrastre sólido para caudales de crecida establecidos.

Los antecedentes que se tuvo en cuenta para el análisis fueron, en relación con los sedimentos del cauce, la granulometría de estos para el río. Para ello se excavaron pozos a lo largo del cauce determinando sus características granulométricas principales mediante la ejecución de curvas integradas, incorporando también información procedente de estudios ya existentes.

Para completar los antecedentes requeridos para efectuar la caracterización sedimentológica de cada cauce, se contó con estadísticas de estaciones fluviométricas existentes en el valle del río Lluta.

También se realizaron levantamientos topográficos y batimétricos, consistentes en perfiles longitudinales y transversales.

Con el apoyo de esta información se procedió a calcular el gasto sólido en suspensión y el de fondo. Para obtener el primero, y al no contar con mediciones de terreno, se aplicó la metodología de Rouse. Para el arrastre de fondo se utilizaron las relaciones de Meyer- Peter y Muller (1948), la de Ackers y White y la de Parker, de modo de obtener una predicción del arrastre de fondo limitada por valores altos (MPM) y bajos (Parker).

En resumen, la información que proporciona este informe será de gran utilidad en el análisis mecánico fluvial que se abordará en el presente estudio.

Caracterización granulométrica para el río Lluta.

Para esto se realizaron análisis granulométricos a los sedimentos constituidos del lecho del río Lluta, para lo cual se construyen 4 calicatas que permitieron complementar la información existente para este cauce.

La elección de los sectores se realizó de tal manera de representar efectivamente al material de arrastre a lo largo del río y descartando aquellos lugares que presentan perturbaciones en el flujo producto de la presencia de singularidades y estructuras presentes en el lecho del río, como estrechamientos naturales ocasionados por puentes, bocatomas, extracciones de áridos, etc.

El muestreo se realizó por capas de 1,0 m de profundidad y su área de 1,0 x 1,0 m, considerando como profundidad total de 2,0 m. Se obtuvieron curvas granulométricas representativas para ambas aguas, para luego calcular las curvas integradas representativas del sector.

A partir de los antecedentes obtenidos se determinaron los valores característicos de las curvas granulométricas representativas de los tramos homogéneos del río Lluta, las que se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO 4.4-1
CURVA GRANULOMÉTRICA

Calicata	Ubicación	D ₁₀ [mm]	D ₅₀ [mm]	D ₈₄ [mm]	D ₉₀ [mm]	D _g [mm]	σ
1	Km. 0,0 (Desembocadura)	0,10	0,43	4,5	6,2	0,70	6,70
2	Km. 6,4 (*)	0,21	50	150	180	5,60	16,70
3	Km. 12,0	0,65	50	170	230	10,50	16,20
4	Km. 19,4(*)	0,20	45	120	150	4,90	24,50
5	Km. 20,5(*)	8,00	105	197	210	39,70	5,00
6	Km. 26,2(*)	0,60	80	120	140	8,50	14,10
7	Km. 36,0(*)	0,45	95	230	260	10,20	22,60
8	Km. 44,0	1,30	100	280	350	19,10	14,70
9	Coronel Alcérreca	0,40	11	110	200	6,60	16,60

(*) : granulometría extraída de estudios existentes.

Fuente: Estudio de Ingeniería " Diagnóstico y diseño de las obras fluviales en el Río Lluta en sectores Km. 35 al 37, Km. 18 y puentes, I región", Etapa 2: Ingeniería Básica. Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda., Mandante: Dirección de Vialidad, MOP, 1997.

Los antecedentes granulométricos para cada pozo excavado son los siguientes:

CUADRO 4.4-2
ANTECEDENTES GRANULOMÉTRICOS

Pozo	Dm [mm]	D50 [mm]	D90 [mm]
Santa Lucía	67,3	49,0	149,5
Km. 19	64,4	44,9	145,7
Chacabuco	115,8	112,0	217,4
Poconchile	69,5	77,8	139,9
Km. 35	48,8	37,3	111,6
Km. 35,4	145,4	170,6	169,6
Km. 36	155,3	170,4	267,4
Km. 36,5	92,2	79,2	236,6

Los diámetros característicos para el puente de Chacabuco resultan significativamente, mayores a los correspondientes al puente Poconchile y algunos al sector 35 a 37. Dado que ambos sectores se localizan aguas arriba del puente Chacabuco y el sector Km. 35 a 37 tiene mayor pendiente, se considera que los valores obtenidos en este puente pueden ser no representativos de dicho sector, debido a haberse tomado la muestra en una zona singular del lecho. Al respecto cabe señalar que en la fecha en que se excavaron las calicatas se produjo una importante crecida en el río Lluta. Esta situación se presenta también, en menor medida, en el sector el Km. 19.

4.4.2 Río San José

Fuente: "Estudios básicos de los recursos hídricos valles Lluta, Azapa, Vitor y Camarones". capítulo 7, Características de los Sedimentos. Ejecutor: AC Ingenieros Consultores, Mandante: Dirección de Obras Hidráulicas, MOP, 2002.

Para este estudio se realizaron 6 calicatas en el lecho, y además se cuenta con dos muestras extraídas en los kilómetros 2,7 y 4,6 del cauce, kilometraje medido desde la desembocadura.

Al igual que el caso del río Lluta se escogieron los lugares de muestras evitando singularidades y estructuras presentes en el río.

El muestreo se realizó por capas de 1,0 m de profundidad y su área de 1,0 x 1,0 m, considerando como profundidad total de 2,0 m. Se obtuvieron curvas granulométricas representativas para ambas aguas, para luego calcular las curvas integradas representativas del sector.

A partir de los antecedentes obtenidos se determinaron los valores característicos de las curvas granulométricas representativas de los tramos homogéneos del río San José, las que se presentan en el siguiente cuadro.

CUADRO 4.4-3
RESUMEN RESULTADOS CALICATAS EN RÍO SAN JOSÉ

Calicata	Ubicación	D16 [mm]	D50 [mm]	D84 [mm]	D90 [mm]	Dg [mm]	σ
1	Km. 0,0 (Desembocadura)	0,40	4,75	109	190	6,6	16,5
2	Km. 2,7 (*)	0,40	140	220	250	9,4	23,5
3	Km. 4,6	0,70	60	190	210	11,5	16,5
4	Km. 9,0 (*)	0,20	70	130	190	5,1	25,5
5	Km. 19,0 (*)	0,60	65	180	220	10,4	17,3
6	Km. 24,6 (*)	0,45	83	265	315	10,9	24,3
7	Km. 38,8 (*)	0,61	62	255	275	12,5	20,4
8	Km. 56,9	0,70	11,2	160	240	10,6	15,1

(*): granulometría extraída de estudios existentes.

Fuente: Seminario Internacional " Preparación Para Atención de Catástrofes. Proyecto para la defensa del Valle de Azapa contra los efectos del Invierno Boliviano" SIPAC'78. 1978.

En época de crecidas no existe medida de la cantidad de sólidos en suspensión ni por arrastre, pero la crecida de 1973 dejó una capa de 30 cm o más de sedimento fino en la parte baja, grandes rocas y material fueron depositados aguas arriba.

Se realizó un análisis granulométrico puntual, no se sabe la ubicación exacta, en el que se obtuvo un 59% del material con un diámetro mayor a 25 mm.

Fuente: "Proyecto Defensas Fluviales en el Río San José. Etapa 3, Proyecto de Obras". Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda., Mandante: Dirección de Vialidad, MOP , 1992.

En la Quebrada de Acha, en las cercanías de su confluencia con el río San José, se realizaron dos calicatas, con análisis granulométrico integral.

Las calicatas realizadas tienen una profundidad de 1.55 m. y 1.50 mts. En ambas calicatas se observaron materiales de similares características.

El resultado fue entre 0,0 y 1,0 m. un suelo de arena limosa y material garbillos, con tamaño máximo entre 1" y 2". A partir de 1,0 m el material está compuesto de arena limosa y ripio con tamaño máximo de 3".

CUADRO 4.4-4
ANTECEDENTES GRANULOMÉTRICOS EN QUEBRADA DE ACHA

Calicata	D ₅₀ [mm]	D ₆₀ [mm]	D ₉₀ [mm]	D _{medio} [mm]
1	2,16	29,63	44,45	14,63
2	1,76	19,05	38,10	10,83

4.5 ANÁLISIS DE ARTÍCULOS DE PRENSA

a) Hitos importantes en la Prensa

El análisis de prensa está destinado fundamentalmente sintetizar la historia reciente de los problemas de aguas de la ciudad de Arica, dar cuenta de las instituciones que han participado, de las soluciones que se han propuesto o realizado, así como las reacciones ciudadanas frente a las situaciones descritas.

A continuación se describe el análisis de prensa de eventos ocurridos en los treinta últimos años. En el Anexo 4.5, se presentan copias de los recortes de prensa empleados en este análisis.

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 02/1943
Hito N° 1	El río San José llegó al mar durante varios días.	
Nivel de Impacto	- No se menciona la ocurrencia de daños.	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 01/1955
Hito N° 2	La crecida del río San José duró dos meses, llegando su caudal al mar	
Nivel de Impacto	Se desconoce si hubo pérdidas humanas o materiales	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 02/03/1959
Hito N° 3	Se estimó un caudal máximo de 30m ³ en la zona baja del valle.	
Nivel de Impacto	- Reiteradas crecidas del río Tignamar obligan traslado del pueblo del mismo nombre.	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 01/1960
Hito N° 4	La crecida del San José duró 29 días, pero sin llegar a la parte inferior del valle.	
Nivel de Impacto	- No se menciona la ocurrencia de daños.	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 01-03/1961
Hito N° 5	Se considera uno de los mayores eventos. Su volumen se estimó en 22 m ³ .	
Nivel de Impacto	- No se mencionan daños.	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 02-03/1963
Hito N° 6	Su volumen se estimó en 11m ³	
Nivel de Impacto	Se desconoce si hubo pérdidas humanas y materiales.	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 02-03/1965
Hito N° 7	La crecida del río provocó el corte del camino en sector Las Maitas	
Nivel de Impacto	- No se menciona la ocurrencia de daños.	
Fuente	AC Ingenieros Consultores Ltda. DOH-MOP.	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :02/1971
Hito N° 8	El "invierno boliviano" se desata con intensidad desusada. Se estimó en 30m3 la crecida del río San José y del Lluta.	
Nivel de Impacto	- Damnificados : No se mencionan. - Zonas afectadas : Para atender a Alto Ramírez y otros de la ribera sur del valle de Azapa, se ha habilitado el antiguo camino que parte del sector El Buitre - Infraestructura dañada : Camino al santuario de la Virgen de Las Peñas, arrasado entre la Bocatoma y el paradero Usipar.	
Instituciones/ Organizaciones	Jefatura del Servicio de Vialidad	
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones		
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :03/01/1972
Hito N° 9	El río San José alcanza el mar	
Nivel de Impacto	- Damnificados : Población Areneros, a la entrada del Valle de Azapa, evacuada - Zonas afectadas : Interrumpido el paso por el puente San José, en la Costanera Norte. - Infraestructura dañada : El río Lluta destroza alcantarillas y otras obras en el Circuito Turístico. Camino intransitable desde el caserío de Putre a Zapahuira al oriente. Se estudia la fortaleza de los puentes San José en la Panamericana y el puente ferroviario en Velásquez con Costanera Norte	
Instituciones/ Organizaciones	Carabineros. Servicio de Vialidad	
Reacciones de la Comunidad	Alegria de los agricultores del Valle de Azapa, por posibilidad de riego.	
Observaciones		
Fuente	Diario La Defensa de Arica /DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :20/01/1972
Hito N° 10	Nueva avenida dentro del mismo mes.	
Nivel de Impacto	- Damnificados: Población Allende. - Zonas afectadas: - Infraestructura dañada : Anegado proyecto turístico de la Universidad Católica en la Puntilla de San José.	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad	Los consejales recordaron que se había desechado la construcción de una caleta pesquera en la puntilla San José, por las crecidas del río y el peligro de marejadas.	
Observaciones		

Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	
HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01/1973
Hito N° 11	Visita a damnificados por el desborde	
Nivel de Impacto	- Inundación del sector Maipú oriente. - Pueblos precordilleranos aislados - Puentes cortados	
Instituciones/ Organizaciones	Visita del Gobernador a las áreas afectadas	
Reacciones de la Comunidad	- Valle de Azapa está "liquidado"	
Observaciones		
Fuente	Diario La Concordia de Arica	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :02/1973
Hito N° 12	Crecida de los ríos Lluta y San José siguen causando daños	
Nivel de Impacto	- Puente Chacabuco en Lluta, 80% destruido. - En Juan Antonio Ríos, el nivel de agua amenaza con introducirse a la arteria - Rotura de canal matriz de Agua Potable que cruza el río San José.	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones		
Fuente	Diario La Concordia de Arica	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01/1973
Hito N° 13	Desborde del río San José, con un caudal de hasta 290m3	
Nivel de Impacto	No se menciona la ocurrencia de daños.	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones		
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01/1974
Hito N° 14		
Nivel de Impacto	- Damnificados : No se mencionan. - Zonas afectadas :Camino al Valle de Azapa cortado en kilómetro 30 y 60, sector Cardone, Cuesta del Águila - Infraestructura dañada :	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	Caudal se estimó en 46m3.	
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01/1976
Hito N° 15	Desborde del río San José e inundación de las poblaciones más modestas de la ciudad de Arica.	
Nivel de Impacto	- Damnificados: Daños en viviendas por techos inapropiados. - Zonas afectadas: - Infraestructura dañada:	
Instituciones/Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	No se produjeron baños materiales	
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :02/1977
Hito N° 16	El "invierno boliviano" se retrasa	
Nivel de Impacto	- Damnificados : Violenta e inusual crecida del río Lluta. Se descarrila un convoy del ferrocarril Arica-La Paz a la altura del kilómetro 30, lanzando el tren al río. Hubo accidentados. - Zonas afectadas :El río San José corta los accesos a Las Maitas y Alto Ramírez. - Infraestructura dañada : Los puentes Poconchile y Chacabuco sobre el Lluta quedan seriamente dañados. El San José destroza terraplenes en Las Riveras y corta los terraplenes en el sector en que se unen la costanera sur y norte, frente al regimiento Rancagua	
Instituciones/Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	Se estimo un caudal máximo de 14,3 m3	
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01 y 02/1978
Hito N° 17	Desde el 29 de Enero hasta el 10 de Febrero las aguas del río San José alcanzaron el mar	
Nivel de Impacto	- Damnificados : - Zonas afectadas : - Infraestructura dañada :Daños en la Central Hidroeléctrica Chapiquiña	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	Caudal máximo del río San José se estimo en 15m3	
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01/1981
Hito N° 18	El río San José llegó hasta el mar, inundando el paso bajo nivel ubicado antes de la desembocadura	
Nivel de Impacto	No se menciona la ocurrencia de daños.	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones		
Fuente	La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :02/1985
Hito N° 19	Crecida del río San José dejó caminos al interior intransitables	
Nivel de Impacto	- Damnificados : - Zonas afectadas Valle del Lluta, sector Molinos las aguas arrastraron animales; - Infraestructura dañada :El río Lluta dañó las vías del ferrocarril a La Paz en los kilómetros 25 y 26 y derribando postes telefónicos	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones		
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :02/1987
Hito N° 20		
Nivel de Impacto	- Damnificados : - Zonas afectadas : Las Maitas , Altos de Ramírez y Cerro Sombreo - Infraestructura dañada : Canales de riego.	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	El caudal máximo se estimó en 5m3.	
Fuente	Diario La Defensa de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :12/1992
Hito N° 21	A partir del 24 de Diciembre, el río San José arrastró piedras, tierra y escombros hasta el mar	
Nivel de Impacto	- Damnificados :Negocio del Turismo - Zonas afectadas :Playa El Chinchorro - Infraestructura dañada :	
Instituciones/ Organizaciones	Comité Provincial de Emergencias, Onemi Arica	
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	El caudal máximo se estimó en 18m3	
Fuente	Diario La Estrella de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :08/1993
Hito N° 22	Temporales en Invierno causan destrozos y graves daños por fuertes vientos. El río San José inunda el paso bajo nivel de la Avda. Luis Beretta.	
Nivel de Impacto	No se menciona la ocurrencia de daños.	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones	El San José alcanzo un caudal de 6m3.	
Fuente	Diario. La Estrella de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :02/1999
Hito N° 23	El río San José llega al mar el 24 de Febrero	
Nivel de Impacto	- Damnificados : Negocio del Turismo en playa Chinchorro y agricultores ribereños del río Lluta - Zonas afectadas : Playa del Chinchorro y riveras del Lluta - Infraestructura dañada :	
Instituciones/ Organizaciones	Los concejales Hernán Lagos, Jaime Arancibia, Miriam Arenas demandan la construcción de una represa	
Reacciones de la Comunidad	Los comerciantes y público demandan la construcción de una represa para el San José	
Observaciones	El río San José registro una máxima de 19m3	
Fuente	Diario. La Estrella de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA :01/2000
Hito N° 24	Crecida del San José, con llegada al mar	
Nivel de Impacto	- Damnificados : Negocio del Turismo en playa Chinchorro - Zonas afectadas : Playa del Chinchorro - Infraestructura dañada :	
Instituciones/ Organizaciones		
Reacciones de la Comunidad		
Observaciones		
Fuente	Diario. La Estrella de Arica/DOH-MOP	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 17 de febrero de 2001
Hito N° 25	Lluvias torrenciales causadas por el invierno altiplánico causan graves daños en Arica.	
Nivel de Impacto	- Damnificados: Autoridades debieron evacuar del lugar a una veintena de familias que fueron trasladadas a recintos educativos. - Zonas afectadas: Aumento del caudal de los ríos Lluta y San José pone en riesgo a la comunidad. El río Lluta multiplicó por noventa su caudal y se teme el desbordamiento del río San José, que cruza la ciudad. - Infraestructura dañada: Corte de caminos. Tres puentes fueron arrastrados. Camino hacia el Aeropuerto está cortado. Vuelos suspendidos. Desbordamiento del río Lluta arrasó casi todos los puentes que conectan el norte de Chile con los países vecinos de Bolivia y Perú con consecuencias económicas negativas. - Otra: Peligro para los habitantes de Arica de que las intermitentes lluvias causen el desbordamiento del río San José.	
Instituciones / Organizaciones	Gobierno central (Presidente de la República), Gobernación, Municipalidad.	
Reacciones de la Comunidad	- Gobierno envía un puente mecánico para restablecer la comunicación entre Arica y el Aeropuerto de Chacayuta.	
Observaciones		

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 17 de febrero de 2002
Hito N° 26	Condiciones de mal tiempo provocan aislamiento.	
Nivel de Impacto	- N° de víctimas: 2 (al caer de techo más otros accidentados por igual situación). - Damnificados: 1.500 viviendas afectadas. - Muerte de ganado: El ganado camélido comenzó a morir por el intenso frío y la nieve en el altiplano. - Zonas afectadas: Ciudad Arica y comunidades altiplánicas prácticamente aisladas. Las comunidades de Caquena, Guallatire, Chislluma, Tacora, Umapalca, Alcérreca y Ancolacane están prácticamente aisladas, puesto que las camionetas municipales de doble tracción pierden la ruta cubierta por la nieve. - Infraestructura dañada: Corte de puentes. Caída de postes. Los 50 más conflictivos árboles fueron derribados.	
Instituciones / Organizaciones	Gobernación, Municipalidad (alcalde, asistentes sociales), Jefe de UCI Hospital San José, Municipalidad de Las Condes y otras de la Región Metropolitana.	
Reacciones de la Comunidad	- 500 viviendas consideradas en el plan de apoyo municipal. - 1.500 calaminas comprometidas por el Gobierno - 2.000 fonolitas sumó la Municipalidad de Las Condes. - Aportes de otras comunas metropolitanas permitirán atender unas 800 casas. - Las oficinas rurales de emergencia distribuyeron 700 fardos de forraje, ropa de abrigo y alimentos.	
Observaciones	El municipio estima en 5.800 el número total de casas con techos inadecuados para el mal tiempo, es un problema común en el extremo norte, pero ajeno al presente proyecto.	

HITOS	DETALLE DEL SUCESO	FECHA: 18 al 24 de marzo de 2003
Hito N° 27	Precipitaciones entre el 18 y 24 de marzo de 2003	
Nivel de Impacto	- Damnificados: 1.200 personas fueron afectadas, principalmente porque el agua calda anegó sus techos, mojando camas, ropas y enseres de primera necesidad. Sectores más afectados: San Miguel de Azapa y Los Areneros. - Cortes de electricidad y apagones en el Barrio Industrial, la cárcel de Acha, El Buitre, Pampa Nueva y las poblaciones Guañacagua. - Museo Arqueológico de San Miguel. Sufrió daños considerables en su estructura y en piezas patrimoniales que allí se conservan y exhiben. El principal estropicio lo sufrieron las momias de Chinchorro. - El caudal del río San José arrastró basura y decenas de piedras de pequeño y mediano tamaño que quedaron depositadas en la playa de Chinchorro. Su caudal llegó hasta 3.500 l/s como promedio.	
Instituciones / Organizaciones	Dirección de Desarrollo Comunitario (Dideco), Oficina Comunal de Emergencia, Gobernación Provincial, Municipalidad, Gerente de Explotación de Emerall, Comunidad de Aguas Canal Azapa (Comca)	
Reacciones de la Comunidad	- 60 colchonetas e igual número de frazadas - 500 m de plástico o nailon a los habitantes de Los Areneros y San Miguel de Azapa. - Proyecto de fabricar 600 mil bloquetas durante el 2003 - Estudio técnico para determinar el grado de daños registrados en el Museo Arqueológico y el monto que se necesitará para cubrir los gastos, impulsado por la Universidad de Tarapacá.	
Fuente	Diario La Estrella de Arica	

b) Resumen Recorte De Prensa

A continuación se presenta una compilación y análisis de los antecedentes de prensa recopilados, cuyos recortes se encuentran en anexo adjunto y sus hitos más relevantes se destacaron previamente:

En forma conjunta, se revisaron otros antecedentes (otros estudios, visita a terreno, reuniones con organismos públicos) sobre los efectos producidos por las crecidas de ambos ríos, los cuales se compararon con la recopilación de prensa. Se observó que los fenómenos descritos y sus consecuencias coinciden entre las distintas fuentes. En los acápite siguientes, se presenta en mayor detalle la información recopilada de otras fuentes.

En cuanto a la información entregada por la prensa, independiente de los posibles errores en la definición de unidades o nombres técnicos, se debe destacar su gran labor como medio de comunicación para las labores de prevención y preparación de la población durante el desarrollo de los eventos del invierno altiplánico.

Caso particular merece el constante seguimiento que la prensa entrega año a año, a las precipitaciones en el interior de la provincia de Parinacota, informando sobre niveles de aguas caldas, temperaturas, estado de los caminos que comunican a los distintos poblados de los valles, además de los caminos internacionales y sobre todo, el nivel de agua del río San José. Se destaca que esto es una herramienta importante en las medidas no estructurales en los Planes Maestros de Aguas Lluvias, por lo que se debe potenciar.

Dentro de lo anterior, informan respecto al kilometraje o distancia a la que la *bajada del río* se encuentra de la ciudad de Arica, si en ese año alcanzará a descargar en el mar, además de la acción civil de indicar a la población que sean precavidos con los cruces del río.

Resalta de los antecedentes de prensa, que la atención recae en los ríos, en especial el San José, siendo bien escasa la noticia sobre problemas de precipitaciones sobre la ciudad. Los eventos más importantes son por lo tanto, la crecida del río San José el año 1973 y del Lluta el año 2001, puesto que éstos tuvieron consecuencias sin antecedentes y que no se han vuelto a repetir. El resto de los años, la descripción y efectos son prácticamente los mismos, los que se resumen a continuación.

- Seguimiento de la onda de crecida del río San José, desde la zona alta hasta la desembocadura.
- Como se señaló antes, las lluvias en el altiplano son siempre noticias en la zona. La población está siempre informada.
- En cada invierno altiplánico, los caminos afectados son los accesos a los pueblos del interior. En varias oportunidades se producen cortes a los sectores de Visviri, Alcérreca, Zora, Villa Industrial e inclusive Putre, en el valle del Lluta. En tanto, los sectores de Ticnamar y Belén, son habitualmente los más afectados en la cuenca del San José.
- También resultan aislados los pueblos en la ribera sur del río San José, los que se conectan a la ruta del valle de Azapa por medio de badenes.
- En una oportunidad, año 1973, la Ruta 5 en su tramo adyacente a la Qda. de Acha estuvo en peligro de ser cortada por la crecida en este cauce.
- Las lluvias sobre la ciudad de Arica, sólo provoca estragos debido a la calidad de las construcciones y porque son acompañados en algunas oportunidades, por vientos fuertes. La techumbre son por lo general débiles y no están bien sellados, especialmente en las casas más modestas. Ello se traduce en la necesidad que la I. Municipalidad de Arica deba responder con albergues, plásticos y frazadas. No se registran inundaciones de las calles, excepto algunos casos puntuales como son puntos bajos en la topografía de las calles, pero ello no revisten amenaza a las viviendas.
- Efectos negativos sobre el turismo de la zona. En la ciudad se observa en playas sucias con lodo y basura, en tanto, el turismo al altiplano, que es lo que atrae principalmente a los europeos y norteamericanos, se debe suspender por cierre de caminos o por precaución.
- Hasta antes de la construcción del puente Luis Berreta sobre el río San José, el cruce de la Avda. General Velázquez - Juan A. Ríos - Costanera Norte se clausuraba con la *bajada* del río San José, ya que el cruce correspondía a un badén.
- A partir del año 1992, se observa un aumento de conciencia respecto a los efectos que la actividad de extracción de áridos (areneros) tiene sobre el comportamiento del cauce del río y las consecuencias negativas que pueden producirse si el río no encuentra una vía expedita de evacuación.

- Se observa que en reiteradas oportunidades se han producido descarrilamiento de vagones del ferrocarril Arica - La Paz, debido a socavaciones en las vías que siguen paralelos al río.
- Cada vez que el río San José alcanza el área urbano, personeros de la municipalidad deben iniciar una campaña de evacuación de los pobladores de la caja del río.
- Cuando la Qda. de Acha condujo aguas hasta la ciudad de Arica (año 1973), el volumen de escombros, basura y piedras que se depositó en el lecho el río San José y en la playa, fue cuantioso, lo que significó varios días de labores de limpieza por parte de la I. Municipalidad de Arica.
- También se ha destacado, la falencia que la municipalidad ha tenido con los sistemas de comunicación, lo dificulta las labores de prevención y asistencia en emergencias en el interior de la provincia. Igualmente, el cuerpo de bomberos también carece de implementos adecuados para apoyar en los eventos de crecidas e inundaciones.
- La prensa ha señalado que las radioemisoras locales, deben ser capacitadas para fortalecer la difusión ciudadana de las medidas de prevención y mitigación durante los episodios de inundaciones u otros problemas comunales.
- Con la crecida del año 2001, en la cual se destaca la caída de 4 puentes viales y los de ferrocarril, dejando incomunicada a la ciudad de Arica con Bolivia y Perú, se fortaleció el proyecto y las ansias de proceder con la construcción de un embalse en los ríos San José y Lluta. Se dedicaron varios espacios a este tema.
- Se indica que el caudal del río Lluta alcanzó los 800 mil litros por segundo.

c) Conclusiones

La ciudad de Arica no presenta problemas históricos de inundación por causa de las precipitaciones directas sobre la ciudad. En estos eventos, son perjudicadas las pequeñas y modestas viviendas que no están construidas adecuadamente, por lo que siempre la I. Municipalidad de Arica debe salir en ayuda de éstos: entrega de plásticos, frazadas y albergues. En caso de lluvias, a lo más se produce apozamiento de agua en las calles, en los puntos bajos topográficamente.

Las noticias siempre se han concentrado en las *bajadas* de los ríos Lluta y San José, por lo que se aprecia una clara descripción del proceso, desde que se inician las precipitaciones en el altiplano hasta que el flujo del río San José finalmente alcanza la desembocadura. Entre medio, se detalla el aumento de la intensidad de las lluvias, el seguimiento de las aguas del cauce del San José a medida que descienden desde el altiplano, las intervenciones de los agricultores y las campañas de limpieza de los lechos que debe realizar inevitablemente cada año la autoridad municipal.

Los efectos más claros y reiterados de las crecidas son:

- Aislamiento de poblaciones altiplánicas y de los pueblos que se encuentran en la ribera sur del río San José

- Cierre de los badenes de Alto Ramírez y Las Maitas en el río San José, con la consecuente problemática de movilización desde las poblaciones en la ribera sur hacia el valle de Azapa, donde muchos tienen sus puestos de trabajos.
- Evacuación de los asentamientos en la caja del río San José
- Disminución del turismo de Arica, debido al cierre temporal de la playa de Chinchorro.
- Inundación de propiedades agrícolas en ambos valles.
- El río Lluta es un cauce con escurrimiento continuo, no así el San José, que se mantiene seco a lo largo del año hasta el inicio del invierno altiplánico. En el caso del río Lluta, el aumento de las precipitaciones altiplánicas generan un aumento considerable del caudal, siendo el efecto similar en ambos cauces: ante crecidas importantes el río *golpea*, es decir, se produce una onda de crecida muy marcada.

Dentro de la información recopilada, sólo se observó para cada río, un solo registro periodístico correspondiente a un evento extremo, los cuales tuvieron serias consecuencias en daños materiales y personales, incluido el deterioro de la infraestructura vial. De acuerdo a la prensa, en el caso del río Lluta, la crecida del año 2001 alcanzó un caudal de 800 m³/s, en tanto, la crecida del año 1973 del río San José registró 290 m³/s.

Finalmente, se reitera el rol que cumple la prensa en informar a la población. Por lo que se debe potenciar el uso de éste medio de comunicación para:

- Informar a la población respecto a la bajada del río
- Organizar a la población para que tome las medidas necesarias ante eventuales desbordes. Prevención
- Mantener a la población informada respecto a las condiciones climáticas reinante e identificar los puntos críticos
- Educar a la población, respecto al daño que infieren a la comunidad al botar la basura en el río y las malas prácticas en la extracción de arena.

Lo anterior corresponde a medidas No Estructurales del Plan Maestro de Aguas Lluvias de la ciudad de Arica. Esto se debe complementar con las acciones de otros medios de comunicación, además de fortalecer la red comunicacional de la provincia.

La información aquí recopilada será empleada en el proceso de Diagnóstico, donde se resume y conjugan los antecedentes de la recopilación de prensa, recopilación de otros estudios, información de organismos y visitas a terreno.

En el Plano "Zonas de Inundación. Análisis de Prensa y Recopilación de Antecedentes", se presenta a escala 1:10.000, la información más relevante obtenida del análisis de prensa y entrevistas.

4.6 ANTECEDENTES DE EFECTOS PRODUCIDOS POR CRECIDAS EN EL AREA URBANO

4.6.1 Río Lluta

A continuación se presenta una recopilación fotográfica de los efectos producidos por la crecida de febrero 2001 en el río Lluta, cuyas consecuencias alcanzaron límites no registrados.

Se señala que unos de los aspectos más relevantes sobre esta crecida fue el hecho de que toda la cuenca alta del río Lluta aportó en forma simultánea, siendo que esta cuenca tiene la característica de tener una variación espacial muy marcada. Al comparar los registros pluviométricos de todas las estaciones en la cuenca del río Lluta, durante crecidas anteriores al del 2001, se aprecia que no todas las estaciones poseen lecturas de precipitación o éstas están desfasadas, sin embargo para la crecida del 2001, todas las estaciones registraron lluvias en forma simultánea.

RUTA 5 NORTE PUENTE CHACALLUTA



Este puente está ubicado en Ruta 5 norte en el km 2.081,6

Se erosionan cepas por crecida del río Lluta del día 16 de febrero de 2001, donde se registra un caudal de alrededor de 800 m³/s





Solución de emergencia, se habilita camino alternativo por puente-alcantarilla abovedada (que no presenta daños), ubicada en camino costero norte rol A-210 sector de la desembocadura del río Lluta con fecha 23 febrero de 2001.

Se construyen vados (5) para habilitar pasada por camino costero A-210 (alternativo a la Ruta 5), quedando terminado el 23 febrero de 2001, solución que duró hasta el 28/02/2001, ya que por crecida se erosionó nuevamente.



Con fecha 04/03/2001 el vado se encuentra rehabilitado, se han colocando tubos corrugados de 1,5 m de diámetro.

Desde el 11 de marzo se encuentra cortado el tránsito, por erosión del vado existente, el 14 de marzo, se habilita y restablece el tránsito por el camino costero.

El 16/03/2001, se encuentra interrumpido nuevamente el tránsito por camino costero, por aumento de caudal y socavación de vado existente.

El 23/03/2001 se habilita nuevamente el tránsito por la ruta costera, rol A-210



Solución al aislamiento del lado norte de la ciudad de Arica (permite comunicar con el aeropuerto y la frontera con Perú), se instala puente mecano del ejército de Chile a 100 m aguas arriba del puente cortado, aprovechando la estructura existente del puente del ferrocarril Arica-La Paz, quedando terminado el día 21/02/2001 (capacidad máxima de 30 ton.)

Hoy se utiliza con tránsito en sentido sur-norte, mientras que el camino costero, se utiliza en ambos sentidos (por la costa sin restricción en el peso de los camiones, de forma que aquellos que excedan las 28 ton total, deben circular en ambos sentidos por el camino costero, siempre controlando en plaza de pesaje)

4.6.2 Rio San José

Fuente: "Proposiciones para la Defensa del Valle de Azapa contra los efectos Del Invierno Boliviano". Autor: Manuel José Letelier Martínez, CONAF, 1977.

El río San José y sus tributarios presentan alimentación de tipo fluvial principalmente y los escasos aporte nival son por los ríos Seco y Tignamar, los que tienen un régimen de escurrimiento mixto, superficial, subsuperficial y freático en la parte baja.

En condiciones normales, el escurrimiento superficial más allá de Ausipar y las avenidas de agua se producen por frecuencia de 3 a 5 años y una duración que va desde algunos días hasta periodos de 2 a 3 meses.

CUADRO 4.6-1
CUADRO RESUMEN SOBRE PROBABILIDADES DE INUNDACIÓN. (EN HECTÁREAS)

	Crecidas			
	0 - 50 m ³ /s	51 - 100 m ³ /s	101 -200 m ³ /s	Sobre 200 m ³ /s
Litoral	102	102	102	102
Alto Ramirez	97	177	245	271
Sobraya	159	174	273	556
Casa grande	266	266	346	716
Pampa Algodonal	100	100	120	231
Bocatoma	308	309	309	309
Total	1.032	1.128	1.395	2.185

A esto hay que agregar aproximadamente 277 ha que corresponden a el área urbana.

CUADRO 4.6-2
CAUDALES Y DAÑOS

Caudal [m^3/s]	Periodo Crecida	Daños
0 - 50	Crecida anual	Afectaría sólo el cauce del río.
51 - 100	Mayor en 5 años	Afectaría algunos sectores aledaños.
101 - 200	Mayor en 10 años	Daños menores
Sobre 201	Mayor en 50 años	Daños mayores.

Superficie afectada a Riesgos.

- Crecidas hasta $50 \text{ m}^3/\text{s}$ no alcanzan a desbordar el cauce del río.
- Crecidas de $51 - 100 \text{ m}^3/\text{s}$: desborda el cauce inundando aquellos sectores que están a la misma altura o más bajo, que el borde del mismo.
- Crecidas de $101 - 200 \text{ m}^3/\text{s}$: el agua sube 50 cm por sobre el borde del cauce normal e inunda terrenos agrícolas.
- Crecidas sobre $201 \text{ m}^3/\text{s}$: el agua sube sobre 1 m sobre su cauce normal e inunda terrenos agrícolas y urbanos.

Descripción de las Crecidas de Importancia.

La crecida de 1961, una de las primeras que cuenta con registros de aforo y anotaciones de nivel de distintos puntos (Kleiman y Torres), se caracterizó por :

- La presencia de dos fases bien definidas en enero y febrero, respectivamente, con una duración de 40 días.
- Fluctuaciones continuas y muy violentas del gasto, en especial en los primeros días donde la crecida presenta su máxima intensidad.
- Las máximas son de corta duración y llegan muy atenuadas a la parte baja del valle.

El caudal máximo instantáneo registrado en el vertedero de la bocatoma matriz alcanzó a $70 \text{ m}^3/\text{s}$. El volumen total de agua involucrado en esta crecida se calculó en 22 millones de metros cúbicos, los que corresponde a 8,7 mm de precipitación sobre la subcuenca; no hay datos sobre máximo de crecida.

Sin embargo, la crecida del año 1973, es la máxima observada y la que mayores consecuencias tuvo sobre la ciudad.

El 12 de enero, a las 23:30 hrs., llegó a Arica; desborda sus cauces alcanzando cerca de 4 m de altura, daña puentes poblaciones y áreas agrícolas, presentan gran fuerza de arrastre con lodos arbustos, etc, en suspensión.

Efectos producidos.

Sector rural.

- a) Daños a partir del km 20, se presenta deterioros en el nivel y compactación de la calzada del camino (restricciones de tránsito).
- b) Los caminos de bifurcación a Alto Ramírez y Las Maitas, cortados en diversos sectores 3.0 del valle semiaislado.
- c) Puente Las Maitas deteriorado en un 60% de su estructura (a posteriori fue totalmente arrasado).
- d) Destrucción bermas canal Lauca en Km 23 por aproximadamente 60 metros, con inundación de áreas agrícolas aledañas.
- e) Desde el km 25 (sobraya) el camino está cortado por grietas dejando aislado el valle, con una población de 50 familias damnificadas.

Sector urbano.

- a) Daños puente Saucache, en ambos terraplenes, no así en la estructura. La red de agua potable del sector dañada en más de 200 m, sin agua las poblaciones de Saucache Sur, Pampa Nueva, San Martín Universidad del Norte y estadio Carlos Dittborn.
- b) Camino de acceso por el Este (continuación puente Saucache) sufre pérdida de 50 % de su calzada, quedando reducido a una sola vía.
- c) 300 metros aguas abajo del puente Saucache, se ubica el punto principal del desborde, originándose un brazo de río que inunda calles y casa cercanas al punto Saucache Norte y Maipú son los sectores más damnificados de la ciudad.
- d) En la población Maipú fue arrasada una pasarela para peatones que fue a dar a los apoyos del puente Pedro Aguirre Cerda, lo que provocó que el agua pasara por sobre los 5 metros de altura. El puente no sufrió daños.
- e) En el último tramo Amenazó los puentes Ferrocarril y se desbordó hacia la Universidad de Chile y el hotel El Paso por el Sur, y hacia la villa Crosta y acceso al cuartel nº 2 San José por el Norte.

Áreas Seriamente Afectadas.

- a) Población Maipú en el sector: Juan Ríos (N), José M. Carrera(S), Conrado Ríos (E) y Pedro Aguirre Cerda (O) en un área de 30 manzanas, registrándose una altura de 1,5 a 2,0 metros en los sectores bajos. La totalidad fue inundada con 30 a 40 cm de agua constante hasta la madrugada del día 13 en que el río comenzó a decrecer.
- b) La población Saucache Norte se dañó algo menos que la de Maipú, por su altitud y mejor calidad de construcciones.
- c) La universidad de Chile y el Hotel El Paso se inundaron 40 cm en el interior de sus dependencias, afectando salas oficinas y biblioteca. Fue necesario evacuar el hotel.

Nuevos Golpes de agua de esta crecida, que llegó al mar durante siete meses, destruyeron completamente la bocatoma del canal matriz de riego, dañando todos los limnímetros y limnigrafos, por este motivo no hay datos del caudal máximo instantáneo, pero se estimo un caudal superior a 75 m³/s con caudal medio diario, con máximas instantáneas muy

superiores a $70\text{m}^3/\text{s}$ que pudieron ser medidos en la crecida de 1961. Se calculó un volumen de 65,7 millones de m^3 , que corresponden a una precipitación de 52 mm sobre la subcuenca.

Las crecidas de 1974 y 1976 no ocasionaron daños mayores, reflejando estos sólo en la zona rural aledaña al cauce del río San José. En 1974 se aforaron 12,1 millones de m^3 como volumen total. No se aforó máximo de crecida.

Áreas urbanas amenazadas con peligrosidad.

Las áreas urbanas con alto índice de peligro de inundación son, según la oficina de emergencia, las siguientes:

- a) Sector crítico, puntilla "Saucache" en su entrada a la ciudad. En este punto presenta una amenaza para la población Saucache Norte cuyas 15 manzanas habitacionales ya fueron afectadas y están expuestas a daños mayores, por cuanto el río tiende a buscar su antiguo cauce, que iba por la actual calle 18 de septiembre. Si esto ocurriera el río arrasaría.
- b) Los terrenos bajos, donde está la universidad de Chile el Hotel El Paso, etc., permanecerán siempre amenazados si no se hacen defensas apropiadas.
- c) El riesgo siempre presente de una inundación proviene de la quebrada de Acha, que inundaría Pampa Nueva, Sacuche Sur, Universidad del Norte, Carlos Ditborn, San Martín y Magisterio; todas éstas poblaciones de tipo residencial, por lo que el porcentaje de damnificados respecto a la población de Arica sería elevado.

Fuente: "Estudio de factibilidad programa de manejo de cuencas hidrográficas". Cuenca río San José. Ministerio de Agricultura, Ministerio de Obras Públicas, BID, DHV, INFOR, 1995.

En este informe se presenta en forma cualitativa y cuantitativa los problemas más relevantes que presenta el río San José, a lo largo de 70 Km, y sus principales tributarios. En ello se señalan los problemas productos de las crecidas que afectan el área urbana de Arica, y el sector agrícola y rural ubicado en el Valle de Azapa.

Una de las mayores crecidas registradas del río San José, ocurrida en enero del año 1973, donde se registraron daños en puentes, inundaciones de poblaciones urbanas y áreas agrícolas.

También se presenta una descripción de los principales problemas fluviales y los daños asociados a las crecidas, indicando sectores críticos.

El estudio señala además que las obras existentes son insuficientes para la protección de los sectores críticos y que, además, las defensas ya construidas requieren ser complementadas, recargadas y mantenidas, ya que varias de ellas no logran controlar las crecidas. Se determinó que las longitudes de los sectores críticos alcanzan 20,45 Km. para la ribera izquierda y 14, 13 Km. para la ribera derecha.

Fuente: Seminario Internacional " Preparación Para Atención de Catástrofes. Proyecto para la defensa del Valle de Azapa contra los efectos del Invierno Boliviano" SIPAC'78. 1978.

- | | |
|------|---|
| 1943 | Crecida de febrero, llegó al mar varios días. |
| 1944 | Crecida de enero, duró dos meses en total y llegó al mar. |
| 1959 | Crecida desde febrero hasta el 12 de marzo, en la parte alta del valle, cortó el camino. Repartidas crecidas del río Tignamar obligaron a trasladar el pueblo de este nombre. |
| 1960 | Crecida de 20 días en Enero, no llegó a la parte inferior del valle. |
| 1961 | Crecida del 24 de Enero al 3 de Marzo, estimada la más importante en 20 años, su volumen se calculó e 22 hm ³ . |
| 1963 | Crecida de febrero y marzo. Se aforó un caudal de 11 hm ³ , tomado de Wulf Klohn 1972. |
| 1973 | Se presume superior a todas las anteriores, corto caminos y puentes, inundó la ciudad y predios ribereños.
Oficina de emergencia. |
| 1974 | Se presume superior a 46 m ³ /s, algunos daños por inundaciones en zonas rurales, corto algunos puentes.
CORFO. |
| 1975 | Crecida de Enero y Febrero, llegó al mar en dos golpes, no produjo daños. |

El primer registro de daños corresponde al año 1959, donde se habla de cortes de caminos e inundaciones, específicamente en los poblados de la precordillera. Ese año fue necesario cambiar el pueblo de Tignamar por las sucesivas crecidas de ese río.

Fuente: "Plan director para la gestión de los recursos hídricos en la cuenca del Río San José".
Ejecutor: AC Ingenieros Consultores, **Mandante:** Dirección General de Aguas, MOP, 1998

En este estudio además y como punto bastante relevante para el desarrollo de la presente consultoría, existe un acápite donde se identifican y caracterizan los principales problemas de inundaciones y aluviones en la hoya del río San José. Esta recopilación hace alusión a otros estudios que analizaron el tema de las crecidas y sus consecuencias. La siguiente es parte de la información allí contenida.

Para realizar la identificación de aquellas zonas que se presentan más afectadas por las crecidas del río, se usó la información contenida en los informes de CONAF (1977), CONAF (1983), Prisma-DV (1992), Urrutia y Lanza (1993) y DHV y otros-MINAGRI-MOP (1997).

La información relativa a la ocurrencia histórica de inundaciones y aluviones en la cuenca del río San José y que han afectado la ciudad de Arica y a las zonas agrícolas del valle de Azapa es escasa y poco precisa. Ellas han quedado consignadas principalmente en crónicas periodísticas de la época, así como en estudios específicos de la zona que han tomado como base la descripción de los antecedentes periodísticos.

El estudio de CONAF del año 1977 hace un diagnóstico de los problemas ocasionados por las crecidas del río San José sobre la base de información tomada de la Oficina de Emergencia, siendo en su mayor parte un diagnóstico cualitativo.

Lo destacable de este informe es la descripción de los daños causados por la crecida de 1973. Este estudio fue seguido por otro realizado por la propia CONAF el año 1983, en el cual se hace un recuento histórico de crecidas que han afectado al río San José, que considera al anterior y aporta otros antecedentes. Así por ejemplo, se entrega un recuento histórico de las crecidas que han afectado al río San José con anterioridad a la década de los 80. En dicho estudio se menciona la ocurrencia de 9 crecidas del río en un periodo de 33 años (1943 a 1976), identificándose a los años 1943, 1955, 1959, 1960, 1961, 1963, 1973, 1974 y 1976, como los años en los cuales hubo un aumento considerable de caudal. En algunos de estos eventos se generaron importantes daños en las zonas vecinas a la ciudad de Arica, así como en la zona agrícola del valle de Azapa en la medida que el escurrimiento alcanzó el mar. Se señala que la crecida más crítica correspondió a la ocurrida en enero de 1973, dada la magnitud de los daños registrados. Hubo cortes en caminos, puentes y se inundó gran parte de la ciudad junto con algunos predios agrícolas ribereños.

Por otro lado, en 1992 Prisma DV (1992) desarrolló para la Dirección de Vialidad un diagnóstico técnico respecto del comportamiento en crecidas del río San José, donde lo más destacable es la determinación de los caudales instantáneos anuales en el periodo comprendido de 1964 a 1983, lo cual sirve de base para hacer un análisis probabilístico de crecidas usando análisis de frecuencias. Además, presenta una revisión histórica de las crecidas ocurridas en el río desde 1959 a 1971 y una monografía del cauce abarcando desde la desembocadura de éste hasta 7 Km aguas arriba. En la revisión histórica se hace mención a la ocurrencia de 6 crecidas en un lapso de 15 años, identificándose, al igual que en el estudio anterior, al evento de enero de 1973 como el de mayor severidad que ha afectado tanto a la ciudad de Arica como a las zonas agrícolas adyacentes a este cauce. Ello debido a los considerables daños registrados en infraestructura urbana, agrícola, viviendas y en servicios.

En el catastro de Urrutia y Lanza (1993), se hace una reseña histórica de las catástrofes ocurridas en Chile en el periodo 1541-1992. La información contiene descripciones de los eventos catastróficos asociados a crecidas fluviales ocurridas en Arica lo cual permite disponer de un registro histórico de mayor extensión. La información, de tipo periodística, hace mención a la ocurrencia de 6 eventos extremos en la cuenca del río San José en un periodo de 48 años (1944 a 1992), correspondiendo uno de ellos a una corriente aluvional que afectó a la zona urbana de Arica en el año 1944, en tanto los restantes eventos identificados corresponden a crecidas y desbordes del cauce del río San José.

Finalmente, se dispone del estudio de DHV y otros – MINAGRI - MOP (1995), que es el más actualizado y que incorpora tanto los antecedentes y análisis de estudios anteriores, así como la recopilación de información de terreno. En este estudio se identificaron y analizaron los problemas fluviales que se presentan en el cauce del río San José y su principal tributario, la quebrada de Acha. Se señala la ocurrencia de 9 crecidas en un periodo de 20 años analizados (1973 a 1993). Menor importancia se le da a los problemas de crecidas en la parte alta de la cuenca, ya que según los pobladores, éstas ocurren con poca frecuencia.

Cabe señalar que este informe presenta una descripción más completa de los problemas fluviales característicos del río San José, pero no una cuantificación de la superficie afectada por crecidas o el daño material causado por éstas. Tampoco establece una asociación del área descrita como afectada con el caudal o periodo de retorno, ni se hace una diferenciación entre eventos de crecida líquida y de detritos o aluviones.

A pesar de lo anterior, el estudio de DHV y otros-MINAGRI-MOP (1995) se ha considerado aquí como una buena base para realizar el diagnóstico de las inundaciones y aluviones del río San José, debido a que engloba y actualiza los demás informes revisados.

Con base en los antecedentes mencionados precedentemente, se entrega una síntesis de los eventos históricos acaecidos en la ciudad de Arica y sectores adyacentes. Se indica en dicha tabla el tipo de evento, la fecha de ocurrencia, la fuente consultada y las principales características del evento.

CUADRO 4.6-3
INUNDACIONES Y ALUVIONES QUE HAN AFECTADO A LA
CUENCA DEL RÍO SAN JOSÉ EN EL PRESENTE SIGLO

Evento	Fecha	Fuente
Crecida	01/74	CONAF (1983). Prisma (1992). DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	01/76	CONAF (1983). Urrutia y Lanza (1993). DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	01/77 y 02/77	DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	01/78 y 02/78	DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	01/81	DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	02/85	DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	02/87	DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).
Crecida	12/92	Urrutia y Lanza (1993).
Crecida	08/93	DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).

De la totalidad de las fuentes consultadas sólo existe coincidencia parcial respecto de la fechas de ocurrencia de crecidas del río San José y eventos aluvionales, lo cual tiene su explicación dado que los periodos utilizados en las distintas fuentes consultadas no son homogéneos. En efecto, de todas ellas sólo existe concordancia en que el río ha sido afectado por una crecida de gran magnitud en enero del año 1973.

Si bien los antecedentes revisados, además indican la ocurrencia de otras crecidas del río San José, no se dispone de mayor información acerca de ellas, al parecer debido a que no afectaron al área urbana de Arica ni sus sectores adyacentes y por no haberse registrado daños materiales importantes, como es el caso de los años 1943, 1955, 1960, 1961 y 1963.

En base a los antecedentes descritos anteriormente y en especial a los obtenidos a partir de la revisión periodística en los archivos de la Biblioteca Nacional, a continuación se presenta una recopilación con los antecedentes históricos, de inundaciones y aluviones de mayor magnitud acaecidos en la cuenca del río San José y que han afectado a la ciudad de Arica y a sus sectores adyacentes.

Evento de Enero de 1973.

Intensas precipitaciones se registraron a partir del 13 de enero en la zona precordillera y en el interior de Arica, asociadas al denominado invierno altiplánico.

Como consecuencia de estas precipitaciones, se produjo la crecida y desborde del río San José que causaron serios daños en el valle de Azapa y ciudad de Arica, siendo declarada ésta "Zona de Catástrofe", ya que el cauce dejó centenares de casas anegadas o destruidas en los sectores adyacentes a la zona ribereña.

De acuerdo a los antecedentes de la Oficina de Emergencia, los efectos producidos por la crecida fueron desastrosos en el sector rural, donde hubo cortes de puentes, destrucción de bermas del canal Lauca. El camino a Sobraya fue cortado en varios sectores al igual que el camino bifurcación Alto Ramírez.

En el sector urbano se detectaron daños en los terraplenes del puente Saucache y la red de agua potable sufrió daños, cortando el suministro de varias poblaciones. Además, 300 m aguas abajo del puente Saucache, el río San José se desbordó originándose un brazo que inundó calles y casas adyacentes al cauce.

Se estimó en más de 500 el número de personas damnificadas quienes fueron atendidos en albergues de emergencia habilitados en estadios, colegios y unidades vecinales.

De acuerdo a los antecedentes consultados, se presenta en la Tabla siguiente un resumen con los principales daños registrados durante la crecida del año 1973, que han sido extraídos del estudio de DHV y otros MINAGRI-MOP (1995).

CUADRO 4.6-4
DAÑOS ASOCIADOS A LA CRECIDA DE ENERO DE 1973

Sector	Daños estimados
Río San José Sector Urbano	Puente Saucache, daños en terraplenes. Red de agua potable del sector Saucache 200 m dañados. Camino de acceso por el este, continuación puente Saucache, pérdida del 50% de su calzada quedando reducido a una sola vía. Población Maipú: pasarela destruida totalmente y 30 manzanas seriamente afectadas. Población Saucache Norte: daños de consideración en 15 manzanas. Terrenos Agrícolas de la Universidad de Chile y Hotel El Paso totalmente inundados.
Río San José Sector Rural Km 20	Deterioros de la calzada del camino en varios sectores. Camino de bifurcación a Alto Ramírez y Las Maitas cortado en diferentes sectores. Puente Las Maitas deteriorado en 60% de su estructura. Inundación de zonas agrícolas en varios sectores.
Río San José Sector Rural desde Km 25	Camino cortado por agrietamiento quedando cortado el valle. Se estimó 50 familias damnificadas.

Evento de Febrero de 1977

A partir del día 17 de febrero se registraron intensas precipitaciones, asociadas al llamado Invierno Antiplánico que provocaron que el escurrimiento llegara al

mar, a partir del día 25 de Febrero. Se estimó que el caudal alcanzó a 30 m³/s, llegando al paso superior de la línea férrea del tren Arica-Tacna.

Como consecuencia de las crecidas se produjo la socavación de las riberas del río en los Km. 12, 23 y 24. Además, se produjo la destrucción de diferentes canales de regadío en el valle de Azapa que afectaron a numerosos predios agrícolas.

En el canal Lauca se produjeron varios embancamientos y derrumbes en la boca de entrada al túnel.

Evento de Diciembre 1992.

Intensas y sostenidas precipitaciones, llevadas y persistentes granizadas se registraron a partir del día 27 de diciembre en todo el altiplano ariqueño, como consecuencia del llamado Invierno Antiplánico, las cuales comenzaron el día 24 y 25, lo que motivó el aumento de caudal del río San José que atravesó a toda la ciudad de Arica para luego desembocar en el mar.

El primer golpe de agua, que fue bastante violento, se produjo a la una de la mañana del día 27, lo que no provocó mayores problemas, ya que con anterioridad fueron evacuados los pobladores que habitan en las riberas del río, tanto en el sector sur como en la misma desembocadura en el mar.

La bajada del río motivó que quedara bloqueada la avenida Luis Beretta Porcel, donde el paso de las aguas alcanzó más de un metro de altura. No se registraron damnificados.

Evento de Agosto de 1993.

Un fuerte temporal de viento y lluvia afectó a la ciudad de Arica durante los primeros días del mes de Agosto, en tanto que en la zona precordillerana se registraron nevazones que afectaron a varios poblados y caminos altiplánicos.

Las intensas precipitaciones que se dejaron caer durante la noche del 10 de agosto causaron importantes daños materiales en el área urbana de Arica, así como en las zonas agrícolas del valle de Azapa.

En el área urbana de Arica, hubo importantes daños en varios sectores de la ciudad, principalmente en centenares de viviendas que no estaban preparadas para soportar los efectos de una precipitación intensa.

En las zonas agrícolas adyacentes a Arica, 66 agricultores del valle del río Lluta perdieron sus cosechas de maíz, situación similar a la que se presentó en el valle de Azapa, en donde las plantaciones quedaron cubiertas por barro.

Fuente: "Estudio de Ingeniería de Proyecto de Defensas Fluviales en el río San José. Provincia de Arica, I^a Región". Informe Preliminar. Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda, Mandante: Dirección de Vialidad, MOP, 1992.

- 1959 Febrero a 12 de marzo. $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$, en la parte baja del valle. Corte del camino. Crecidas del río Tignamar obligaron a trasladar el pueblo de este nombre.
- 1961 24 de enero a 3 de marzo. Crecida del río San José, estudiada como la más importante de los últimos 20 años.
- 1965 20 de febrero. Río San José corto camino en sector Las Maitas.
- 1971 26 de febrero. Onda máxima de crecida con un caudal máximo estimado de $30 \text{ m}^3/\text{s}$, arraso con la bocatoma de los regantes.
- 1973 12 de Enero. Cerca de las 22.00 hrs. Llegó al puente Saucache una primera onda de crecida a la que sigue una segunda a las 23.50 hrs., que alcanza un caudal estimado de $290 \text{ m}^3/\text{s}$, causando serios problemas en el Valle de Azapa y Arica es declarada zona de catástrofe, corte de caminos y puentes, inundó la ciudad y predios ribereños. La mayor crecida en 50 años.
- 1974 12 Enero. Crecida del río San José con caudal máximo que se presume superior a $46 \text{ m}^3/\text{s}$. Algunos daños por inundaciones en zonas rurales, corto algunos puentes.

Fuente: "Cuenclas Hidrográficas en Chile: Diagnóstico y Proyectos". Ministerio de Planificación y Cooperación, 1998.

Dentro de las cuencas estudiadas en esta publicación, está el río San José. Dicho estudio comprendió un análisis tanto de la situación social del valle, el uso del recurso hídrico, proyecciones y sistemas de control de crecidas y manejo de cauces, entre otros temas.

En el componente de *control de crecidas y manejo de cauces*, el diagnóstico de la cuenca se orientó a la identificación y análisis cualitativo y cuantitativo de los problemas más relevantes, que se presentan en el cauce matriz y sus principales tributarios.

Estos cauces presentan crecidas que afectan al sector agrícola y rural ubicado en el valle de Azapa y la ciudad de Arica. Su origen está en las lluvias altiplánicas de verano, casi siempre intensas y de poca duración, y que provocan aluviones o corrientes de barro en las quebradas habitualmente secas. Estas crecidas llegan al océano Pacífico con frecuencia que van de tres a cinco años.

Se analizó una longitud de aproximadamente 70 km de cauce y se determinó que las longitudes de los sectores críticos alcanzan a 20,45 km en la ribera izquierda (sur) y 14,13 km para la ribera derecha (norte), lo que corresponde a un 29,2% y 20,2% respectivamente, del total analizado. Además, existe un total de 5,85 km de obras de defensas fluviales construidas en la ribera izquierda y 8,53 km en la ribera derecha. De esto se desprende que cerca del 10% de la zona crítica está protegida.

Como conclusión se puede decir, por una parte, que las obras ejecutadas son insuficientes para la protección de los sectores considerados como críticos, y por otra, que las defensas ya construidas requieren ser complementadas, recargadas y mantenidas, puesto que varias de ellas no logran controlar las crecidas del cauce, ya sea por altura y/o longitud insuficiente, o por estar en mal estado.

Para conocer en forma completa los problemas provocados por el desborde e inundación del río San José, sus causas y las interrelaciones entre ellos, el estudio propone como necesario disponer de información adecuada y de estudios específicos de fijación de deslindes y regulación de uso de los cauces, catastro de zonas de alto riesgo de inundaciones y métodos de riego adecuados a la zona, entre otros.

Como parte del diagnóstico, este estudio establece un programa de costos en estudios a nivel de factibilidad, el cual, entre varios puntos, contempla:

Control de Crecidas y Manejo de Cauce:	
Regulación del uso de cauce	US\$ 173.603
Gestión y Conservación del Recurso Hídrico:	
Embalse regulador de crecidas y recarga del acuífero de Azapa	US\$ 294.367
Modelo de Simulación Hidrológico Operacional:	US\$ 232.401
Elaboración de un Plan Director para el ordenamiento y manejo de los recursos hídricos	US\$ 272.032

De éstos, los últimos dos ya se realizaron, y los primeros dos se están realizando en forma simultánea.

4.7

ANTECEDENTES DE PROYECTOS PROPUESTOS EN OTROS ESTUDIOS

A continuación se entrega la recopilación realizada respecto a proyectos, medidas y análisis propuestos en otros estudios para abordar la problemática de inundaciones y erosión en la ciudad de Arica y sus cauces.

Se destaca que sólo se presentan obras *propuestas* relacionadas con los problemas asociados al cauce del río San José, ya que en el río Lluta, los problemas de seguridad de los puentes viales y ferroviarios ya fueron solucionados con protecciones fluviales y encauzamiento. Por otro lado, los problemas de inundación de la ciudad sólo tienen relación con desbordes y erosión de riberas producto de las crecidas del río San José, por lo que no se requiere de un análisis acabado de la evacuación de las aguas lluvias que precipitan sobre la ciudad.

En la Figura 4.7-1, se ubican las obras propuestas, señalando la fuente a la que corresponde. Sólo se indican las medidas físicas, ya que también se proponen medidas no estructurales, como prevención, monitoreo y mantención.

4.7.1

Río San José

(A) Fuente: "Proposiciones para la Defensa del Valle de Azapa contra los efectos Del Invierno Boliviano". Autor: Manuel José Letelier Martínez, CONAF, 1977.

- Pretil en la desembocadura San José.
- Pretil a la altura del Puente Sauche.
- Muro de protección en la Universidad de Chile.
- Enrocado en la salida del río.
- Limpieza de calles y caminos de acceso.

Las medidas de corto plazo fueron tomadas poco después de la crecida de 1973, que provocó los daños señalados.

Corto Plazo.

Estas correspondieron a limpieza y reparaciones que debían ser realizadas.

Largo Plazo

- a) Canalización definitiva del río San José, para darle un lecho seguro y definitivo.
- b) Construir defensas permanentes en áreas bajas y zonas amenazadas, agrícolas o de la ciudad.
- c) Unificar puentes ferroviarios Velásquez y San José, para mayor resistencia.
- d) Adquirir equipo de emergencia, bomba de agua, luz de emergencia, etc., es decir, el abastecimiento indispensable para afrontar una emergencia en buenas condiciones.
- e) Materializar un sistema de alarma que permita conocer la crecida en su origen (podría en Belén Tignamar). Esto facilitaría la acción de todas las instituciones, organismos y servicios públicos que tengan medios y elementos y que deban actuar en caso de emergencia.

FIGURA 4.7-1 UBICACIÓN DE OBRAS PROPUESTAS. (autocad)

- f) Estudiar la erradicación de sectores poblacionales que estén bajo amenaza de inundación.
- g) Planificación definitiva del comité Departamental de Emergencia para afrontar bien las futuras eventuales.

(B) Fuente: "Estudio de factibilidad programa de manejo de cuencas hidrográficas". Cuenca río San José. Ministerio de Agricultura, Ministerio de Obras Públicas, Bíd, Dhv, Infor, 1995.

Se proponen soluciones para aminorar los daños producidos por las crecidas del río en el sector bajo de la cuenca, indicando la necesidad de materializar una protección en la zona urbana de Arica en el sector del puente Saucache – Desembocadura, el desvío Qda. Acha, la defensa del Camino A-27 en el sector Alto Ramírez –Puntilla de Cabuza, la reparación de las obras fluviales y encauzamiento del río San José en el sector Alto Ramírez- Las Maitas y el encauzamiento del río San José en el sector de Sobraya. También se indica la necesidad de implementar el sistema de alerta de crecidas para el río San José en Arica.

(C) Fuente: Seminario Internacional " Preparación Para Atención de Catástrofes. Proyecto para la defensa del Valle de Azapa contra los efectos del Invierno Boliviano" SIPAC'78. 1978.

El primer registro de daños corresponde al año 1959, donde se habla de cortes de caminos e inundaciones, específicamente en los poblados de la precordillera. Ese año fue necesario cambiar el pueblo de Tignamar por las sucesivas crecidas de ese río.

Dato: la luz del puente Arica la Paz es capaz de evacuar sobre 400 m³/s.

Previsiones de largo plazo.

Materializar un sistema de alarma que permita conocer la crecida en su origen, que podría ser Belén o Tignamar, y así se podrían tomar medidas de emergencia.

Estudiar la erradicación de sectores poblacionales que se encuentren bajo amenaza de inundación.

Planificación definitiva del Comité Departamental de Emergencia para afrontar bien nuevas emergencias.

(D) Fuente: "Plan director para la gestión de los recursos hídricos en la cuenca del Río San José". Ejecutor: AC Ingenieros Consultores, Mandante: Dirección General de Aguas, MOP, 1998

Para identificar aquellos sectores que se ven más afectados por la ocurrencia de crecidas, se utilizó la información contenida en el estudio de DHV y otros-MINAGRI-MOP (1995) en el cual se incluye una sectorización del río San José. Para cada uno de los sectores se hace una breve descripción del cauce y se identifica, en algunos de ellos, los problemas ocasionados por las crecidas

*Sector urbano desde Km 0 al Km 5.
(desembocadura a confluencia con quebrada Acha).*

Este sector se caracteriza por tener un cauce de sección más o menos uniforme cuyo trazado se presenta medianamente regular con riberas altas e inestables que exponen las áreas urbanizadas inmediatamente adyacentes al cauce.

Sector Km 5 al Km 7.

Los problemas principales que existen dentro de este sector son derivados de la alta ocupación del lecho de la Quebrada de Acha, por poblaciones en su ribera izquierda, antes de la desembocadura al río San José. Esta situación representa un alto riesgo para los pobladores por la posibilidad de inundaciones causadas por desbordes de la quebrada. Adicionalmente, aguas abajo de este sector, existen problemas con la carretera panamericana la cual se acerca peligrosamente hasta unos 20 m de la quebrada, lo que amenaza seriamente su estabilidad y seguridad frente a la ocurrencia de crecidas.

*Sector Km 7 al Km 17.
(incluye los Sectores de Alto Ramírez y Las Maitas).*

Este sector se caracteriza por ser una zona eminentemente agrícola, donde los agricultores han ocupado parte del cauce del río en algunos casos, lo cual reviste un peligro potencial de pérdida de sus cultivos en caso de crecidas. Además, en este sector se efectúa gran parte de la extracción de áridos, la que generalmente es de carácter artesanal.

En este sector existen distintos tipos de obras de defensas fluviales, básicamente pretilos y espigones de gaviones y mampostería de piedra destinados al control de las inundaciones que afectan la Ruta A-27 y los terrenos agrícolas ribereños.

*Sector Km 24 al Km 26.
(Puntilla de Cabuza).*

La topografía en este sector es en general plana, presentándose la ocupación del lecho del río por parte de los agricultores. Debido a su topografía esta zona presenta riesgo de inundación tanto en su parte agrícola como en la vial.

En este sector se ha construido un sistema de espigones que cruzan de lado a lado el cauce destinados a la recarga de la napa freática.

Los agricultores han ocupado las riberas y parte del cauce, efectuando obras de protección dentro de éste.

Sector Sobraya Km 37

En este sector se han construido pretilos como defensas fluviales destinadas principalmente a la Ruta CH-11. Aguas abajo de este sector, aproximadamente a unos 3 km, existe una zona de cultivos con alto riesgo de inundación, debido a que los agricultores del lugar han invadido las riberas del cauce efectuando obras de protección dentro de éste.

- (E) Fuente: "Estudio de Ingeniería de Proyecto de Defensas Fluviales en el río San José. Provincia de Arica, Iª Región". Informe Preliminar. Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda, Mandante: Dirección de Vialidad, MOP, 1992.

Sector 1, Km 0,000 – 0,300.

Durante las últimas crecidas extraordinarias registradas por el Río San José, en los años 1972 y 1973, este desbordo en el tramo inmediatamente aguas arriba del puente ferroviario a Bolivia. Se produjo, además, la socavación de la rivera izquierda, aguas abajo de los puentes ferroviarios, el agua en esas ocasiones, según informaciones locales, las vigas inferiores del puente al Perú.

Se han construido en este sector varias obras de defensa para controlar los desbordes del río, que corresponden básicamente a pretilos de conglomerado de río y defensas longitudinales de gaviones.

Durante la realización de este informe, se estudiaba la posibilidad de construir en este sector una pista elevada la que permitiría independizar las vías del río.

Este sector corresponde a un sector no crítico ya que los problemas han sido solucionados o están en vías de solución.

Sector 2, Km 0,300 – 0,690.

Según informaciones locales, durante las últimas crecidas se inundaron construcciones ubicadas en el lecho del cauce, no generándose situaciones de emergencia importantes.

Este sector es considerado crítico debido a la alta inestabilidad de los taludes de la ribera izquierda

Sector 3, Km 0,690 – 0,900

Durante la crecida del año 1973, el nivel del agua alcanzó niveles de escurrimiento muy cercano a las riberas.

En sector se localiza el puente de la Avenida Santa María, estructura que no ha presentado problemas, siendo presumiblemente suficiente la sección para la evacuación de crecidas.

Al igual que el anterior es considerado un sector crítico debido a las inestabilidades de las riberas.

Sector 4, Km 0,900 – 2,540.

En este sector también se tiene inestabilidad en las riberas, pero la situación es más crítica ya que el área se encuentra urbanizada.

En este sector se encuentra el puente correspondiente a la avenida Pedro Aguirre Cerda, el que presenta problemas de socavación incipiente en su cepa izquierda, y el puente de avenida Tucapel que en general se encuentra en buen estado.

De acuerdo a los antecedentes recopilados, no se han registrado desbordes durante el periodo de crecidas.

Sector 5, Km 2,540 – 3,020.

Los taludes de las riberas presentan una menor inclinación. Por lo que presentan una mayor estabilidad, aún cuando se encuentran socavados.

El lecho del cauce se caracteriza por presentar material de gran diámetro, con tamaños máximos superiores a 1,0 m.

Según lugareños durante la crecida de 1973, el nivel del agua habría descendido, en aproximadamente 1,5 m. Esta situación habría dejado a la vista este material que existía inmerso en la matriz fluvial. En este tramo no se han registrado desbordes del San José.

En este sector existen pasarelas que no influyen en el escurrimiento del río, por encontrarse apoyadas en la ribera.

Este sector es calificado como potencialmente crítico, en especial por las viviendas ubicadas en los bordes, y debido a la presencia de material granulométrico grueso se podrían acumular finos lo que eventualmente produciría un peralte de fondo.

Sector 6, Km 3,020 – 3,860.

El cauce se presenta uniforme y con riberas estables.

En la crecida de 19673, el cauce se desbordó en la ribera izquierda afectando a la población de esta área, debido a esto se construyó un pretil de cierre formado por conglomerado de río compactado, el cual presenta similar cota que la ribera derecha el pretil no presenta protección contra socavación.

En este sector se ubica el puente de la avenida Las Gredas, puente Sauche, el que sufrió durante la crecida de 1973, la pérdida total de su terraplén de acceso a la ribera derecha, esto obligó la ampliación del largo del puente de 9,6 a 19,2 metros de largo.

Este sector podría ser califica presumiblemente no crítico, ya que los problemas se encontrarían actualmente solucionados.

Sector 7, Km 3,680 – 4,570.

El cauce presenta características similares a las del sector anterior, pero existe material con una granulometría mayor, con diámetros máximos de 1,0 m., además de una cantidad importante de arbustos, lo que en una crecida incrementan el coeficiente de rugosidad, disminuyendo la capacidad evacuadora del cauce.

Este sector no ha registrado desbordes durante las crecidas.

Las áreas urbanas a ambos lados del cauce se encuentran limitando con el borde del talud, encontrándose en una situación de riesgo.

Este sector es calificado potencialmente crítico.

Sector 8 Km. 4,570 – 6,300.

El cauce presenta un importante aumento en la sección, en este sector se realiza la descarga de la quebrada de Acha, también se puede decir que en este sector se ha presentado una gran intervención del lecho debido a la extracción de áridos. Que en su totalidad son del tipo artesanal, esto altera el cauce lo que hace imposible determinar ejes o tendencias de escurrimiento.

Este sector también presenta la construcción de viviendas en la ribera del río.

En este sector hay un conjunto de viviendas que se ubica prácticamente en el lecho de la quebrada de Acha.

En relación a las riberas, la de la derecha se encuentra en a una cota muy superior a la de la izquierda no evidenciando problemas.

Este sector es calificado como crítico dándole una mayor prioridad frente a los anteriores.

Sector 9 Km. 6,300 – 7,000.

En este sector se mantiene la intervención en el cauce por la extracción de áridos; pero las riberas tienen cotas bastante altas, por lo que el cauce del río queda bien confinado.

Las viviendas del sector son de material liviano y de propiedad de los areneros, además se ubican en los sectores altos de la ribera izquierda.

CUADRO 4.7-1
PROPOSICIÓN PRELIMINAR DE OBRAS DE DEFENSA.

Sector	Km.		Proposición preliminar
	Inicial	Final	
2 a 5	0,300	3,020	-rectificación y protección de taludes. -Protección de fondo. -Ensanchamiento de sección en tramos estrechos.
7	3,680	4,570	-similar al anterior.
8	4,570	6,300	-Regularización del cauce, mediante encauzamiento con bulldozer y obras complementarias de protección. -modificación de trazado de la descarga de la quebrada Acha al río San José.

Obras en el Río.

Las obras existentes corresponden básicamente a puentes y pasarelas peatonales, teniendo estas últimas escasa interferencia con el escurrimiento, salvo en periodos de crecidas excepcionales.

CUADRO 4.7-2
LISTADO DE OBRAS EN EL CAUCE DEL RÍO SAN JOSÉ.

Km.	Tipo de Obra	Distancia entre estribos [mts]	Número de Cepas	Distancia entre apoyos	Altura máxima con respecto al fondo del lecho
0,200	Puente FFCC (a Perú)	21,0	2	5,9 6,3 6,2	1,6
0,223	Puente FFCC (a Bolivia)	19,3	1	9,0 9,0	4,5
0,890	Pasarela	17,2	2	5,1 8,1 3,0	9,7
0,900	Puente	19,1	2	2,7 13,3 2,1	6,3
1,300	Puente vial Av. Santa María	9,0	-	-	6,0
1,800	Pasarela	20,4	2	5,9 7,1 5,9	7,5
2,200	Puente vial Av. Pedro Aguirre Cerda	19,0	-	-	7,6
2,400	Pasarela	18,7	2	5,3 7,1 5,3	6,5
2,700	Pasarela	19,0	-	-	7,5
3,000	Pasarela	19,0	-	-	7,4
3,845	Puente vial Av. Tucapel	20,3	1	9,6 9,7	5,9
3,865	Puente vial Av. Las Gredas (Sauche)	20,3	1	9,6 9,7 9,7 9,7	5,9

(F) Fuente: "Proyecto Defensas Fluviales en el Río San José. Etapa 3, Proyecto de Obras"
Ejecutor: Prisma Ingeniería Ltda, Mandante: Dirección de Vialidad, MOP, 1992.

Corresponde a las obras que se proyectaron para el sector con influencias de la Quebrada de Acha en el río San José (Km. 5,0 – 6,0).

Debido a que la diferencia de cotas de fondo entre el río y la Quebrada es de aproximadamente 6 mts. En la zona en que se hará el desvío, y como se pretende tener la menor distancia posible, es que el trazado adoptado tiene una longitud de 350 mts, el que se inicia en donde la quebrada tiene una curva natural hacia la izquierda punto que corresponde al más cercano al cauce del río San José y a partir del cual la quebrada comienza a aproximarse a la carretera.

El encauzamiento se ha dispuesto siguiendo la dirección del río desde aguas arriba del punto inicial, se ha considerado poco antes de la descarga al cauce del río, una curva hacia la derecha la que se ha dispuesto con un ángulo de 15° y un radio de 500 mts.

Trazado de Alzada.

Se fija como descarga una cota con 2 mts. sobre el fondo del cauce del río san José.

De acuerdo a lo anterior resulta un canal con una pendiente de 1,55%.

Según este trazado la excavación esta entre el km. 0,100 y el km. 0,454.

De acuerdo al calculo del eje hidráulico en el punto más desfavorable se obtuvo una altura de 2,4 mts, por lo que se adoptó una revancha de 1 m sobre esta altura.

Diseño

Para el diseño se adoptaron los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño : se considero el caudal de retorno de 100 años ($50 \text{ m}^3/\text{s}$).
- Pendiente : $i = 0,0155$.
- Coeficiente de Rugosidad : $n = 0,03$.

La mayor parte del canal, de acuerdo a la pendiente adoptada, presenta excavaciones de 3 a 4 mts. Considerando el caudal de diseño, y pendiente se fija un ancho mínimo de 3 mts, tomando en cuenta también razones constructivas, con taludes de 1,5:1,0 (H : V). La altura normal resulta de 1,90 m y la crítica de 2,15 m.

El calculo anterior es válido para el sector del canal desde el km. 00,150 hacia aguas abajo. Para el sector del km. 0,100 al km. 0,150 , se tiene un canal de poca profundidad y entre el km. 0,000 y el km. 0,100 se tiene solamente un pretil de cierre, por lo que el eje hidráulico fue calculado con un programa computacional utilizando las condiciones naturales.

Diseño de protecciones de enrocado.

El cálculo del peso de la roca para el revestimiento del pretil y de los espesores de los enrocados se efectuó a través de fórmulas propuestas por California Division of Highways Study.

Peso específico: Este se efectuó tomando en cuenta las recomendaciones del Manual de Carreteras, un peso específico relativo mínimo de 2,5.

Velocidad media del Esguimiento: De acuerdo al diseño, caudal 50 m³/s y un coeficiente de rugosidad $n = 0,030$, la velocidad máxima obtenida en el sector en que se consulta la localización del pretil de cierre es de 3,53 m/s, la que corresponde al cauce principal (que va pegado al enrocado) en el km. 0,100.

Angulo del Talud: El Talud n que se encuentran los enrocados es de 1,5:1,0, por lo que el ángulo es : 33,69°.

Angulo de Reposo: El ángulo recomendado para el enrocado es de 70°, en condiciones perfectamente trabada, pero por razones de seguridad, se adoptó un ángulo de 60°.

De acuerdo a los parámetros definidos, resulta una roca con un peso mínimo de 186 kg. adoptándose un peso mínimo de 200 kg., como peso máximo se adoptó el doble del mínimo. Por lo que el rango del enrocado estará entre los 200 a 400 kg.

El espesor de revestimiento resulta de 0,8 m, al que corresponde un ancho horizontal de 1,4 mts.

Dado que el canal descarga a un altura de 2 mts, sobre el fondo del cauce del río San José y se considero una socavación que podría llega hasta la misma profundidad y podría una socavación en retroceso.

El coronamiento se ha fijado en 0,5 m sobre el eje hidráulico en el punto más desfavorable, km. 0,150, altura del eje hidráulico 1,4 mts.

5. INSTITUCIONES QUE INTERVIENEN EN EL CAUCE Y DESEMBOCADURA

5.1 INTRODUCCIÓN

El Marco Institucional que regula la ejecución de los Sistema de Aguas Lluvias en el país se comienza a establecer con la promulgación de la Ley N° 19.525 en noviembre de 1997. Desde un punto de vista de las instituciones, ha sido el Ministerio de Obras Públicas quien se ha encargado del tema, básicamente a través del Departamento de Hidráulica en un comienzo y luego a través de la Dirección de Obras Sanitarias y el SENDOS, con sus oficinas regionales, hasta el año 1989.

Desde el año 1989 en adelante, las nuevas obras de aguas lluvia fueron en general diseñadas y construidas por las empresas urbanizadoras o por el SERVIU, organismo que diseñaba y construía estas obras. En este marco de referencia, fueron las municipalidades quienes asumieron de alguna forma el rol de la mantención básica de los sistemas de aguas lluvia.

5.2 LEGISLACIÓN E INSTITUCIONALIDAD. REFERENTE A CAUCES EVACUADORES DE AGUAS LLUVIAS

Con la promulgación de la Ley N° 19.525 quedó establecido que la planificación, estudio, proyección, construcción, reparación, mantención y mejoramiento de la red primaria del sistema de evacuación y drenaje de aguas lluvias corresponde al Ministerio de Obras Públicas, lo que hace a través de su Dirección de Obras Hidráulicas. Además se definió que la red secundaria estaría a cargo del Ministerio de la Vivienda y Urbanismo, a través de los SERVIU respectivos.

Por otra parte, el marco institucional responsable de velar por el cumplimiento de la ley sobre el uso, aprovechamiento y conservación del agua en las cuencas hidrográficas, se concentra en el Ministerio de Obras Públicas.

Por otra parte, según lo establecido por el Código de aguas le entrega, en gran medida, las atribuciones de normar, controlar y fiscalizar los derechos de propiedad, la construcción de obras de regadío y drenaje y el control de cauces y riberas, a tres Servicios del Ministerio de Obras Públicas, que son: La Dirección General de Aguas, la Dirección de Obras Hidráulicas y el Departamento de Obras Fluviales, dependiente de la Dirección de Obras Hidráulicas. Las Leyes N° 11.402 de 1954 y el D. S. MOP N° 294 de 1984 le confieren a la Dirección General de Obras Públicas una serie de atribuciones en materia de defensas fluviales, pero en la práctica, su participación es prácticamente nominal, ya que la DGOP delega esas funciones en las Direcciones operativas, tales como la DOH.

Conjuntamente con lo anterior, existen otros Servicios y reparticiones públicas, que tienen ingerencia en estos temas. Así, es posible citar a la Dirección de Obras Portuarias, del Ministerio de Obras Públicas, a los SERVIU, a las Municipalidades y al Ministerio de Defensa a través de la Subsecretaría de Marina y a la Dirección General del Territorio Marítimo y Marina Mercante, DIRECTEMAR, en lo que concierne a los ríos y lagos con influencia marítima o navegables por embarcaciones de más de 100 toneladas. Conjuntamente con lo anterior, se debe citar al Ministerio de Bienes Nacionales, que como administrador de los bienes nacionales de uso público, también tiene competencia en temas fluviales.

En cuanto a responsabilidad legal, las obras situadas en bienes nacionales de uso público pertenecen al Estado y en general, son administradas por el Municipio local. La mantención y reparación de las obras usualmente ha recaído en los municipios, debido a que, en ausencia de instituciones responsables, el municipio local asume tal actividad, debido a su rol de velar por el bien común.

A continuación se describen los principales ámbitos de competencia que tiene las principales Instituciones asociadas al manejo de los cauces y que están presentes en los casos de los ríos Lluta y San José. Se hace especial hincapié en los temas que se relaciona con la ejecución de obras de protección de riberas, obras de arte (bocatomas, puentes, descargas, caminos), fijación de deslindes, zonas de inundación, planificación de uso de los cauces y sus riberas, y extracciones de áridos.

- Dirección de Obras Hidráulicas (MOP): Oficinas Central y Regional.

Fuera del área urbana, la DOH tienen responsabilidad y está a cargo de los trabajos (aspectos técnicos y económicos), relacionados con obras de riego, obras fluviales, encauzamiento, manejo de cauce y permisos de trabajo en los cauces. Dentro del área urbana, la DOH asesora a las Municipalidades en aspectos técnicos, tanto en lo relativo obras nuevas como existentes.

En el caso de las obras de protección fluvial y extracciones de áridos en el área urbana, la DOH debe emitir un oficio en la que indica si aprueba técnicamente el proyecto presentado, pero será responsabilidad de la Municipalidad dar el permiso correspondiente. También apoya al Municipio en la fiscalización de los trabajos de explotación de áridos, en cuanto a ver que se estén realizando en la forma y lugar correcto. Sin embargo, las acciones legales la debe llevar a cabo la Municipalidad.

Este organismo debe funcionar en forma coordinada con la DGA en la constante actualización del Catastro Público de Obras en los cauces. En todas las obras construidas en los cauces, la DOH debe aprobar los proyectos y recibir las obras una vez finalizadas. Posteriormente, debe traspasar a la DGA todos los antecedentes necesarios para proceder con la inscripción en el Catastro. Las obras realizadas en cauces, en tramos dentro del área urbana, son recibidas por la Municipalidad, por lo que se genera un vacío en el proceso de actualización del catastro.

Por otra parte, todos los proyectos que interfieran, modifiquen o atraviesen un cauce primario, deberán contar con la aprobación del Departamento de Obras Fluviales. Tal es el caso de los proyectos de puentes, que vial y estructuralmente son objetos de verificación de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, sin embargo, el diseño de sus protecciones y la verificación de las revanchas exigidas, es responsabilidad del Departamento de Obras Fluviales.

- Ilustre Municipalidad de Arica:

Su jurisdicción se limita al área urbana, ya que fuera de éste, las distintas responsabilidades de los departamentos municipales pasan a manos de los Seremis u oficinas provinciales de éstos. Dentro del marco de interés de este estudio, son dos los departamentos de importancia:

Dirección de Obras Municipales: Se encarga de los permisos y supervisión de la ejecución de obras, tales como: extracción de áridos, defensas fluviales, construcción en riberas, puentes, caminos, sumideros, etc. Lo anterior es válido tanto para proyectos privados como municipales o estatales. Este departamento recurre a la DOH para asistencia técnica en los temas relacionados con extracción de áridos, diseño de puentes, protección fluvial y demás obras que impliquen la intervención de los cauces en la zona urbana.

En el caso de permisos de construcción o asuntos relacionados con límites de propiedad, se asesoran con Bienes Nacionales. Este a su vez, cuando involucra terrenos en las orillas o aledaños al cauce, y se debe definir los límites de deslindes del cauce, recurre a la DOH para el análisis del eje hidráulico en el cauce.

Secretaría de Planificación Comunal: Le corresponde la elaboración, promoción y diseño de los proyectos municipales. Esta a su cargo, la elaboración del Plan Regulador Comunal de Arica.

El Plan Regulador vigente data a 1971 y ha recibido más de 100 modificaciones. Actualmente existe un nuevo plan que se encuentra en proceso de aprobación, pero ha sufrido retrasos por objeciones en el aspecto ambiental.

- **Dirección General de Aguas (DGA): Oficina Regional**

Le compete el registro estadístico y monitoreo de las cuencas. Son responsables de la mantención, operación y entrega de la información de la red de estaciones pluviométricas y fluviométricas en las cuencas de los ríos Lluta y San José.

También es su responsabilidad, mantener el catastro público de las cuencas. Es decir, la DGA debe para cada cauce, poseer toda la información relevante a obras que lo intervenga, cruce o modifique, como son bocatomas, obras de protección, puentes, etc. En este sentido, debe operar en forma coordinada con la DOH, ya que a ésta le corresponde informar de todas las obras sobre el cauce, pues es el ente técnico que aprueba las obras. Como se indicó previamente, se genera una discontinuidad en el proceso de actualización del catastro con las obras en el área urbana, ya que la Municipalidad recibe estas obras y por lo tanto, es la que posee los antecedentes completos del proyecto. También hay que señalar, que en muchas oportunidades se terminan los trabajos pero no se continúa con las acciones posteriores de inscripción.

Por otro lado, la DGA debe mantener las líneas de comunicación con los regantes para facilitarles información sobre pronósticos sobre caudales y situaciones especiales en los ríos. De igual forma, la DGA con su red de monitoreo, cumple un rol importante en informar a la Oficina Nacional de Emergencia sobre pronósticos de crecidas o precipitaciones importantes que puedan implicar cortes de camino, aludes, anegamiento de algunas comunidades, etc.

- **Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU): Oficina Provincial**

La oficina del MINVU Primera Región, se encuentra en Iquique, sin embargo la Unidad de Desarrollo Urbano tiene una oficina independiente en la ciudad de Arica. Esta unidad está a cargo de los Planes Reguladores, asesorando y trabajando en conjunto con la Municipalidad.

Como parte del Plan Regulador Comunal elaborado por la Municipalidad en conjunto con la Unidad de Desarrollo Urbano del Minvu, se proyectan los nuevos límites del área urbana, redes viales, puentes, áreas de expansión urbana, comerciales, industriales y definen sectores de esparcimiento y zonas de riesgo. Parte de ello se basan en antecedentes históricos, proyecciones demográficas, planes de desarrollo de la comuna y también asesoría de la DOH y otros organismos.

- **Bienes Nacionales**

Este organismo tiene la responsabilidad de velar por el patrimonio nacional, por el correcto uso de la propiedad estatal y delimitar las propiedades de bien común. En este recae definir los límites estatales entorno a los cauces, y por ende, determinar los deslindes de los ríos. Sin embargo, en el caso particular de los ríos Lluta San José, no existe ningún documento oficial respecto al tema, ni estudio acabado de la cual se pueda inferir dichos límites. Actualmente, la oficina de Bienes Nacionales de Arica remite a la DOH regional, las solicitudes sobre límites en la orilla de los cauces y deslindes, haciendo propias las conclusiones de este último organismo.

- **Ministerio de Defensa. Subsecretaría de Marina, DIRECTEMAR.**

La DIRECTEMAR es un servicio dependiente de la Subsecretaría de marina, mediante el cual el Estado de Chile cautela el cumplimiento de las leyes y acuerdos internacionales vigentes, para proteger la vida humana en el mar, el medio ambiente, los recursos naturales y regular las actividades que se desarrollan en el ámbito acuático de su jurisdicción. En este ámbito se concentran todas acciones que desarrollamos para que las actividades marítimas se realicen de acuerdo con la normativa que contempla la legislación vigente, motivo por el cual tiene que realizar entre otras actividades: inspección de naves, concesiones marítimas, terminales marítimos y puertos, obras en el litoral costero, etc.

En este ámbito la DIRECTEMAR efectúa todas las acciones que tienen como propósito preservar los recursos hidro-biológicos que se encuentran en aguas de su jurisdicción y administrar el borde costero, con lo que tiene dentro de su competencia los problemas relacionados con las desembocaduras de los cauces naturales y su nivel de contaminación.

6. RECONOCIMIENTO DE TERRENO

Se realizó un completo reconocimiento de la situación actual de la ciudad de Arica y de los cauces y riberas de los ríos San José y Lluta, lo cual se documentó fotográficamente, en fichas de catastro y mediante un video. Esta información será empleada en forma sistemática por medio de un Sistema de Información Gráfica, en la cual se visualizará toda la información obtenida: características del drenaje urbano, coeficiente de escorrentía, análisis de las formaciones geológicas, fotografías aéreas y antecedentes topográficos y fotogramétricos, entre otras.

Este punto se ha dividido en dos partes: Reconocimiento de la Ciudad de Arica y Reconocimiento de los Cauces Naturales.

6.1 CIUDAD DE ARICA

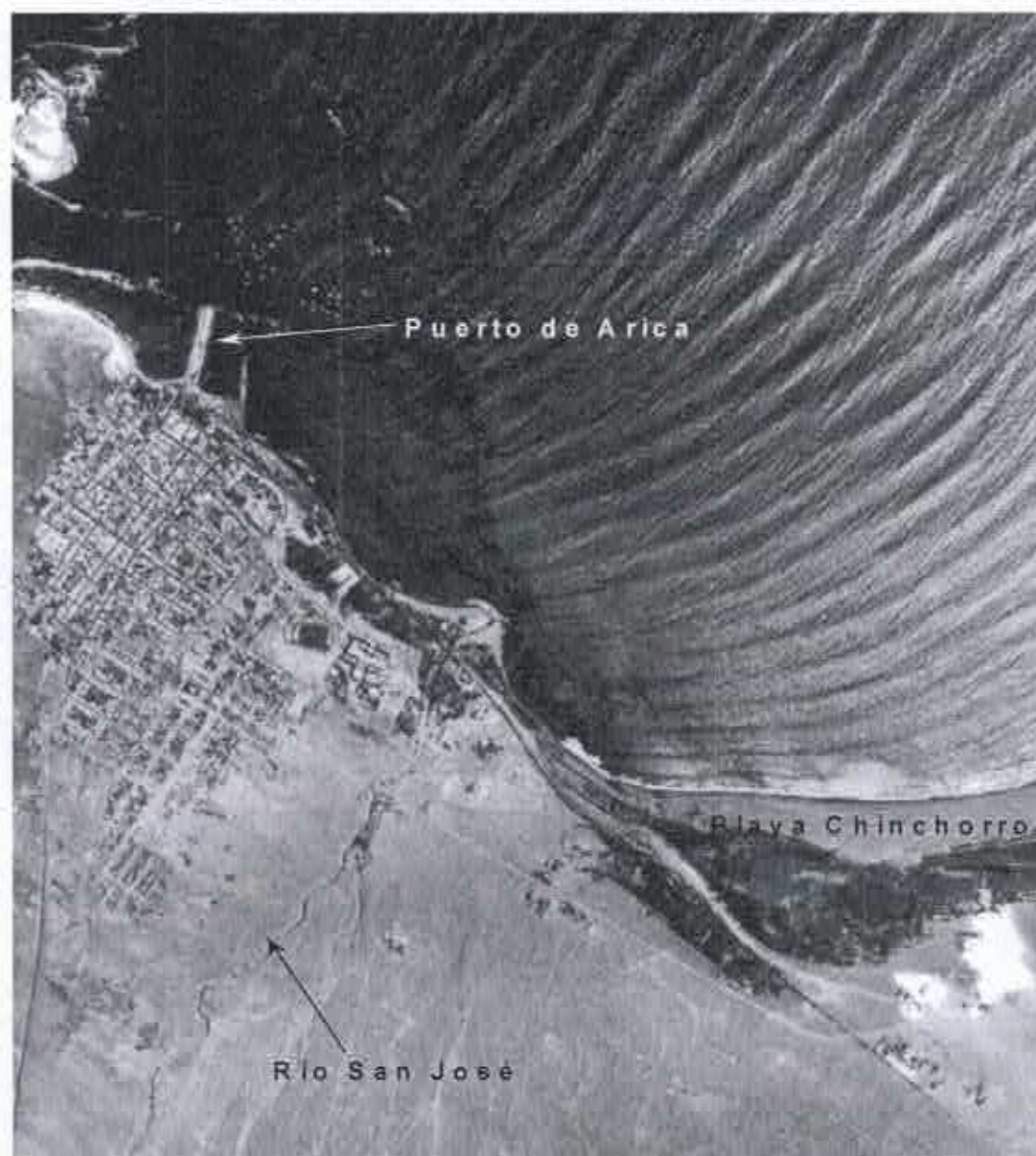
En este punto se presenta un resumen del análisis realizado sobre las cualidades de drenaje que posee la ciudad, lo que resulta al complementar antecedentes pluviométricos, relieve de la ciudad, geometría de las calles, coeficiente de escorrentía por sectores, densidad poblacional, entre otros. En los siguientes acápites se aborda con más detalle la definición del patrón de drenaje y vías de escurrimiento. El presente acápite es el producto de la primera visita realizada al terreno.

Para conocer mejor la ciudad y la definición de los distintos sectores de la ciudad, se presenta la Fotografía 6.1-1, vista aérea de la ciudad de Arica el año 1958. De esta foto, se desea resaltar la extensión de la ciudad previo al fuerte desarrollo que vivió las décadas posteriores. Hasta la década de los 60, la ciudad cubría una superficie menor a la mitad que hoy día posee y concentrado en la ribera sur del río San José. La ciudad por un periodo largo, sólo se desarrolló en y en el entorno inmediato del casco viejo, al pie del morro de Arica y al oriente del puerto.

En el sector céntrico se encuentran los edificios de servicio y de oficina, los negocios, edificaciones en altura, sin jardines a excepción de los parques y plazas, por lo que constituye una superficie altamente impermeable. En las Fotografías 6.1-2 y 6.1-3 se destaca la pendiente de las calles, la altura de la edificación y el alto nivel de pavimentación.

A medida que se dirige del centro hacia el valle de Azapa, comienza a dominar las áreas residenciales, con mayor presencia de jardines, pero siempre de pequeño tamaño. Desde el punto de vista de la escorrentía, es que las casas siguen apareadas. En la Fotografía 6.1-4 se observa sector residencial cerca del estadio Carlos Dittborn.

FOTOGRAFÍA 6.1-1
VISTA AÉREA DE LA CIUDAD DE ARICA EL AÑO 1958



FOTOGRAFÍA 6.1-2
VISTA DE CALLE EN SECTOR CÉNTRICO
(Colón con 18 de Septiembre)



FOTOGRAFÍA 6.1-3
VISTA DE CALLE EN SECTOR CÉNTRICO
(Colón hacia El Morro)



FOTOGRAFÍA 6.1-4
AREA RESIDENCIAL CERCA DEL ESTADIO C. DITTBORN



Ya en 1964 se incorporó el Barrio Industrial, lo que dio lugar al desarrollo de la ribera norte del río San José: en torno a la Avda. Santa María y Alejandro Azola. Con ello, se produjo un aumento de la demanda de mano de obra y por ende, de la migración a la ciudad, lo que resultó en el continuo crecimiento de barrios y poblaciones en la ribera norte, en los alrededores del Barrio Industrial y en dirección norte.

En las siguientes fotografías se presentan dos vistas del sector residencial en la ribera norte.

FOTOGRAFÍA 6.1-5
SECTOR RESIDENCIAL ENTORNO A BARRIO INDUSTRIAL



FOTOGRAFÍA 6.1-6
SECTOR RESIDENCIAL RIBERA NORTE RÍO SAN JOSÉ
(Capitán Avalos)



A diferencia de la ribera sur, la ribera norte no posee calles de fuerte pendiente. Por otra parte y más importante aún, es el tipo de edificación que se encuentra, ya que principalmente corresponde a casas de un piso con techos de variados materiales. No cuenta con inversiones en paisajismo, excepto algunas calles principales, por lo que se observan muchas calles sin bermas y sin bereda para los peatones, sólo franjas de terreno natural, altamente permeable. El sector tienen una menor densidad de construcción con respecto al centro de la ciudad.

6.2 CAUCES NATURALES TRAMO URBANO

Este material permitirá formar una visión clara de las características de los cauces estudiados y de su situación actual. A su vez, apoyará el análisis de la caracterización de los sectores por los que fluye la corriente de agua y las consecuencias que ello representa sobre su comportamiento hidráulico y mecánico fluvial, así como las restricciones que pudieran significar para la implementación de acciones.

En base a la información recopilada durante los recorridos de terreno y al análisis de los antecedentes técnicos existentes, en el presente punto se entrega una caracterización de los cauces de los ríos San José y Lluta para el sector en estudio dentro de los objetivos del Plan de Manejo de Cauces, identificando en forma preliminar, los sectores críticos y no críticos. Esta información se complementa con figuras esquemáticas del trazado de cada río y la identificación de los tramos considerados equivalentes.

Cabe señalar que el presente análisis se basa exclusivamente en observaciones de terreno e informaciones recopiladas, pudiendo sufrir variaciones al momento de incorporar los estudios de ingeniería básica, tales como ejes hidráulicos y otros.

Para la caracterización de los cauces se confeccionó una ficha, como la indicada a continuación, en la que se incorporaron factores hidráulicos, de mecánica fluvial, morfológicos y aspectos antrópicos, principalmente relacionados con las obras existentes en el cauce y en sus riberas, y en particular las que pudieran verse afectadas durante las crecidas. Dentro de las anteriores se incluyeron las condiciones evaluadas para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning según la expresión de Cowan (Ref. "Hidráulica de Canales Abiertos", Ven T. Chow, 1994).

En la definición de los aspectos hidráulicos del río se consideraron aspectos relevantes para la determinación de los coeficientes de rugosidad del cauce, especialmente debido a que se trata de un aspecto fundamental en los cálculos de ejes hidráulicos que se realizaran en este caso. Así, se han considerado los siguientes aspectos:

- Trazado del río. Se relaciona con el tipo de trazado en planta que presenta el río, especialmente si se trata de un tramo aproximadamente recto o llega a ser muy sinuoso e irregular.
- Grado de irregularidad. En este caso se considera que una irregularidad es *suave* si el lecho del cauce presenta superficies comparables con la mejor obtenible en los materiales involucrados; *menor* para cauces bien dragados, con taludes laterales ligeramente erosionados o socavados; *moderado* para cauces mediana a pobremente dragados, taludes laterales moderadamente derrumbados o erosionados; y *severos* para cauces con bancas muy derrumbadas o con taludes laterales muy erosionados o muy derrumbados, y para cauces con rocas de superficies deformes, con entrantes y salientes e irregularidades.
- Obstrucciones. Al establecer la presencia de obstrucciones como depósitos de basura, palos, raíces expuestas, cantos rodados y troncos caídos y atascados, se consideró aspectos tales como: hasta qué punto las obstrucciones ocupan o reducen el promedio de área mojada, la naturaleza de las obstrucciones (objetos puntiagudos o angulares inducen mayor turbulencia que objetos curvos o con superficies lisas), y la posición y el espaciamiento, transversal y longitudinal, de las obstrucciones en el tramo bajo consideración. De este análisis se determinaron cuatro posibles situaciones: Insignificante, menor, apreciable o severo.
- Efecto de meandros. Para establecer el grado de los efectos por meandros se usó la relación entre la longitud con meandros y la longitud recta del tramo del cauce. Los meandros se consideran menores para relaciones de 1 a 1.2, apreciables para relaciones de 1.2 a 1.5, y severos para relaciones de 1.5 y mayores.
- Pendiente de fondo. Se refiere al grado de irregularidad de la pendiente de fondo del río, la que se dividió en: Uniforme, moderada e irregular.
- Rugosidad. En este aspecto se trató de definir cualitativamente el grado de aspereza que presentan el lecho del río. Se consideraron tres niveles: lecho liso, lecho intermedio y lecho rugoso.

FICHA DE RECONOCIMIENTO CAUCE RÍO

Río:	Lluta	Tramo #	De km:		Foto N°
Norte:			A km:		
Este:					
Referencia:					

Hidráulica:

Observaciones:

Trazado Relativo del Río	Recto	Regular	Irregular		
Grado de Irregularidad (n1)	Suave	Menor	Moderado		
Efectos Relativos de Obstrucción (n3)	Insignificante	Menor	Apreciable	Severo	
Grado de los efectos por meandros	Mínimo	Menor	Apreciable	Severo	
Variación Pendiente Fondo	Uniforme	Moderado	Irregular		
Rugosidad	Liso	Intermedio	Rugoso		
Singularidades Tramo	Caída	Barreras	Toma	Rocas	
	Puentes	Arboles	Arbustos	Otro	
Vegetación	Baja	Media	Alta	Muy Alta	

Morfología

Pendiente Talud Derecho	Suave	Media	Fuerte		
Posibilidad de Desmoronamiento Talud Derecho	Baja	Media	Alta		
Uniformidad Talud Derecho	Uniforme	Regular	Irregular		
Área Inundación Rib. Derecha	No hay	Restringido	Medio	Extenso	
Construcción Colindante Rib. Derecha	Área Abierta	Camino	Vivienda	Comercio	
Pendiente Talud Izquierdo	Suave	Media	Fuerte		
Posibilidad de Desmoronamiento Talud Izquierdo	Baja	Media	Alta		
Uniformidad Talud Izquierdo	Uniforme	Regular	Irregular		
Variación de la Sección Transversal	Gradual	Ocasionalmente alternante	Frecuentemente alternante		
Área Inundación Rib. Izquierda	No hay	Restringido	Medio	Extenso	
Construcción Colindante Rib. Izquierda	Área Abierta	Camino	Vivienda	Comercio	

Mecánica Fluvial

Material del Fondo del Cauce	Tierra	Grava Fina	Grava Gruesa	Roca	
Material Talud Derecho	Tierra	Grava Fina	Grava Gruesa	Roca	
Material Talud Izquierdo	Tierra	Grava Fina	Grava Gruesa	Roca	
Efecto de Acorazamiento	Leve	Parcial	Moderado	Completo	
Potencial Remoción de Material	Insignificante	Menor	Apreciable	Severo	
Extracción de Áridos	No hay	Menor	Apreciable (Manual)	Severo (Máquina)	

Antecedentes Visibles de Crecidas Anteriores

Riesgos de Desbordes

Sectores Afectados por Desbordes	Agricultura	Vivienda	Comercio	Red Vial	Industria
----------------------------------	-------------	----------	----------	----------	-----------

Identificación de Problemas Anteriores Generados por Crecidas

Identificación de Problemas Potenciales Generados por Crecidas

Manejabilidad del Río

Observaciones Generales

- Rugosidad: en conjunto con el material del cauce, se emplea para determinar el valor base del coeficiente de rugosidad de Manning para el tramo. Corresponde a una apreciación general sobre la rugosidad del cauce.
- Vegetación. Al establecer el efecto de la vegetación se consideró lo siguiente:
 1. Baja, para condiciones de vegetación con crecimientos densos de pastos o malezas flexibles, donde la profundidad promedio de flujo se estima muy superior a la altura de la vegetación.
 2. Media, para condiciones similares a la anterior, pero con la profundidad promedio de flujo es una a dos veces la altura de la vegetación
 3. Alta, para condiciones comparables a las anteriores pero con arbustos y árboles, con la altura de la vegetación similar a la profundidad del flujo
 4. Muy alta, para vegetación consistente en pastos cuando la profundidad promedio del flujo es menor que la mitad de la altura de la vegetación, o para matorrales, arbustos y árboles que obstruyen al flujo.
- Singularidades. En este aspecto se consideró la presencia de obras y en general singularidades que pudieran afectar el comportamiento hidráulico del río.

En adición a lo anterior, se consideraron elementos para representar la estabilidad de la sección del cauce, necesarios para el análisis de mecánica fluvial de los ríos; uniformidad, pendiente y posibilidad de desmoronamiento de los taludes, material del fondo del cauce y de los taludes y efecto de acorazamiento.

En terreno se realizó una apreciación del potencial de remoción de material en el cauce, ya sea de los taludes o del cauce mismo, o producto de los trabajos de extracción de áridos. Esta apreciación, se corroboró con los antecedentes sobre materiales y geometría indicados en las mismas fichas.

El análisis de cada tramo debe además reflejar las características del área involucrado más allá de la caja de los ríos, es decir, los sectores que se desean proteger, objetivo principal de este estudio. Con este fin, en las fichas de reconocimiento se incorpora la descripción de ambas riberas:

- Área de Inundación de la ribera: se indica si corresponde a una superficie mínima o inexistente (caja del río limitado por cerros en una o ambas riberas),
- Construcción Colindante a la Ribera: descripción del tipo de construcción en la ribera (tiene mayor importancia en zona rural), o si corresponde a áreas abiertas (empleados en agricultura u otra actividad)

Finalmente, como resumen de lo observado y conversado en terreno, se incluyen los siguientes elementos de apoyo para el análisis de la situación actual y futura de los tramos en estudio:

- Antecedentes visibles de crecidas anteriores
- Riesgos de desbordes
- Sectores afectados por desbordes (o crecidas)
- Identificación de problemas anteriores generados por crecidas
- Identificación de problemas potenciales generados por crecidas

- Manejabilidad del río (anticipo de posibles soluciones)
- Observaciones generales (y resumen)

En el Anexo 6.2.1 se presenta la recopilación de terreno del río Lluta, para un tramo aproximado de 6,5 km, tramo urbano del río Lluta. Para el análisis, el río se dividió en 4 tramos, iniciando desde la desembocadura.

Por su parte, en el Anexo 6.2.2 se presentan las fichas de catastro y fotografías del río San José, en un tramo aproximado de 7,5 km, en el tramo urbano. Para el análisis, el río se dividió en 10 tramos, iniciando desde la desembocadura. También se incluye 2,0 km de la Quebrada de Acha, que se representa como un tramo adicional.

En la descripción que a continuación se realiza de cada uno de los cauces, se han agrupado los tramos definidos en los respectivos anexos, en sectores, ya que muchos tramos poseen características similares que para efecto de descripción y análisis del comportamiento hidráulico de los ríos, pueden ser asimilados como equivalentes, pero como elementos de reconocimiento de terreno y posterior análisis de resultados, deben ser diferenciados. La definición de tramos, corresponde a la primera iteración en el reconocimiento de los cauces.

6.2.1 Río LLuta

6.2.1.1 Introducción

La cuenca queda comprendida entre los paralelos 18° y 18°30' Latitud sur y los meridianos 70°20' y 69°22' de Longitud Oeste. Tiene una superficie de aproximadamente unos 3.400 km²

El río Lluta se forma por la confluencia, en Humapalca a 3.900 m.s.n.m., de los ríos Caracarani (o Tacora) y Azufre, siendo el primero de ellos de mucho mayor importancia. Desde este lugar el río continúa en dirección al SE descendiendo por un estrecho cañón de fuerte pendiente, hasta su ensanche en Jamiraya y desde allí a Dos Hermanos; luego continúa en dirección al oeste recibiendo en este tramo a la quebrada Socoroma, que es prácticamente el aporte final de aguas superficiales que recibe el Lluta, antes de desembocar en el océano Pacífico.

La quebrada Caracarani se origina a los pies del portezuelo de Laguna Blanca y recibe sus principales recursos hidrológicos del faldeo oriental del volcán Tacora (5.988m), punto más alto de la cuenca. El río Azufre se forma de la reunión de varias vertientes termales, de las cuales la quebrada Tacora es la principal. Su cauce natural recorre 20 Km hacia el Sureste. Por algún tiempo el río ha estado desviado por medio de un canal artificial hasta unos estanques de evaporación contruidos en la pampa Titire para evitar la mayor contaminación del Lluta.

Al sobrepasar la Sierra de Gualiillas, el caudal del Lluta se incrementa sólo con aguas de vertientes. En el curso inferior disminuye su pendiente, desembocando en el sector de Chacalluta a escasos kilómetros al Norte de Arica. Desde su formación en Humapalca hasta el mar, la longitud del río es de 147 Km. Si se le suma la de la quebrada Caracarani, el desarrollo total del río Lluta alcanza a 167 Km.

Los principales afluentes del Lluta son de breve curso. La quebrada de Allane le cae desde el oriente siendo su tributario principal el río Colpitas. Este nace en el cordón montañoso ubicado al norte de los nevados de Putre que separa las cuencas de los ríos Colpitas y Caquena (5.000 m.s.n.m.). Las quebradas de Putre y Socoroma nacen en el macizo Andino de Putre y constituyen los últimos afluentes importantes del río Lluta. El área de estas dos subcuencas alcanza a unos 490 km².

En Jamiraya se le junta por el lado izquierdo la quebrada de Putre y poco más abajo el exiguo caudal de la quebrada Socoroma. La quebrada de Putre nace de la reunión de varias aguadas originadas en bofedales o vegas al pie de los nevados de Putre (5.500m).

El régimen hidrológico del río Lluta queda caracterizado en la estación fluviométrica de Tocontasi, distante 56 Km de la desembocadura y a 1000 m.s.n.m. El promedio anual de gastos del río en esta sección es de 2,40 m³/s y su alimentación proviene exclusivamente del derretimiento de nieves, de lluvias estivales y de vertientes.

6.2.1.2 Geología y Geomorfología del Río

El valle del río Lluta nace en los bordes del volcán Tacora y, desde allí hasta, aproximadamente, la localidad de Coronel Alcerreca, se presenta como un valle de cierta amplitud y con amplios bofedales en relieve volcánico cuaternario y mesetas volcánicas terciarias. Desde aquí y en su confluencia con las quebradas de Huaylas y Allane, hasta Chironta y Andacollo, se presenta más bien como una quebrada de curso abrupto, de laderas escarpadas y fondo estrecho lleno de material aluvionario, cortando rocas volcánicas terciarias riolíticas, graníticas y sedimentarias, marinas y continentales.

A partir de Andacollo, aparece ya un valle con algunas condiciones de uso agrícola localizado, el cual se abre definitivamente a un valle con valor agropecuario en el sector Sora - Tocontasi, lugar donde se inicia el presente Estudio. En este sector, se presentan laderas escarpadas y pronunciadas con algunos aportes laterales bajo la forma de coluvios y conos deyeccionales que han sepultado algunos niveles de terrazas más altos, situación que se aprecia con toda claridad en el valle.

En este sector, ya pueden distinguirse claramente algunas formas geomorfológicas bien definidas, que se detallan a continuación:

- i) Terrazas aluviales: en general de poco desarrollo y con solo algunos escasos niveles de depositación. El nivel más bajo, o de lecho de inundación ocasional, mezclado con terrazas inferiores, es sólo de uso efímero, debido a las inundaciones con origen en las avenidas causadas por el invierno altiplánico. El material granulométrico es más bien grueso a moderadamente fino (de arenas y arcillas). Las terrazas más antiguas y, por lo tanto, más altas respecto del nivel de base del río, tienen un substrato más firme de gravas compactadas y cementadas.
- ii) Conos: poseen, por lo general, escaso desarrollo y son esporádicos a lo largo del valle. La topografía es relativamente suave en la base y se eleva gradualmente hasta su origen. La pendiente transversal a su eje es ligeramente convexa. En este esquema geomorfológico, la importancia agropecuaria está dada, fundamentalmente, por los niveles de terrazas aluviales, a excepción del nivel más bajo señalado.

6.2.1.3 Características Generales de los Problemas del Area del Estudio

En el caso del río Lluta, la zona comprendida en este Estudio va desde la desembocadura hasta el sector donde se encuentra la Planta de Agua Potable Desalari, es decir, aproximadamente un tramo de 6,5 Km de longitud y que corresponde a la zona urbana futura de acuerdo al nuevo Plan Regulador.

De acuerdo al nuevo Plan Regulador de la ciudad de Arica, el río Lluta tendría algunos de sus últimos tramos dentro del límite urbano. Estos sectores han presentado una serie de problemas generados básicamente por: falta de capacidad de las alcantarillas y puentes que lo cruzan; falta de pretilles diseñados con la seguridad necesaria para evitar desbordes, en las crecidas de importancia generadas producto del invierno altiplánico. Estas crecidas han producido problemas tales como caídas de puentes, lo que ha ocasionado corte de la vía de FF.CC., corte de caminos, con la consiguiente suspensión de tránsito vehicular, inundaciones de vastas zonas potencialmente urbanizables, turísticas y de zonas destinadas a áreas verdes y a la agricultura.

Por otro lado el río Lluta presenta importancia desde el punto de vista ambiental, ya que, al tener zonas con carácter de humedal en las proximidades de su desembocadura, constituye un sector de hábitat para las especies de la zona norte y una zona de paso y anidación para aves migratorias.

6.2.1.4 Características Generales de los Suelos Agrícolas

La geología y la geomorfología del valle del Lluta han permitido la formación de suelos con características adecuadas desde el punto de vista agrícola, básicamente a partir del sector de Sora hacia la costa. En este tramo es posible apreciar dos grupos de suelos cuya problemática es distinta.

Desde la costa hasta, aproximadamente, el sector Rosario - Poconchile, se ubica la zona más baja y plana y, por consiguiente, con mayores problemas de drenaje y por ende, más receptiva de la contaminación y problemas de salinidad que implican las aguas de riego. En el segundo sector, cuya transición podría encontrarse entre Rosario y algún punto más al este y cercano a Poconchile, se ubican suelos de condiciones algo más favorables, desde el punto de vista químico y de drenaje que el sector anterior; las pendientes son más fuertes, la acumulación de sales ha sido menor, por el menor recorrido de las aguas; el lavado ha sido mayor.

6.2.1.5 Caracterización del Río Lluta en el Tramo Urbano

Sobre la base de los antecedentes anteriores se realizó un reconocimiento de terreno de los 5,5 Km que considera el presente estudio, lo que permitió definir 4 tramos, numerados del cero al tres, los que se presentan en la Figura 6.2-1; estos tramos cuentan con una ficha cada uno, las que se presentan en el Anexo 6.2.1. A partir de estos tramos es posible caracterizar los principales aspectos del río Lluta, desde la desembocadura en el mar hasta la localidad de Sora.

En el Cuadro 6.2-1 se identifican los tramos en que se dividió el río Lluta.

Insertar Figura 6.2-1 (Auticad)

**CUADRO 6.2-1
DEFINICIÓN TRAMOS EN RIO LLUTA
SECTOR URBANO**

TRAMO	COORDENADA INICIO		COORDENADA FINAL		Km _{inicio}	Km _{final}
	ESTE	NORTE	ESTE	NORTE		
0	360.202	7.963.835	361.000	7.964.250	0	0,657
1	361.000	7.964.250	361.750	7.964.750	0,657	1,436
2	361.750	7.964.750	363.500	7.965.500	1,436	4,086
3	363.500	7.965.500	365.250	7.965.250	4,086	6,528

El detalle de la caracterización realizada se presenta en las respectivas fichas, las que se encuentran en el Anexo 6.2.1. Sobre la base de esa información de terreno se hizo un resumen sectorizando el río considerando sectores con características similares. Para el estudio del cauce en el tramo urbano, sólo se definió un sector. En el siguiente cuadro se entrega la relación entre los sectores y los tramos, además de identificar los perfiles transversales insertos en cada uno de los tramos (obtenidos del trabajo topográfico).

**CUADRO 6.2-2
SECTORIZACIÓN EN RIO LLUTA
SECTOR URBANO**

SECTOR	TRAMOS	Km inicio	Km final	Perfiles Transversales
1	0, 1, 2, 3	0,000	6,528	1 a 83

• Sector 1: Tramo 0 – 3

Corresponde a la zona de la desembocadura hasta el cruce con la carretera panamericana. En este sector el trazado del río es más bien regular, con material natural en el fondo, con poca vegetación y una sección ancha y de pendiente uniforme. Se trata de una zona incluida en el área de expansión urbana de la ciudad de Arica, donde existen muchas intervenciones de tipo antrópica, propias de zonas urbanas. En este sector costero, el río es atravesado por la Panamericana, el FFCC a Perú y otros caminos. Entre estos se encuentra el camino costero que cruza el río mediante cuatro tubos corrugados de unos cinco metros de diámetro. Existe una zona de extracción de áridos bastante importante, que produce alteraciones en el normal paso del río. En esta zona existen diversas protecciones de riberas, constituidas por gaviones y tetrápodos.

6.2.2 Rio San José

6.2.2.1 Introducción

La cuenca queda comprendida entre los paralelos 18°29' y 18°37' de Latitud Sur y los meridianos 70°19' y 69°21' de Longitud Oeste. La cuenca del Río San José o Quebrada de Azapa se desarrolla inmediatamente al sur de la Hoya del Lluta y drena una

extensión de 3.060 km².

El Río San José o Azapa, que no es de cauce permanente, nace en lugares donde las precipitaciones de verano son modestas, en la Cordillera Central, cerca del cerro Orcotunco, y corre hacia el norte por 40 km con el nombre de quebrada de Ticnámar.

Carece de cabeceras en la cordillera alta, de manera que puede considerarse como cuenca preandina. Nace al oriente de Arica, de la confluencia de dos tributarios principales, el Seco y el Ticnámar. Su recorrido viene a ser de 83 km. En su curso superior presenta un cauce muy angosto en un cañón de más de 1.000 Km de altura, labrado en roca mesozoica. A partir de Ausipar, después de 32 Km de su origen, la caja del río se ensancha gradualmente hasta alcanzar un ancho superior a los dos kilómetros en su desembocadura.

El río que viene del norte, llamado Río Seco, nace en las proximidades de Zapahuira a 3.500 msnm, en el faldeo norte del cerro Vilasamani (4.460m). Tiene una longitud de 25 Km; su cauce corre primero al nivel de la pampa, para luego profundizar un cañón labrado en roca riolítica, al final del cual se expande dando origen al pequeño valle de Copaquilla. En el extremo de aguas debajo de dicho valle el cauce entra nuevamente en una garganta-desfiladero de ancho no superior a 15m, labrada en roca riolítica, al término de la cual se produce la unión con el Río Ticnámar.

El Río Ticnámar aporta el mayor caudal. Nace al pie del cerro Orcotunco (5.087 m) y tras un recorrido de 45 Km en dirección al NW da nacimiento al Río San José. Muy cerca del pueblo de Ticnámar este río recibe por su lado izquierdo la Quebrada de Oxa y poco más abajo, por la ribera derecha, la Quebrada de Saxamar. También al Ticnámar, en su curso inferior, se le juntan tres quebradas importantes provenientes del flanco occidental de la cordillera Central o de Chapiquiña, en el lugar denominado Caragua; se trata de las quebradas Pachama, Belén y Lupica.

Finalmente, muy cerca de Arica, el San José recibe la Quebrada de Acha o La Higuera, habitualmente seca, la que se origina en la falda occidental de la sierra de Guailillas y recorre 95 Km en forma casi paralela al río principal.

El escurrimiento del Río San José tiene carácter permanente sólo hasta Livilcar, a 10 Km de su nacimiento, y efímero de allí al mar. Sólo con las lluvias estivales crece de vez en cuando hasta su desembocadura, fenómeno que suele durar de 20 a 30 días.

6.2.2.2 Geología y Geomorfología del Río

La cuenca del río San José (en su parte baja llamada valle de Azapa) nace en el sector precordillerano de la Provincia de Arica en la Pampa de Oxaya. El relieve se caracteriza por la presencia de dos unidades morfométricas bien definidas; la Cordillera de la Costa y la Pampa.

Aguas abajo del sector de Ausipar, luego de abandonar la Pampa de Oxaya el valle presenta un cambio en su trazado, adoptando una orientación general este-oeste para hacerse cada vez más ancho.

Dada la mayor amplitud del valle (2 km en promedio) se observa el desarrollo de amplias terrazas laterales de material fluvial que se proyectan hasta entrar en contacto con la cadena de cerros de la Pampa Zascapa.

6.2.2.3 Características Generales de los Problemas del Área del Estudio

La zona comprendida en este Estudio, correspondiente al río San José, va desde la desembocadura hasta aguas arriba de la confluencia con la Quebrada de Acha, es decir, aproximadamente 7,5 km.

Este río atraviesa el área urbana de la ciudad de Arica en una longitud aproximada de 7,0 km, desembocando entre el sitio portuario y la playa de Chinchorro. En este tramo, la sección de la caja del río presenta variaciones importantes: tramo aguas arriba la caja es ancha, sección suficiente para el flujo del río; en el tramo aguas abajo, correspondiente al sector más poblado, el río está confinado a una caja de paredes verticales y muy inestables. En el primer tramo, se desarrolla una fuerte explotación de áridos, con la consecuente deformación del fondo del río y puntos de acopio de material fino, fácilmente arrastrable, ello, sin contar la basura que es depositada por los mismos obreros y las poblaciones adyacentes. Por su lado, en el segundo tramo, se encuentran los 6 puentes viales y 2 puentes ferroviarios.

Los problemas se presentan por lo tanto, en el segundo tramo, y son generados básicamente por: desbordes puntuales del río, inestabilidad y desmoronamiento de pretilles, arrastre de basura y sedimentos, polución de la playa y consecuente efecto sobre el turismo. En general, cada vez que se produce una crecida que llega hasta el mar, la playa se ve afectada por turbiedad y suciedad. También se debe considerar la detención de los trabajos de extracción de áridos y la merma en ingresos de quienes viven de esta actividad.

En cuanto al tramo aguas arriba del sector urbano, hasta la bocatoma del canal Azapa, los problemas principales corresponden a la socavación al pie de los taludes y consecuente desmoronamiento y pérdidas de vastas extensiones de suelos aptos para la agricultura. Cabe resaltar que en el valle de Azapa existe un fuerte desarrollo agronómico, y que representa una importante fuente de ingreso de la región.

6.2.2.4 Caracterización del Río San José en el Tramo Urbano

Sobre la base de los antecedentes anteriores se realizó un reconocimiento de terreno de los 7,5 Km que considera el presente estudio, lo que permitió definir 10 tramos, numerados del cero al nueve, los que se presentan en la Figura 6.2-2; estos tramos cuentan con una ficha cada uno, las que se presentan en el Anexo 6.2.2. A partir de estos tramos es posible caracterizar los principales aspectos del río San José. A lo anterior, hay que agregar el tramo de la Quebrada de Acha.

En el Cuadro 6.2-3 se identifican los tramos en que se dividió el río San José.

Insertar Figura 6.2-2 (autocad)

**CUADRO 6.2-3
DEFINICIÓN TRAMOS EN RIO SAN JOSÉ
SECTOR URBANO**

TRAMO	COORDENADA INICIO		COORDENADA FINAL		Km inicio	Km final
	ESTE	NORTE	ESTE	NORTE		
0	361.618	7.957.931	361.772	7.964.250	0,000	0,309
1	361.772	7.957.679	362.076	7.957.567	0,309	0,641
2	362.076	7.957.567	362.236	7.957.365	0,641	0,920
3	362.236	7.957.365	362.695	7.956.938	0,920	1,571
4	362.695	7.956.938	363.295	7.956.346	1,571	2,529
5	363.295	7.956.346	363.661	7.956.062	2,529	2,598
6	363.661	7.956.062	364.257	7.955.485	2,598	3,830
7	364.257	7.955.485	364.638	7.955.000	3,830	4,497
8	364.638	7.955.000	365.057	7.954.476	4,497	5,208
9	365.057	7.954.476	366.915	7.953.483	5,208	7,532
* 9a	365.057	7.954.476	365.952	7.952.963	5,208	2,089

* El Tramo 9a, corresponde a la Quebrada de Acha. El km de inicio está referido al eje del río San José, mientras que el km final está referido al eje de la quebrada.

El detalle de la caracterización realizada se presenta en las respectivas fichas, en el anexo citado. Sobre la base de esa información de terreno se hizo un resumen sectorizando el río de acuerdo a características similares. En el siguiente cuadro se entrega la relación entre los sectores y los tramos, además de identificar los perfiles transversales insertos en cada uno de los tramos (obtenidos del trabajo topográfico).

**CUADRO 6.2-4
SECTORIZACIÓN EN RIO SAN JOSÉ
SECTOR URBANO**

SECTOR	TRAMOS	Km inicio	Km final	Perfiles Transversales
1	0	0,000	0,309	1 a 12
2	1	0,309	0,641	13 a 19
3	2, 3, 4	0,641	2,529	20 a 63
4	5	2,529	2,598	64 a 74
5	6, 7, 8	2,598	5,208	75 a 125
6	9, 9a *	5,208	8,442	126 a 163 A1 a A25

* El Tramo 9a, corresponde a la Quebrada de Acha. Los perfiles transversales A1 a A25, corresponden a los tomados en dicho cauce.

• **Sector 1: Tramo 0**

Tramo final y desembocadura del río San José, el cauce pasan bajo los puentes de Avda. Luis Beretta y ferroviarios de Perú y Bolivia, para después desembocar al Océano Pacífico con una sección regular y uniforme. En este tramo, existe un trazado antiguo que une a la avenida Gral. Velázquez con la Costanera Norte, utilizándose actualmente sólo como acceso a un establecimiento hotelero ubicado junto a la desembocadura. Existen varias obras de defensa que han sido

construidas para controlar los efectos producidos por los desbordes del río San José. Este sector corresponde a un tramo no crítico, dado que los problemas que se han registrado en el área han sido resueltos a la fecha.

- Sector 2: Tramo 1

En este sector el cauce del río San José presenta un trazado irregular, con amplias planicies de inundación localizadas hacia su ribera derecha, en la cual se ubican construcciones provisionarias de material liviano (tipo campamento), además de los escombros de una antigua construcción sólida. La ribera izquierda, con una altura promedio de 6 m, se caracteriza por presentar taludes desuniformes de fuerte pendiente y alta inestabilidad. En este momento, este sector corresponde a un tramo levemente crítico, dadas las características de alta inestabilidad que presenta la ribera izquierda, lo que puede afectar las instalaciones localizadas en estas áreas.

- Sector 3: Tramo 2 - 4

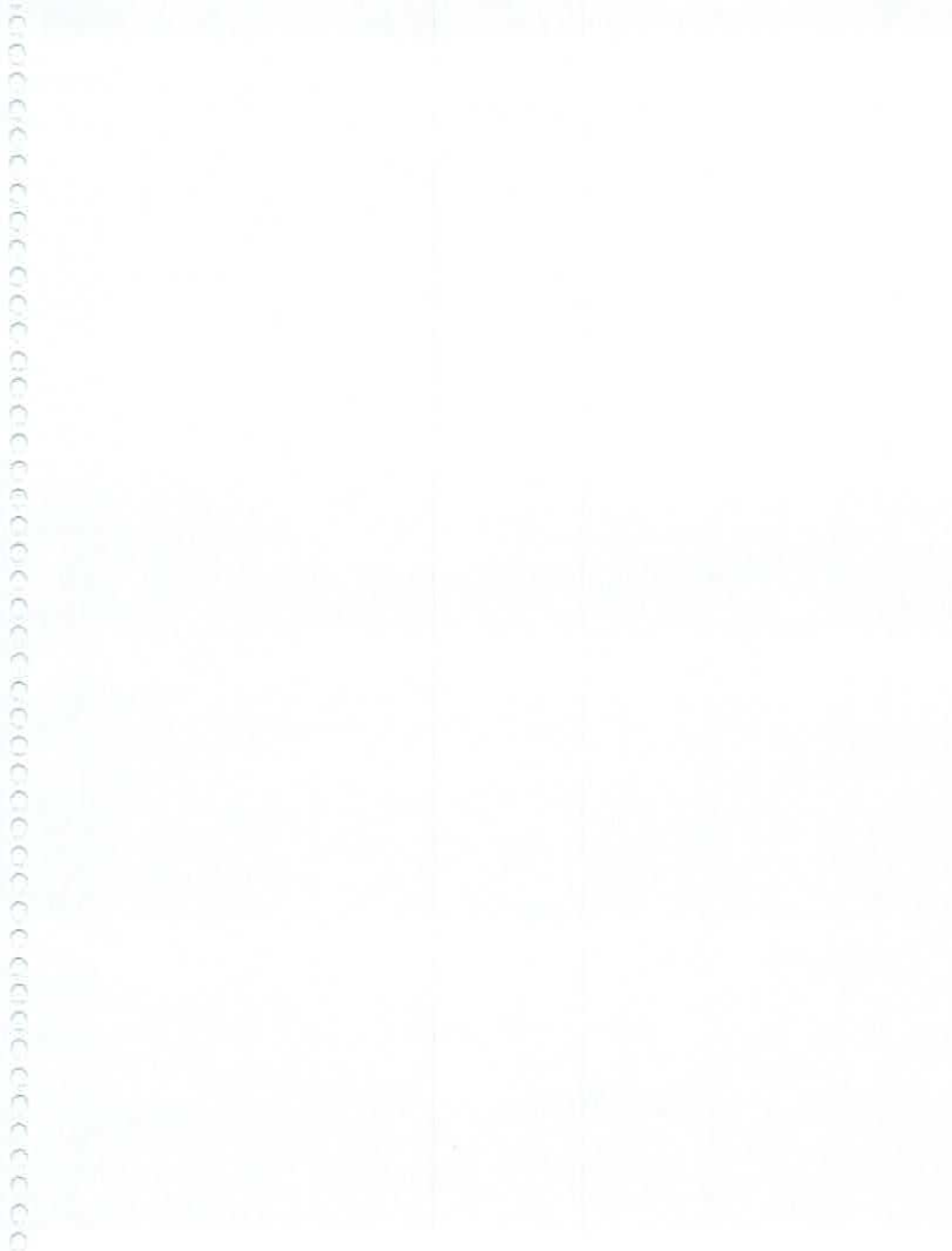
El río tiene un trazado irregular, con muchas curvas, y con secciones uniformes en toda su extensión. Ambas riberas están formadas por taludes de fuerte pendiente y alta inestabilidad, con cotas de coronamiento similares. En ambas riberas se encuentran sectores altamente poblados. Se presentan sectores con viviendas de construcción sólida, al igual que sectores con viviendas de construcción liviana (sin fundaciones adecuadas, tipo campamento). Existen varios puntos en los cuales la socavación que presenta el talud de la ribera amenaza potencialmente las viviendas y a las vías de acceso existentes. De acuerdo a los antecedentes recopilados en terreno, el río San José durante la crecida de 1973, en este sector no ha presentado desbordes, alcanzando niveles de escurrimiento muy cercanos a la cota de coronamiento de las riberas. En este tramo se encuentran los puentes Santa María, Azola, Pedro Aguirre Cerda y Tucapel (sus estructuras no han presentado problemas, siendo presuntamente suficiente su sección libre de escurrimiento para la evacuación de los caudales máximos de crecidas).

- Sector 4: Tramo 5

Cauce de río, de trazado regular, es bastante rugoso debido a la presencia de material de tamaño máximo superior a 1,0 m. Carece de vegetación. En este sector se presume existe riesgo de desborde debido a la alta rugosidad y poca profundidad del cauce. Requiere de intervención para disminuir su rugosidad y perfilar el cauce.

- Sector 5: Tramo 6 - 8

Tramo inicial (desde aguas arriba) con sección confinada o restringida. Tramo relativamente regular, existiendo un sector con un pretil de material del río (antiguamente era punto de desborde). Los taludes son suaves y no se prevé efectos erosivos. En el puente Las Gredas (Saucache), se observa efecto de socavación en su cepa. Todo el sector no posee vegetación de importancia. Al igual que en todo los tramos anteriores, la caja del río se constituye de grava fina con bolones de pequeño tamaño.



- Sector 6: Tramo 9 y 9a

A partir del Tramo 9 el río San José presenta un importante aumento de sección. Es importante destacar que en la mitad de este tramo, se localiza por la ribera izquierda, la descarga de la Quebrada Acha (tramo 9a). Este sector tiene como principal característica, la fuerte intervención que ha sufrido el lecho del cauce, debido a la extracción de áridos que en su totalidad son explotaciones de tipo artesanal. Esta situación ha provocado una alteración completa del cauce del río San José en el sector, no siendo posible identificar ejes o tendencias de escurrimiento. Por otra parte, en la búsqueda de áreas para urbanizaciones de bajo costo, se han construido en el sector un número importante de viviendas sociales, las que se ubican en la ribera izquierda del cauce.

En relación a la ribera derecha, ésta se ubica en una cota muy superior que la izquierda no evidenciando problemas.

A medida que se avanza hacia aguas arriba, ambas riberas alcanzan una misma cota de coronamiento, elevada con respecto al cauce, confinando el escurrimiento del río.

En este sector se encuentra el tramo de 1,4 km de la Quebrada de Acha que se evalúa en este estudio (tramo 9a). Precisamente esta parte corresponde a un tramo crítico del sector, ya que varios conjuntos de viviendas de reciente construcción, se encuentran localizadas prácticamente en el lecho de la Quebrada Acha, presentando un riesgo potencial de sufrir inundaciones. También se señala que su cauce presenta una curva hacia la izquierda, la que se ubica a unos 20 m de la carretera Panamericana, amenazando potencialmente su seguridad frente a posibles crecidas de esta quebrada.

7. TRABAJOS DE TERRENO

7.1 TOPOGRAFIA PARA EL PLAN MAESTRO DE AGUAS LLUVIA

7.1.1 Introducción

Como primer punto en relación a las labores de terreno, están los trabajos topográficos necesarios para la realización del Plan Maestro de Aguas Lluvias en los ríos Lluta y San José. En este caso se ha usado una metodología destinada a obtener un sistema topográfico único y homogéneo, para la ejecución de los trabajos correspondientes, para lo cual se consideraron las siguientes etapas:

- Recopilación de Antecedentes.
- Materialización de un eje tentativo en plano de restitución.
- Ubicación en terreno de la red primaria de PRs.
- Selección de puntos de amarre de acuerdo a la accesibilidad del terreno.
- Establecimiento de puntos Auxiliares de apoyo en los casos que se requieran.
- Procesamiento de Información y confección de planos, incluyendo las obras de arte existentes en el cauce.

El desarrollo del trabajo de terreno fue abordado de la siguiente forma:

1) En Primer lugar se procedió a compilar toda la información que pudiera ser útil para la ejecución de los trabajos topográficos del proyecto, para este caso:

- a. La compra de la cartografía de la zona, en forma de planchetas IGM (Instituto Geográfico Militar).
- b. Los Planos de restitución aerofotogrametrica, dicho trabajo fue proporcionado por la DOH, a una escala de 1:2000
- c. Información de los PRs utilizados en el levantamiento aerofotogramétrico identificado en el punto b), los cuales corresponden a **coordenadas planas** y que fueron tomadas por **SAGAL** (empresa que realizó los trabajos de aerorestitución indicado en el punto b)). Lo anterior cubre las zonas que estarían comprometidas en el estudio, tanto en el Lluta como en el San Jose.

2) En una segunda etapa, se procedió a la unión de la información conseguida digitalmente, con el objeto de permitir una visión mas amplia y poder plantear un eje tentativo, que fuera en si la forma representativa del cauce en cuestión.

Este eje tentativo fue optimizado a través de conceptos técnicos, desde lo topográfico (pendientes longitudinales, accidentes topográficos, etc) y también de conceptos de trazado.

3) Una vez planteado el eje tentativo, se procedió a incorporar los **"PRs de la red primaria"**, puntos que se encontraban separados en algunos casos a 2000m. El objeto de esto es el de decidir cuales de estos PRs serían utilizados para el replanteo del eje, además de poder definir posibles sitios donde se colocarían estaciones intermedias para lograr aproximaciones al terreno de estudio.

Para la puesta en terreno de estos puntos auxiliares se tuvieron las siguientes consideraciones.

- a. En primer lugar estos tenían que ser inter visibles entre ellos o al menos con los PRs de la DOH.
- b. Para el traslado de las cotas en terreno, se utilizaron nivelaciones geométricas con doble posición instrumental, para esto se utilizaron niveles de precisión, en lo que respecta al traslado de las coordenadas se utilizó el método de poligonal abierta con doble lectura, tanto lectura directa como en tránsito, los equipos utilizados fueron estaciones totales de la línea Leica-Wild y niveles Wild. (Todos los equipos utilizados cuentan con sus respectivos certificados de calibración)

4) Teniendo claros los puntos de amarre y sus respectivas coordenadas se procedió a la toma de puntos que representarían los perfiles típicos del terreno en estudio. La metodología para la toma de dichos perfiles fue la siguiente:

- a) en primer lugar con el apoyo de al menos dos estaciones previamente planteadas en terreno, ya sea las entregadas por la D.O.H. **"si se encontraban en las proximidades del trabajo"**, o bien las trasladadas desde puntos mas lejanos, como se detalla en el ítem anterior. Se procede a tomar puntos los cuales de acuerdo a las características del terreno y a las condiciones generales del cauce, estos tendrían una posición y orientación definida in situ, de manera de representar lo mas fielmente la forma del cauce, para su posterior análisis.
- b) En cada uno de los perfiles definidos en terreno se materializaron monolitos que representaban la posición de estos, teniendo en cuenta que no necesariamente estos se encontraban en el inicio de un perfil, sino que en algún lugar del desarrollo de este, de forma que pudiera ser fácilmente localizables, pero teniendo cuidado que estos no fueran removidos accidentalmente por algún trabajo posterior.

Estos monolitos fueron hormigonados in-situ. En los casos donde no se pudo colocar monolitos de hormigón, debido a las características del terreno, se colocaron clavos "Hil-ti", con una platina con identificación

Cada punto de los perfiles quedó así identificado por una nomenclatura que posteriormente fue relacionada con el kilometraje del eje trazado en ambos ríos. A partir de dicha red de puntos se apoyaron los perfiles, así como también podrán amarrarse los futuros replanteos de posibles obras. Esta red quedó vinculada al **cero altimétrico del IGM (Instituto Geográfico Militar)** a través de los PRs de la red primaria o en su defecto a partir de los puntos auxiliares replanteados a partir de la misma red IGM.

- c) En los casos en que se encontraron singularidades en terreno como es el caso de Puentes o atravesos, se tomaron tres perfiles, dos de los cuales se encontraban a lo menos a 10 metros del puente y uno era el que

representaba el terreno bajo la estructura. Además de tomar los detalles de la estructura de manera de poder reproducirla junto con el terreno.

Cabe destacar que toda la información utilizada, fue en coordenadas planas referidas a proyección universal transversal mercator (U.T.M.), las coordenadas U.T.M. están referidas al huso 19.

5) Todos los perfiles transversales obtenidos quedaron representados en planta, sobre la base del levantamiento aerofotogramétrico de ambos cauces (levantamiento DOH I Región) a escala 1: 5.000. A partir de los puntos tomados en terreno, se generó el plano de planta, a escala 1:2.000 con curvas de nivel cada 0,5 m

El total de esta información topográfica así obtenida se entrega tanto en planos como en medios magnéticos, en formato Auto Cad 2000.

6) El procesamiento de la información obtenida en terreno fue realizado mediante el programa de computación "Civil", que es un modulo que se incorpora en el programa "AutoCAD Land Development Desktop 2i". Con esto se logró la representación planimetría de todos los puntos tomados en terreno, y la obtención de las secciones que corresponden a cada uno de los perfiles tomados en terreno.

En el Anexo 7.1-1 se presenta un detalle de los equipos utilizados y sus respectivos documentos de certificación. En tanto, en el Anexo 7.1-2 se entregan los registros de los puntos de referencia y estaciones auxiliares empleados. Finalmente, en el Anexo 7.1-3 se incluyen las coordenadas de los monolitos de los perfiles transversales.

7.1.2 Levantamiento río Lluta

En el sector del río Lluta, los trabajos topográficos realizados se ubicaron en el tramo urbano, comprendido entre la desembocadura y la planta de tratamiento de agua potable Desalari, con una longitud total de aproximadamente 5,5 Km.

Los perfiles fueron tomados cada 100 metros, con ancho total variable, que consideró el cauce mismo y 50 metros adicionales en ambas riberas del río.

En el río Lluta también se procedió a realizar levantamientos de obras de arte, cuyo detalle se presenta a continuación:

1)	Desague	Km.0,234
2)	Alcantarilla Las Machas (p1)	Km 0,265
3)	Puente FFCC Arica - Tacna (p2)	Km 2,624
4)	Puente vial Chacalluta Poniente (p3)	Km 3,540
5)	Puente vial Chacalluta Oriente (p4)	Km 3,550
6)	Puente FFCC Arica-La Paz Chacalluta (p5)	Km 3,724

7.1.3 Levantamiento río San José

Para el estudio del río San José, el levantamiento se realizó desde la desembocadura hasta aguas arriba de la confluencia de la Quebrada de Acha. El trabajo topográfico se hizo tomando perfiles transversales cada 50 metros en el tramo comprendido entre la desembocadura y el Km 5,2 del cauce (aguas arriba de la confluencia de la Quebrada de Acha con el río San José), que corresponde a la zona urbana; A partir de ese punto y hasta el Km. 7,5, los perfiles fueron tomados cada 100 metros.

Todos los perfiles tomados consideraron el ancho del cauce más 100 metros a cada lado de ambas riberas. Cabe mencionar que la distribución de los perfiles transversales en la ciudad, específicamente en zonas urbanas, fue complementada con el levantamiento de los pasajes y calles aledañas, dado que en algunos casos no se pudo tomar datos en el interior de las viviendas.

Las obras de arte levantadas correspondieron a puentes y pasos peatonales, los que se identifican a continuación:

1)	Puente FFCC Arica - Tacna (p1)	Km 0,210
2)	Puente FFCC Arica - La Paz (p2)	Km 0,239
3)	Puente vial Costanera Luis Bereta (p3)	Km 0,256
4)	Puente peatonal Santa María (pp1)	Km 0,886
5)	Puente vial Santa María (p4)	Km 0,910
6)	Puente Peatonal Rodviario (pp2)	Km 1,200
7)	Puente vial Alejandro Azolas (p5)	Km 1,634
8)	Puente vial Pedro Aguirre Cerda (p6)	Km 1,780
9)	Puente peatonal (pp3)	Km 2,178
10)	Puente peatonal (pp4)	Km 2,315
11)	Puente vial Tucapel (p7)	Km 2,532
12)	Puente peatonal (pp5)	Km 2,663
13)	Puente peatonal (pp6)	Km 3,006
14)	Puente vial Saucache Poniente (p8)	Km 3,834
15)	Puente vial Saucache Oriente (p9)	Km 3,850

7.1.4 Levantamiento Quebrada de Acha

En este cauce se tomaron perfiles transversales cada 100 metros, en un ancho total que abarcó el cauce más 50 metros en ambas riberas, cubriendo una longitud de 2,0 km desde su confluencia con el río San José, hacia aguas arriba.

En el caso particular de la ciudad de Arica, en especial en el sector céntrico, la Empresa de Servicio Sanitarios de Tarapacá (ESSAT) ha construido una serie de sumidero cuyo objetivo, además de apoyar en la evacuación de aguas lluvias, es drenar las calles producto de las inundaciones que se producen por las roturas de las cañerías de la red de agua potable. Los sumideros en general, no fueron ubicados como parte de una red de subcuencas de drenaje.

La red de sumideros está conectada a la red de colectores de aguas servidas (red única) y por lo tanto, también opera como sistema de ventilación de la segunda. En el sector céntrico llegando a Avenida Chile, debido a la menor pendiente de los colectores y el material acumulado en éste, se generan problemas de estancamiento de las aguas y la consecuente emisión de olores, que encuentran en las aperturas de los sumideros, una vía de escape. La Dirección de Obras Municipales ha recibido reclamos en reiteradas oportunidades aludiendo al tema.

Finalmente, la red de aguas servidas de la ciudad de Arica descarga por medio de un emisario de 800 mm que llega 2,5 km mar adentro en el Océano Pacífico, y el cual es alimentado desde la playa Chinchorro, por el colector Avenida Chile, también de diámetro 800 mm.

En las Figuras 7.2-1 a 7.2-6, se identifican los 62 sumideros catastrados, cuyas fichas técnicas y fotos, se encuentran en el Anexo 7.2. En el plano de la ciudad de Arica, escala 1:5.000, se observa una mayor extensión entorno al sector drenado por cada sumidero.

Dado que no existe una clara definición de subcuencas de drenajes, además que el cuerpo receptor final es el colector Avenida Chile y el emisario, se empleó numeración correlativa para la identificación de los sumideros. La ficha de catastro considera la siguiente información:

- Nombre del encuestador
- Nombre del colector
- Nombre del curso receptor
- Identificación del sumidero
- Ubicación: Región, Comuna y Ciudad
- Ubicación (calle, frente al N°, esquina con..., etc.)
- Tipo de sumidero
- Estado de conservación del conjunto
- Tamaño y material de rejilla
- Material de la superficie
- Conexiones del sumidero y características de éstas
- Esquema del sumidero
- Esquema de la ubicación del sumidero

Junto con la Figura 7.2-7, se presenta el formato de una ficha de catastro utilizada para la realización de este estudio, la cual indica toda la información que éstas incluyen. La figura referida corresponde al esquema que indica la nomenclatura utilizada.

FIGURA 7.2-1

FIGURA 7.2-2 doble carta (autocad)

FIGURA 7.2-2 doble carta (autocad) - parte de atrás

FIGURA 7.2-3 doble carta (autocad)

FIGURA 7.2-3 doble carta (autocad) - parte de atrás

FIGURA 7.2-4 doble carta (autocad)

FIGURA 7.2-4 doble carta (autocad) - parte de atrás

FIGURA 7.2-5 doble carta (autocad)

FIGURA 7.2-5 doble carta (autocad) - parte de atrás

FIGURA 7.2-6 doble carta (autocad)

FIGURA 7.2-6 doble carta (autocad) - parte de atrás

FIGURA 7.2-7
NOMENCLATURA EMPLEADA EN CATASTRO DE SUMIDROS



FICHA DE CATASTRO

IDENTIFICACION										
NOMBRE ESCUESTADOR:										
NOMBRE DEL COLECTOR:										
NOMBRE DEL CURSO RECEPTOR:										
IDENTIFICACION DEL SUMIDERO:										
DIRECCION O UBICACION: (calle, frente al N°, esquina con..., etc.)										
COMUNA:			CIUDAD:				REGION:			
CARACTERISTICAS										
TIPO DE SUMIDERO:			CONECTADO A:		Si	No	ESTADO DE CONSERVACION:	M	R	B
TAMANO DE REJILLA:			Cámara				Loseta			
MATERIAL DE REJILLA:			Colector				Afianzamiento			
CON CAMARA DE DECANTACION:			Si	No	Canal			Tapa de cámara		
EN OPERACION:			Si	No	Pozo			Sumidero		
EMBANQUE			Si	No	Obra de Arte			Rejilla		
Material Superficie/Calle			Otro				Empalme			
Hormigón / Asfalto / Tierra / Baldosa / Adoquin										
Conexión N°	Entrada/Salida	Material	Sección	Diámetro (mm)	Altura Salida (m)	Profundidad de Conexión (m)	Observaciones			
1										
2										
3										
ESQUEMA DEL SUMIDERO										
OBSERVACIONES						UBICACION (calles)				
NOMBRE DEL REVISOR:			FECHA DE VISITA:			FIRMA DEL REVISOR:				

A partir de los antecedentes recopilados en las fichas de catastro, se procesó la información y se presenta en el Anexo 7.2. De éste, se desprende la siguiente información:

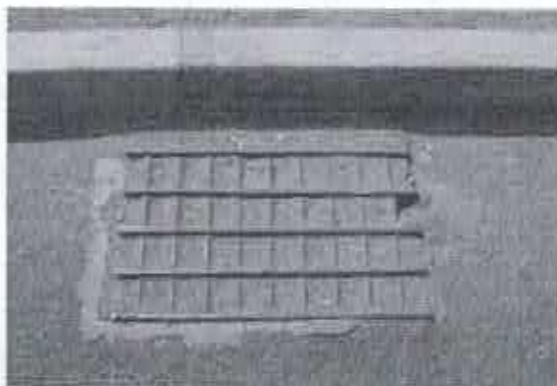
- Los sumideros son de tipo horizontal, principalmente del tipo S3, existiendo algunas variantes en el tamaño. A continuación se presenta una foto representativa del tipo de sumidero que se encuentra en la ciudad y el estado de éstos.

FOTOGRAFÍA 7.2-1
SUMIDERO HORIZONTAL



- En general el estado de conservación es bueno, en todos los aspectos observados en la ficha de catastro (Loseta, Afianzamiento, Tapa de cámara, Sumidero, Rejilla y Empalme), aunque cabe considerar que prácticamente la mitad de los sumideros observados presentaban hojas, basura o tierra, en cantidades mayores de las esperadas.
- Otro punto a considerar es que se aprecia una importante falta de mantención en los sumideros que se encuentran alejados del sector céntrico de la ciudad, como es el caso de los sumideros N° 26, N° 27, N° 28, N° 29 y N° 30, los cuales se encuentran embancados o tapados por una gran cantidad de tierra y basura. A continuación se presenta una foto que presenta lo mencionado anteriormente.

FOTOGRAFÍA 7.2-2
SUMIDERO EMBANCADO



- Cerca de un tercio de los sumideros observados no pudieron ser abiertos, principalmente por encontrarse aprisionados con asfalto, mientras que también hubo cámaras decantadoras que no se pudieron abrir.
- Uno de los problemas principales en la mantención de los sumideros, es la cantidad de material que se acumula. Por un lado, las pocas precipitaciones que se registran y baja intensidad de éstas, resulta en un menor grado de auto limpieza: menor escurrimiento y arrastre de las hojas, papeles, basura y tierra que se acumulan y cuyo volumen aumenta a medida que no se producen nuevas lluvias. Por otro lado, la sequedad del sector y la falta de cubierta vegetal en algunos sectores, contribuyen con el flujo de material fino, que fácilmente llega a las cunetas y sumideros.
- No existe una responsabilidad clara respecto a la mantención de los sumideros. Aparentemente, su construcción corresponde a la respuesta de resolver los problemas de inundación por lluvias, y por lo tanto, en este sentido no se puede exigir su mantención. Es decir, si los sumideros operan y solucionan problemas de drenaje durante las lluvias, corresponde a una externalidad positiva de su construcción.
- Los sumideros fuera de la zona centro, corresponden a casos muy aislados, y deben corresponder a puntos bajos de las urbanizaciones en los que se apoza el agua (lluvia y de cañerías).
- Hay varios sumideros que se registraron, pero no pudieron ser destapados e inspeccionados, entre ellos, los sumideros N° 54 a 57 que se encuentran cerca de la Playa Chinchorro. Estos sin embargo, no están claramente identificados como sumideros ya que su construcción y diseño no son los convencionales para estas obras, sin embargo su ubicación señalan que si lo son. El tipo de reja y lo elevado de los bordes, señala que pueden ser conexiones de otros servicios.
- También se incluyeron en el registro, las rejillas en los pasos peatonales, los cuales llegan hasta las uniones domiciliarias y pozos de aguas servidas de las galerías del sector. En varios casos, se observaron que las rejillas llegan a pozos con aguas estancadas.
- La mayor densidad de sumideros se encuentra en el sector centro de Arica, cuadrángulo Pedro Montt – Maipú – Baquedano - Sotomayor, en la parte plana y de menor cota. Ello atiende a lo que se observa en los planos, en cuanto a que la *subcuenca* del sector centro encuentra su salida por entre las avenidas Sotomayor y Maipú, y la disminución de pendiente necesariamente implica un aumento en las posibles inundaciones. Dichas inundaciones pueden ser resultado de las lluvias, como de las roturas de cañerías de agua potable. Esta última, se corrobora al considerar que en este sector se encuentra la red de cañería más antigua, de menor diámetro (diseñado para otras presiones de carga y demandas) y a la cual afecta en mayor medida la presión de la napa freática.

Para caracterizar los materiales que componen el lecho del río San José, río Lluta y el fondo del mar en la zona de las desembocaduras, se efectuó un muestreo sedimentológico en terreno: cuatro calicatas de 1 m de profundidad y 1 m² de superficie, en cada río, ubicadas regularmente desde la desembocadura hacia el interior, como se ilustran en las Figuras 7.3-1 y 7.3-2.

Debido a la homogeneidad del terreno, de cada calicata se obtuvieron como máximo dos muestras a diferentes profundidades, a los cuales se les definió la curva granulométrica, peso específico y clasificación USCS. También se incluye la estratigrafía. En el Anexo 7.3 se entrega el resultado del laboratorio, los que además se entregan en las figuras antes señaladas.

La información sedimentológica obtenida de los ríos, se complementa con la obtención de, al menos, 25 muestras superficiales del fondo marino, a diferentes profundidades, cuyo análisis se aborda en el acápite correspondiente.

Como se aprecia en las figuras, la ubicación de las calicatas se encuentran distribuidas tal de caracterizar los cauces en: zona alta, zona intermedia y desembocadura. A medida que se avanza hacia aguas abajo, el tamaño de material disminuye, dominando la arena sobre la grava de bolones.

Los resultados de estas calicatas se complementan con los antecedentes obtenidos de otros estudios y citados en el capítulo 4.4.

Figura 7.3-1

obras que permitan manejar estos caudales, o bien, deberá descartarse este tipo de análisis dentro del Plan Maestro de Aguas Lluvias.

Cuando la información existente se encontró incompleta, en lo posible, se realizaron los procesos de relleno y extensión de las estadísticas.

8.2 ANTECEDENTES PLUVIOMÉTRICOS Y FLUVIOMÉTRICOS

En la zona de estudio se dispone de las estaciones pluviométricas que se entregan en el Cuadro 8-1. En el Cuadro 8-2 se entregan las estaciones fluviométricas. En el plano "Plano General del Área de Estudio" escala 1:250.00, se puede observar la ubicación de las estaciones señaladas.

CUADRO 8-1
ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m.
Villa Industrial	17° 47'	69° 43'	4.060
Humapalca	17° 42'	69° 42'	3.970
Alcérreca	18° 00'	69° 40'	3.990
Putre	18° 12'	69° 34'	3.530
Arica Oficina	18° 29'	70° 19'	20
Arica Chacalluta	18° 28'	70° 19'	58
El Buitre Aeródromo	18° 30'	70° 19'	30
Azapa	18° 31'	70° 07'	350
Chapiquiña Central	18° 23'	69° 33'	3.280

En el Anexo 8.1-1 del informe se entregan los registros de las estaciones Arica Oficina, Arica Chacalluta y El Buitre Aeródromo utilizadas en este estudio., ya que corresponden a las estaciones dentro del área de estudio. En la Figura 8-1 se indica la ubicación de éstas estaciones

CUADRO 8-2
ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS

Estación	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m.
Caracarani en Alcérreca	17° 58'	69° 46'	3.908
Colpitas en Alcérreca	18° 00'	69° 43'	3.251
Lluta en Alcérreca	18° 00'	69° 43'	3.248
Lluta en Tocontasi	18° 23'	69° 55'	1.850
Lluta en Panamericana	18° 24'	70° 18'	10
San José en Ausipar	18° 35'	69° 53'	1.300
San José antes BT. Azapa.	18° 35'	69° 58'	960
Acueducto Azapa en BT.	18° 30'	70° 00'	960

BT: Bocatoma

En el Anexo 8.1-2 del informe se entregan los registros de las estaciones empleadas para caracterizar la fluviometría de los tramos de los ríos Lluta y San José, incluidos en el Plan de Manejo de Cauces: Lluta en Alcérreca, Tocontasi y Panamericana, además de San José en Ausipar y Antes de Bocatoma Azapa. Estas se indican en la Figura 8-3 incluida en el Capítulo 8.1.4

8.3 ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL EN LA CIUDAD DE ARICA

8.3.1 Objetivo

Este punto tiene por objetivo visualizar la importancia de los caudales pluviales que se originan al interior de la ciudad de Arica producto de las precipitaciones.

Estimada la relevancia de esta escorrentía se estará en condiciones de plantear la necesidad de elaborar un estudio detallado de la escorrentía superficial a través de las calles de la ciudad.

8.3.2 Antecedentes generales

La ciudad de Arica posee un clima templado cálido con leves lluvias invernales y gran humedad atmosférica. La lluvia anual promedio en la ciudad es de 0,50 mm anuales, destacándose su temperatura media anual que oscila entre los 16 ° C y los 22 ° C. En el Cuadro 8-3 se aprecian los valores medios de la temperatura y las precipitaciones en la ciudad.

**CUADRO 8-3
TEMPERATURAS Y PRECIPITACIONES MEDIAS EN ARICA**

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
T. Media (°C)	22,0	22,3	21,4	19,5	17,6	16,4	15,6	15,7	16,3	17,5	19,1	20,6	18,7
T. Mínima (°C)	18,9	19,1	18,4	16,5	14,9	14,2	13,7	13,9	14,4	15,3	16,3	17,5	16,1
T. Máxima (°C)	26,3	26,9	26,0	24,0	21,6	19,7	18,6	18,6	19,4	20,8	22,7	24,7	22,4
P. media (mm)	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,5

Fuente: Dirección Meteorológica de Chile (www.meteochile.cl)

En Arica, en promedio, llueve el 63 % de los años, básicamente durante los meses de invierno, con precipitaciones en general suaves y de duraciones que van desde tres a cinco horas en promedio.

8.3.3 Precipitaciones Máximas Diarias

Para estimar la escorrentía superficial en la ciudad de Arica se requiere caracterizar el régimen pluviométrico a nivel de precipitaciones máximas diarias para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Para tal efecto, se cuenta con los registros históricos de precipitaciones máximas diarias de las estaciones pluviométricas Arica Chacalluta, Arica Oficina y El Buitre Aeródromo. Su ubicación se puede apreciar en la Figura 8-1.

INSERTAR FIGURA 8-1: ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS

Dado el objetivo de visualizar la relevancia de la escorrentía en la ciudad de Arica, en este análisis de la pluviometría no se hará diferencia entre las precipitaciones invernales (julio a septiembre) y las estivales (enero a marzo), estas últimas provocadas por el denominado "Invierno Altiplánico". Este criterio conservador permite mayorar los caudales obtenidos y por consiguiente dar mayor seguridad a la hora de decidir la necesidad de implementar infraestructura de aguas lluvias para la ciudad de Arica.

Arica Chacalluta

Estación pluviométrica dependiente de la Dirección Meteorológica de Chile; se cuenta con el registro histórico desde el año 1962 a 2001.

Entre 1962 y 1987, las estadísticas se toman del estudio "Eventos Hidrometeorológicos Extremos, Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 horas", D.G.A. 1989. Para completar la estadística desde el año 1988 en adelante, se consulta el archivo técnico de la DMC ubicado en el aeropuerto Arturo Merino Benítez.

De esta manera, se construye el registro histórico con 40 años, de los cuales 9 años presentan precipitación nula, 14 años en que la precipitación máxima anual es generada por el invierno altiplánico y 17 años en que la máxima anual ocurre en el período invernal de la ciudad, de manera que no existe preponderancia en relación al fenómeno meteorológico que origina las lluvias. En Anexo 8.1-1, se entregan los registros señalados.

Arica Oficina

Estación pluviométrica dependiente de la DGA, cuenta con un registro histórico, a nivel mensual y diario, cuenta con antecedentes entre los años 1975 y 2002. En Anexo 8.1-1, se entregan los registros señalados.

Se puede observar que no existe una preponderancia en relación al origen del fenómeno meteorológico que genera la tormenta diaria máxima anual. En efecto, se cuenta con 27 años de registro con 10 años de precipitación nula, 10 años en que la máxima anual es provocada por el invierno altiplánico y 7 en el período invernal de la ciudad.

El Buitre Aeródromo

Estación meteorológica dependiente de la D.G.A., inicia su funcionamiento en el año 1985 extendiéndose hasta el día de hoy, de manera que cuenta con precipitaciones máximas anuales de 18 años. En Anexo 8.1-1, se entregan los registros señalados.

Del período controlado, solamente en 4 años se registran eventos de precipitaciones. Tres en el período denominado Invierno Altiplánico y uno en el período invernal. En el resto del período las precipitaciones son nulas. Por la escasez de datos no nulos, no se realizará análisis de frecuencia para esta estación.

En los registros de las estaciones descritas la existencia de datos cero obliga a realizar un análisis que incorpore la influencia de este fenómeno.

8.3.3.1 Análisis de frecuencia en muestra con datos cero

Cuando se tiene un espacio muestral con datos cero, el cálculo de la probabilidad de excedencia se realiza mediante la siguiente metodología:

- Se tiene un espacio muestral con un total de N elementos. De éstos, n eventos son de magnitud mayor a 0.
- La probabilidad de que se exceda un evento de magnitud X_m será la probabilidad conjunta de que se exceda el evento X_m dado que se ha superado el valor 0, es decir:

$$P(X > X_m) = (n/N) * P(X > X_m / X > 0)$$

Probabilidad de que el evento sea mayor que 0

- Arica Oficina:

El registro histórico tiene una extensión de 27 años con 10 años de datos nulos. Luego, $n = 17$ y $N = 27$.

La probabilidad que el evento sea no nulo es $(n/N) = 17/27 = 0,63$.

- Arica Chacalluta:

Para Arica Chacalluta el registro histórico tiene una extensión de 40 años de los cuales 9 años presentan precipitación nula, por lo tanto, $n=40$ y $N=31$. De este modo, la probabilidad de que el evento sea no nulo es $(n/N)=31/40=0,775$.

Probabilidad de excedencia dado que el evento es mayor que 0

De la estadística de precipitaciones máximas diarias anuales, sin distinguir el origen meteorológico, se seleccionan aquellos años en que la precipitación no fue nula, Cuadro 8-4 Arica Oficina y Cuadro 8-5 Arica Chacalluta, y se realiza el análisis de frecuencia para lo cual se emplean la distribución de probabilidades Extrema Tipo I (Gumbel) y Log-normal que a continuación se describen.

Nombre de la Distribución	Función Densidad	Variables
Log-normal	$F(h) = P(y \leq h) = \int_{-\infty}^h \frac{e^{-\frac{(\ln y - \mu)^2}{2\sigma_y^2}}}{\sqrt{2\pi} \sigma_y} dy$	y: logaritmo natural del valor x. μ: promedio de los logaritmos naturales. σ_y: desviación estándar de los logaritmos naturales.
Extrema tipo I ó de Gumbel	$f(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x - \bar{x}}{s_y}\right)^{\gamma_n}}}$	$\bar{x}$: valor medio del registro histórico. s_y: desviación estándar del registro histórico. γ_n: valor medio de la variable reducida, es un parámetro del modelo función del tamaño de la muestra. σ_n: desviación estándar de la variable reducida, función del tamaño de la serie.

CUADRO 8-4
ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA ARICA OFICINA
DATOS NO NULOS

Año	Precipitación mm
74/75	1,8
75/76	0,4
76/77	0,4
81/82	1,1
83/84	1,0
85/86	2,1
86/87	1,8
87/88	0,2
88/89	0,2
89/90	0,9
92/93	3,0
94/95	2,0
95/96	0,1
96/97	4,1
99/00	0,3
00/01	0,5
01/02	4,0

CUADRO 8-5
ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA ARICA CHACALLUTA
DATOS NO NULOS

Año	Precipitación mm
62	1.0
63	0.5
64	0.2
65	1.1
67	0.3
69	2.3
71	0.6
72	3.6
73	0.2
74	1.0
75	1.0
76	1.2
77	0.5
79	0.6
81	0.3
82	1.0
83	0.1
85	0.5
86	2.4
87	0.5
87/88	0.6
88/89	0.7
90/91	0.2
91/92	0.4
92/93	2.0
93/94	2.3
94/95	2.0
96/97	4.2
97/98	1.0
99/00	1.6
00/01	2.1

Con el objetivo de observar cual distribución de probabilidades representa de mejor forma los datos históricos, éstos se grafican en los respectivos papeles de probabilidades, para tal efecto, a cada uno de los datos se le asigna una probabilidad de excedencia usando la relación de Weibull, cuya expresión es la siguiente:

$$P_{exc} = \frac{n}{N+1}$$

Donde:

- N : Es el número total de la muestra.
n : Número de orden del valor, considerando ordenamiento descendente.

En los Gráficos 8-1 y 8-2 se muestran las tendencias obtenidas para la estación Arica Oficina. Los Gráficos 8-3 y 8-4 representan las tendencias obtenidas para la estación Arica Chacalluta. Se puede observar que en ambos casos se tiene un ajuste razonable.

Los parámetros de la muestra para la aplicación de las distribuciones señaladas son los que se entregan en el Cuadro 8-6.

CUADRO 8-6
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS.
ARICA

Parámetro	Estación	
	Arica Oficina	Arica Chacalluta
μ	-0,16	-0,28
σ_y	1,13	1,00
X	1,4	1,15
S_x	1,296	1,026
Y_n	0,5161	0,5371
σ_n	1,0411	1,1159

En los Cuadros 8-7 y 8-8 se entregan las precipitaciones para distintos períodos de retorno para la aplicación analítica de las distribuciones de Gumbel y Log-Normal.

CUADRO 8-7
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS.
ARICA OFICINA

T Años	Precipitación (mm)	
	Gumbel	Log-Normal
2	1,2	0,9
5	2,6	2,2
10	3,6	3,6
25	4,7	6,2
50	5,6	8,7
100	6,5	11,8

CUADRO 8-8
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HRS.
ARICA CHACALLUTA

T Años	Precipitación (mm)	
	Gumbel	Log-Normal
2	1,0	0,8
5	2,0	1,7
10	2,7	2,7
25	3,6	4,3
50	4,2	5,8
100	4,9	7,7

Ambos métodos entregan resultados similares para periodos de retorno entre 2 y 10 años. Para periodos de retornos mayores se producen diferencias porcentuales importantes, sin embargo, la magnitud de las tormentas sigue siendo baja.

La determinación de la precipitación en la ciudad de Arica tiene por objetivo verificar la necesidad de implementar infraestructura de aguas lluvia, por tanto se estudian caudales de recurrencia inferior a los 10 años. En ese rango, ambos métodos entregan resultados similares de manera que en adelante se emplearán los valores entregados por la distribución de probabilidades de Gumbel.

8.3.3.2 Precipitación de diseño

Los valores presentados en el Cuadro 8-9, distribución de Gumbel, deben ser corregidos con el propósito de incorporar la influencia de los años de precipitación nula conforme a la metodología planteada para considerar los años con eventos nulos. De esta manera, los valores de diseño son los que se entregan en el Cuadro 8-10

CUADRO 8-9
ANÁLISIS DE FRECUENCIA CORREGIDO
ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA: ARICA OFICINA

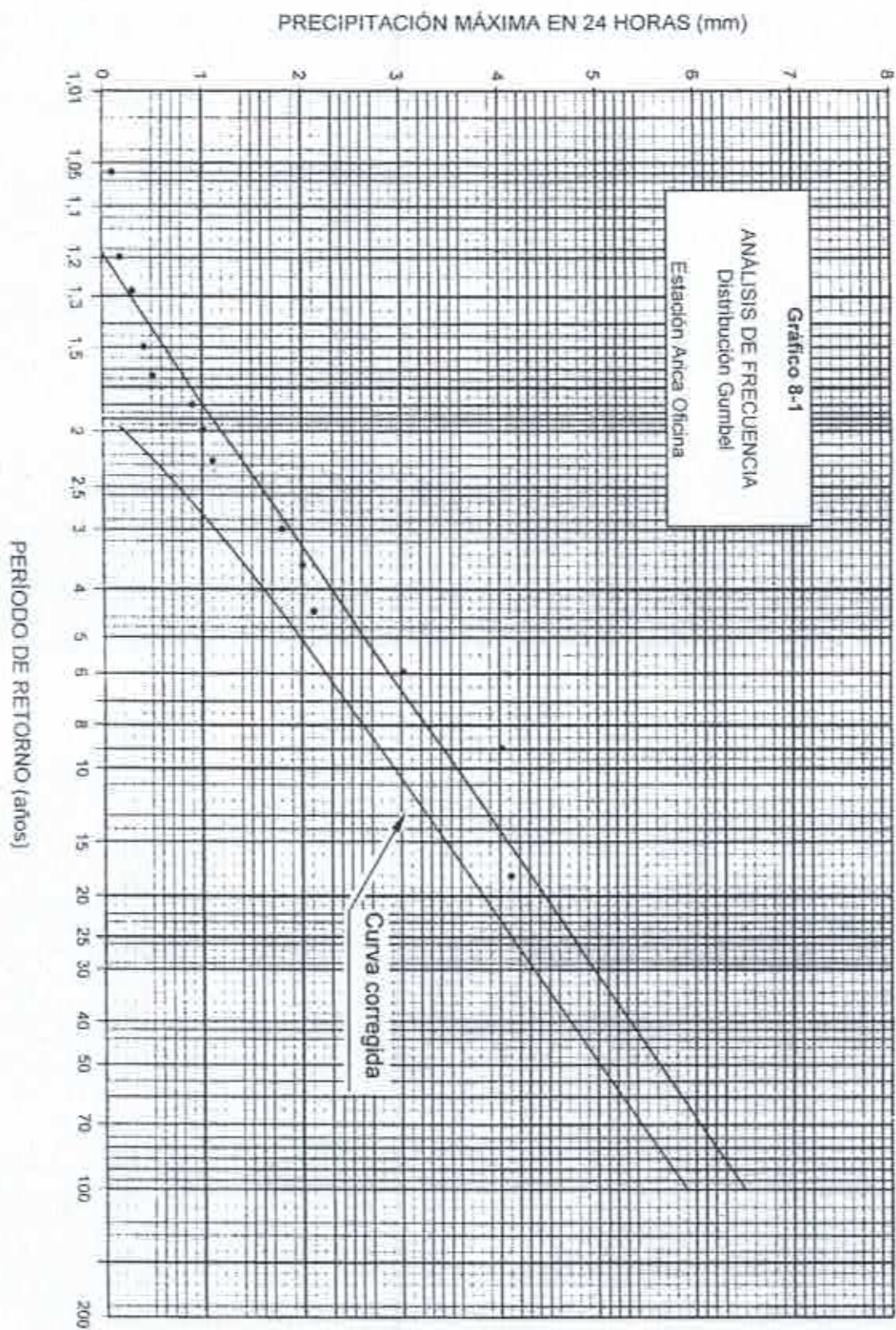
Precipitación máxima en 24 horas (mm)					
T = 2 años	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años
0.2	2.0	2.9	4.2	5.0	5.9

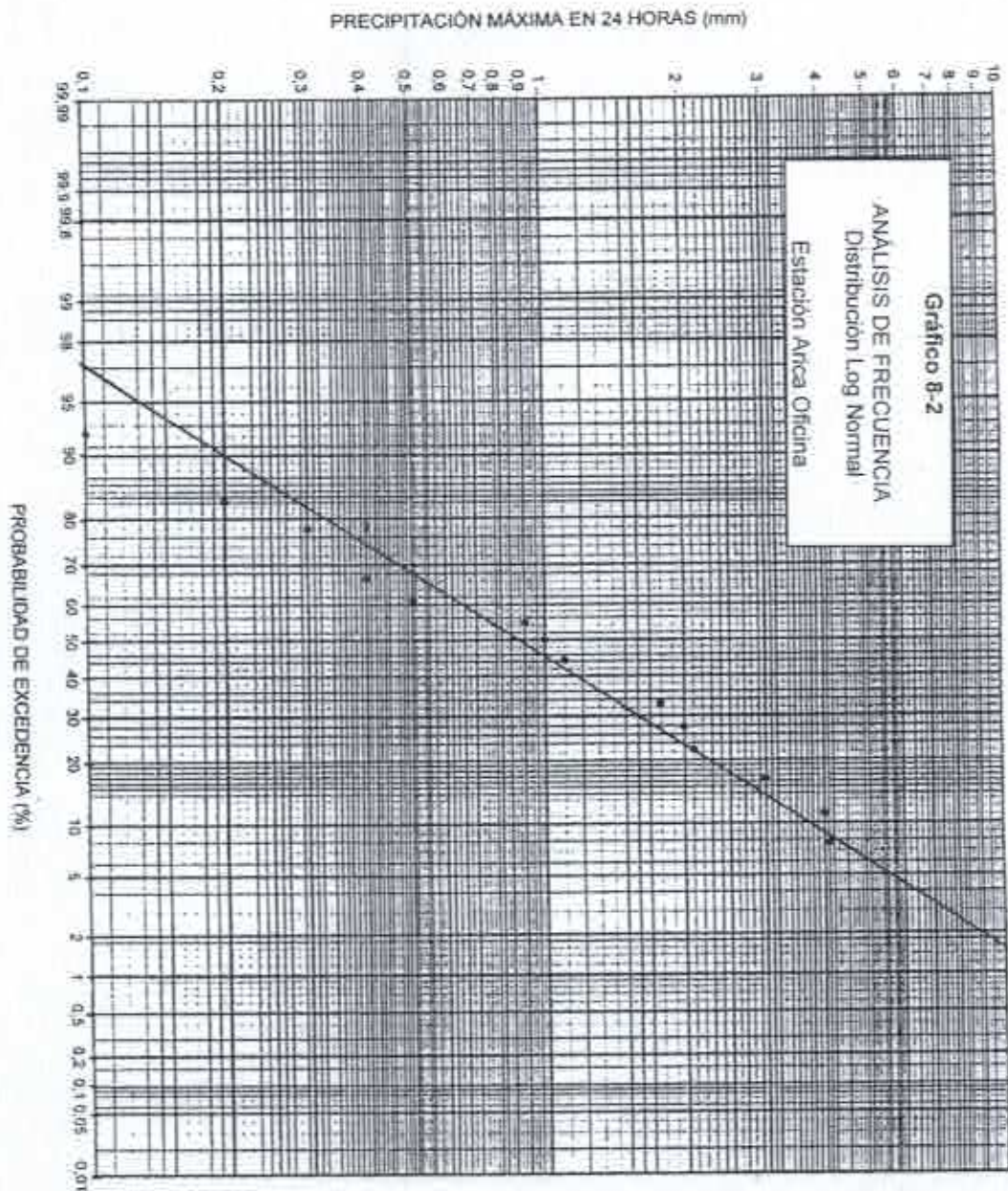
En la Gráfico 8-1 se puede observar la curva corregida del análisis de frecuencia de la estación Arica Oficina.

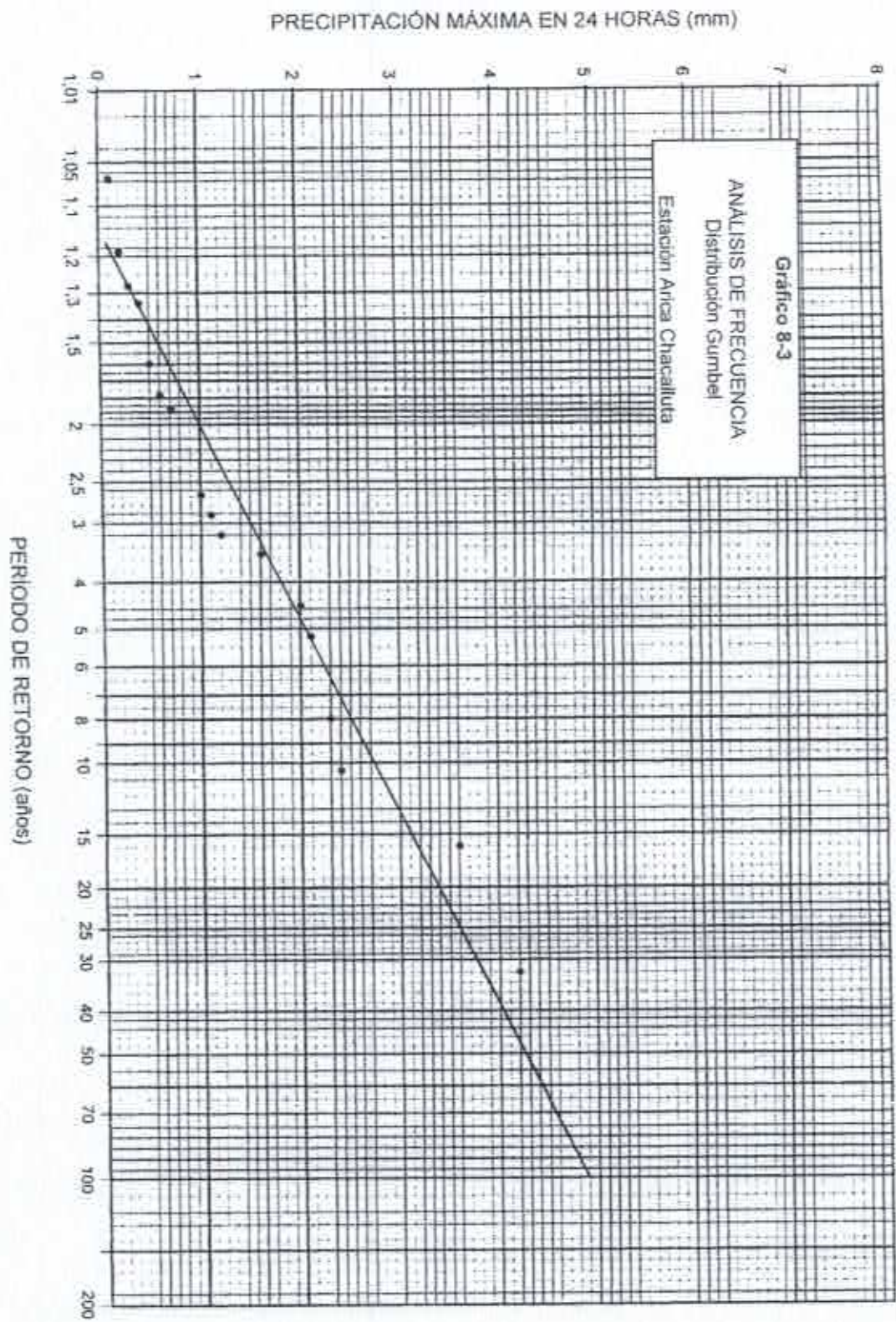
CUADRO 8-10
ANÁLISIS DE FRECUENCIA CORREGIDO
ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA: ARICA CHACALLUTA

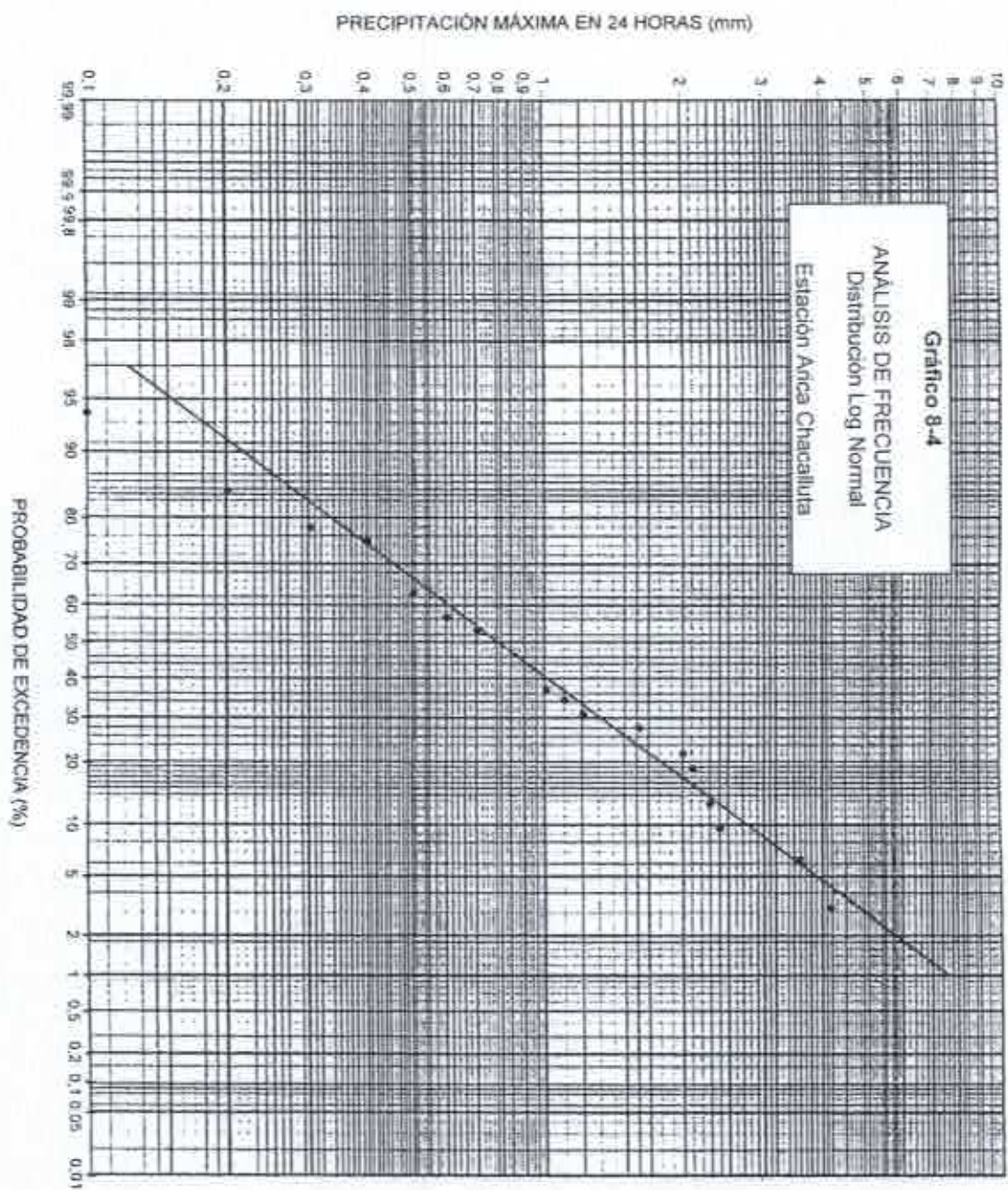
Precipitación máxima en 24 horas (mm)					
T = 2 años	T = 5 años	T = 10 años	T = 25 años	T = 50 años	T = 100 años
0.7	1.8	2.5	3.4	4.0	4.7

Por el carácter preliminar que tiene este análisis, para la estimación de los caudales aportantes se adoptaran los valores de precipitaciones máximos obtenidos. Es decir, para periodo de retorno 2 años, se adopta la precipitación de la estación Arica Chacalluta y para periodo de retorno mayores los valores de la estación Arica Oficina.









8.3.4 Caudal aportante

Para estimar el caudal aportante se recurre a la fórmula Racional, cuya expresión es la siguiente:

$$Q = \frac{C * I * A}{3,6} \quad (2)$$

donde:

Q	=	Caudal generado en la cuenca, en m ³ /s.
C	=	Coefficiente de escorrentía.
I	=	Intensidad media de la precipitación para t = T _c , en mm/hr.
A	=	Área de la cuenca tributaria, en km ² .
T _c	=	Tiempo de concentración de la cuenca, en horas

Área de la cuenca

Las áreas tributarias, se han definido sobre la base del levantamiento aerofotogramétrico de la ciudad de Arica (Sectra I Región), escala 1:5.000.

Por el carácter preliminar de este análisis, se han identificado las cuencas de mayor relevancia, es decir, aquellas de superficie superior a 1.0 km², descartando aquellas cuencas que por su cercanía al río San José no deberían tener mayores problemas para evacuar los pequeños caudales de aguas lluvias que se generan sobre la ciudad. De esta manera, se consideran 5 cuencas para el estudio cuyas áreas se citan más adelante y en la Figura 8-2 se muestra su ubicación.

- La cuenca 1 se ubica al Sur de la ciudad limitada al Norte por la calle J. Miguel Carrera, al Sur por el Morro de Arica, al oriente por el límite urbano y al poniente por el mar. Esta cuenca es la que presenta un mayor desarrollo inmobiliario que incorpora el sector céntrico con edificación en altura.
- La cuenca 2, más al Norte de la anterior, limita al sur por la calle Carlos Dierke, al poniente en el mar, oriente calle Ramón Barros Luco y al Norte calle Unión. Esta cuenca presenta un menor desarrollo inmobiliario, semi urbano con pavimento mixto.
- Las cuencas 3, 4 y 5 se ubican en el sector plano de la ciudad y es una zona más rural que las anteriores. La cuenca 3 limita por el Sur con la cuenca 2, por el Norte con la calle Renato Roca, al oriente con el límite urbano y al poniente con el borde costero. Por su parte, la cuenca 4 limita al Sur con la cuenca 3, al Norte con la calle Pucarani, al oriente con el límite urbano y al poniente con el borde costero. En el caso de la cuenca 5, su límite Sur lo representa la cuenca 4, el Norte la calle Curali, al oriente el límite urbano y al poniente el borde costero.

Si bien todas las cuencas muestran terrenos sin construir, se consideró que todo el terreno mantenía las mismas características de impermeabilización, es decir un coeficiente de escorrentía constante. Lo anterior está definido pensando que a futuro, el desarrollo y expansión de la ciudad de Arica, transformarán sustancialmente las características actuales de las cuencas.

Figura 8-2
Trazado de cuencas

Coeficiente de escorrentía

Dado el carácter preliminar del estudio, el coeficiente de escorrentía se obtiene del texto "Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos", Guía de diseño, 1996, Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU).

La ciudad de Arica presenta una zona plana de tipo rural en la entrada Norte de la Ciudad, en tanto en la parte central, hacia el Oriente, las construcciones son semi urbanas con pavimento mixto. En la zona céntrica las edificaciones son en altura.

Aplicando un criterio conservador, para las cuencas 2, 3, 4 y 5 se adopta un coeficiente de escorrentía de 0.45, levemente superior al correspondiente al valor máximo asignado a los suburbios de las áreas residenciales (Tabla 3.1.2.7 MINVU 1996, Áreas residenciales, suburbios 0.25 - 0.40). En el caso de la cuenca 1, se puede distinguir área comercial céntrica ($C = 0.8$) de 1.5 km^2 , área residencial suburbios ($C = 0.40$) de 2.85 km^2 y terreno sin edificar ($C = 0.20$) de 2.96 km^2 . Ponderando se tiene un coeficiente de escorrentía de $C = 0.45$.

Curvas Intensidad Duración y Frecuencia

Del análisis de frecuencia se cuenta con la precipitación máxima en 24 horas para distintos periodos de retorno. Sin embargo, para la aplicación del método Racional es necesario tomar la intensidad de la precipitación asociada al tiempo de concentración de la cuenca en estudio.

Por definición, la intensidad es:

$$I_t = \frac{P_t}{t} \quad (3)$$

en que:

I_t = Intensidad en mm/h correspondiente a una precipitación de duración "t" horas.
 P_t = Precipitación de duración "t" horas.

Para transformar la lluvia de diseño a distintas duraciones, se recurre a los coeficientes de duración. De esta manera, la precipitación de duración "t" horas se obtiene de la siguiente relación:

$$P_t = CD_t * P_p \quad (4)$$

donde:

P_p = Tormenta de diseño, en mm.
 CD_t = Coeficiente de duración para transformar la tormenta de diseño en una de t horas de duración.

En la Tabla 3.702.403.A del Manual de Carreteras de Vialidad, Vol. 3, se entregan los coeficientes que permiten transformar la tormenta de diseño a distintas duraciones. De esta manera, tomando los coeficientes de duración de la estación pluviográfica Putre para transformar la precipitación de 24 horas de duración a 3 horas, el coeficiente respectivo es 0.68 (valor interpolado de los coeficientes de 2 y 4 horas) y para cuatro horas ese coeficiente es de 0.73. Es decir, para un intervalo de tiempo de 3 horas el 68 % de la precipitación total se concentra en ese periodo y en el caso de 4 horas es el 73 %.

En la ciudad de Arica las lluvias duran entre tres y cinco horas, de manera que para el análisis de la escorrentía que se desarrollará más adelante, se hace el supuesto que la tormenta de diseño tiene una duración total de tres o cuatro horas, por lo que no se requiere su transformación si se considera que esa precipitación es igual a la de 24 horas.

De esta manera, en el Cuadro 8-11 se entrega los valores de la intensidad de la precipitación para 24, 3 y 4 horas de duración y periodos de retorno 2, 5 y 10 años.

CUADRO 8-11
INTENSIDAD DE LA PRECIPITACIÓN
PARA DIFERENTES DURACIONES

T Años	Tormenta de 24 horas				Tormenta de 3 horas		Tormenta de 4 horas	
	Pp(24horas) mm	Pp(3horas) ⁽¹⁾ mm	I(3 horas) mm/hr	Pp(3horas) mm	Pp(3horas) mm	I(3 horas) mm/hr	Pp(4 horas) mm	I(4 hora) mm/hr
2	0.7	0.48	0.16	0.48	0.7	0.23	0.7	0.18
5	2.0	1.36	0.45	1.36	2.0	0.67	2.0	0.50
10	2.9	1.97	0.66	1.97	2.9	0.97	2.9	0.73

Nota: (1) Pp(3hrs) para tormenta de 24 horas, se calcula como 0.68*Pp(24 hrs)

Tiempo de concentración

Para el cálculo del tiempo de concentración se aplican las fórmulas de Morgali-Linsley (MINVU, 1996) y SCS (MINVU, 1996).

- Morgali y Linsley

$$T_c = 7 * \frac{L^{0.8} * n^{0.8}}{I^{0.4} * S^{0.3}} \quad (5)$$

- SCS (1975)

$$T_c = 258.7 * \frac{L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{1900 * S^{0.8}} \quad (6)$$

donde:

T_c	=	Tiempo de concentración, en minutos.
L	=	Longitud escurrimiento superficial, en m.
S	=	Pendiente, en m/m.
S_1	=	Pendiente en %.
H	=	Diferencia de altura en cuenca, en m.
i	=	Intensidad de la precipitación, en mm/hr.
n	=	Coefficiente de rugosidad de Manning.
CN	=	Curva número, según S.C.S.

Para calcular T_c , con Morgali y Linsley se aplica la intensidad de 3 horas de duración considerando la tormenta de diseño de tres horas, criterio conservador ya que involucra un tiempo de concentración menor. En el caso de SCS, se tiene $CN=92$ correspondiente a caminos revestidos con pavimentos duros y suelo hidrológico D, con el potencial de escurrimiento mayor, lo que corresponde a un criterio conservador ya que a mayor CN menor tiempo de concentración. Por otra parte, las precipitaciones son aisladas y de corta duración de manera que el suelo al inicio de las precipitaciones se encuentra seco, por tal motivo, la condición inicial de humedad del suelo corresponde a una condición I según nomenclatura del método de la Curva Número, por lo que el $CN=92$ se corrige quedando en $CN=83$ (Tabla A-5, Diseño de presas pequeñas, Apéndice A). Los resultados obtenidos se entregan en los Cuadros 8-12 y 8-13.

CUADRO 8-12
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN TORMENTA DE 3 HORAS
MORGALI Y LINSLEY

T (años)	i (mm/h)	Cuenca	n	L (m)	H (m)	S (m/m)	T_c	
							(min)	(horas)
2	0,23	1	0,02	5500	71	0,013	780	13,0
	0,23	2	0,02	3000	42	0,014	529	8,8
	0,23	3	0,02	3200	46	0,014	546	9,1
	0,23	4	0,02	2800	42	0,015	497	8,3
	0,23	5	0,02	3700	36	0,010	669	11,2
5	0,67	1	0,02	5500	71	0,013	508	8,5
	0,67	2	0,02	3000	42	0,014	345	5,7
	0,67	3	0,02	3200	46	0,014	356	5,9
	0,67	4	0,02	2800	42	0,015	324	5,4
	0,67	5	0,02	3700	36	0,010	436	7,3
10	0,97	1	0,02	5500	71	0,013	438	7,3
	0,97	2	0,02	3000	42	0,014	297	5,0
	0,97	3	0,02	3200	46	0,014	307	5,1
	0,97	4	0,02	2800	42	0,015	280	4,7
	0,97	5	0,02	3700	36	0,010	376	6,3

CUADRO 8-13
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN
SCS (1975)

Cuenca	CN	L	H	S ₁	T _c	
		m	m		min	hr
1	83	5500	71	1,291	257	4,3
2	83	3000	42	1,400	152	2,5
3	83	3200	46	1,438	158	2,6
4	83	2800	42	1,500	139	2,3
5	83	3700	36	0,973	215	3,6

Para T_c obtenido mediante Morgali y Linsley, el menor tiempo de concentración lo tiene la Cuenca 4, con una magnitud de 4.7 horas para la tormenta de tres horas. En el caso de SCS, las cuencas 2, 3 y 4 presentan el tiempo de concentración menor con 2,5 horas.

En general, las expresiones para cuencas rurales, como es el caso de SCS, presentan tiempos de concentración menores que las deducidas para zonas urbanas (Morgali y Linsley) ya que estas últimas consideran un tiempo de retardo mayor producto de la retención provocada por las edificaciones.

Al respecto se puede señalar que en la publicación del MINVU de 1996, esta fórmula está especialmente recomendada para el estudio de zonas urbanas.

No obstante lo anterior, y con el propósito de estimar una cota inferior en la determinación de los tiempos de concentración, se a usado la fórmula de SCS, cuya aplicación según el MINVU, está recomendada para cuencas urbanas con abundantes espacios libres o poco desarrollados, como parques, parcelas o similares.

Tomando en consideración este aspecto, la expresión de Morgali y Linsley debe representar de mejor forma el tiempo de concentración de las cuencas en estudio.

Es importante tener presente, al momento de analizar los resultados que se obtienen con esta metodología, que en el caso que el tiempo de concentración es superior a la duración de la tormenta, no se consigue el caudal máximo definido por la fórmula Racional, que considera el aporte simultáneo de toda la cuenca. Por lo tanto, asumiendo criterios conservadores, para el cálculo del caudal máximo que se presenta en el siguiente numeral, se asumirá que el tiempo de concentración de las subcuencas es igual al tiempo de duración de la tormenta analizada (3 y 4 horas).

Caudal aportante

De acuerdo a los supuestos descritos, se evalúa la fórmula Racional para tormentas de diseño de 3 horas y 4 horas de duración. Los resultados se entregan en los Cuadros 8-14 y 5.1-15

CUADRO 8-14
CAUDALES FÓRMULA RACIONAL
TORMENTA DE DISEÑO DE 3 HORAS DE DURACIÓN

T (años)	Cuenca	A (km ²)	C	I (mm/h)	Q (m ³ /s)
2	1	7,3	0,45	0,23	0,210
	2	1,1	0,45	0,23	0,032
	3	1,5	0,45	0,23	0,043
	4	2,7	0,45	0,23	0,078
	5	4,2	0,45	0,23	0,121
5	1	7,3	0,45	0,67	0,611
	2	1,1	0,45	0,67	0,092
	3	1,5	0,45	0,67	0,126
	4	2,7	0,45	0,67	0,226
	5	4,2	0,45	0,67	0,352
10	1	7,3	0,45	0,97	0,885
	2	1,1	0,45	0,97	0,133
	3	1,5	0,45	0,97	0,182
	4	2,7	0,45	0,97	0,327
	5	4,2	0,45	0,97	0,509

CUADRO 8-15
CAUDALES FÓRMULA RACIONAL
TORMENTA DE DISEÑO DE 4 HORAS DE DURACIÓN

T (años)	Cuenca	A (km ²)	C	I (mm/h)	Q (m ³ /s)
2	1	7,3	0,45	0,18	0,164
	2	1,1	0,45	0,18	0,025
	3	1,5	0,45	0,18	0,034
	4	2,7	0,45	0,18	0,061
	5	4,2	0,45	0,18	0,095
5	1	7,3	0,45	0,50	0,456
	2	1,1	0,45	0,50	0,069
	3	1,5	0,45	0,50	0,094
	4	2,7	0,45	0,50	0,169
	5	4,2	0,45	0,50	0,263
10	1	7,3	0,45	0,73	0,666
	2	1,1	0,45	0,73	0,100
	3	1,5	0,45	0,73	0,137
	4	2,7	0,45	0,73	0,246
	5	4,2	0,45	0,73	0,383

8.3.5 Recurrencia Anual de las lluvias

Este análisis es de importancia para determinar, en promedio, cual será el nivel de uso de la infraestructura de aguas lluvias.

8.3.5.1 Número de días con lluvia

En el Cuadro 8-16 se entrega la estadística anual del número de días con lluvia en la estación Arica Oficina. También se entrega el número de días en que la precipitación se ubicó en los rangos de 0.1-1 mm, 1-2 mm, 2-5 mm.

En promedio, en la estación Arica Oficina, se observa un día de precipitaciones al año en la ciudad. Por consiguiente, la ocurrencia de las precipitaciones en los rangos establecidos en promedio es inferior a la anterior.

CUADRO 8-16
NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIONES
ESTACIÓN ARICA OFICINA
Nº de días con $P_p > P_x$ (mm)

Año	$0.1 < P_p$	$0.1 < P_p < 1$	$1 < P_p < 2$	$2 < P_p$
74/75	1		1	
75/76	3	3		
76/77	4	4		
77/78				
78/79				
79/80				
80/81				
82/83	1	1		
83/84	1		1	
84/85				
85/86	2		1	1
86/87	1		1	
87/88				
88/89	3	3		
89/90				
90/91	1	1		
91/92				
92/93				
93/94	2	1		1
94/95	3	1	1	1
95/96				
96/97	3	2		1
97/98				
98/99				
99/00	1	1		
00/01	1	1		
01/02	2	1		1
Total días	29	19	5	5
Nº días que excede por año promedio	1.07	0.70	0.19	0.19

8.3.5.2 Número de días en que no se excede la precipitación de diseño

A continuación se contabiliza el número de días en que la precipitación no excede las lluvias de distintos periodos de retorno:

CUADRO 8-17
NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIONES
ESTACIÓN ARICA OFICINA

Año	$P_p < P_p(T=2)$	$P_p < P_p(T=5)$	$P_p < P_p(T=10)$
74/75		1	1
75/76		5	5
76/77		2	2
77/78			
78/79			
79/80			
80/81			
82/83		1	1
83/84		1	1
84/85			
85/86		1	2
86/87		1	1
87/88			
88/89	1	3	3
89/90			
90/91		1	1
91/92			
92/93	1	1	1
93/94			
94/95	1	2	3
95/96	1	1	1
96/97		1	1
97/98			
98/99			
99/00		1	1
00/01		1	1
01/02	1	1	1
Total días	5	24	26
Nº días promedio por año en que no se excede	0.19	0.89	0.96

8.3.5.3 Número de días en que se excede la precipitación de diseño

A continuación se contabiliza el número de días en que la precipitación excede las lluvias de distintos periodos de retorno.

CUADRO 8-18
NÚMERO DE DÍAS CON PRECIPITACIONES
ESTACIÓN ARICA OFICINA

Año	$P_p \geq P_p(T=2)$	$P_p \geq P_p(T=5)$	$P_p \geq P_p(T=10)$
74/75	1		
75/76	5		
76/77	2		
77/78			
78/79			
79/80			
80/81			
82/83	1		
83/84	1		
84/85			
85/86	2	1	
86/87	1		
87/88			
88/89	3		
89/90			
90/91	1		
91/92			
92/93	1	1	1
93/94			
94/95	3	1	
95/96	1		
96/97	2	1	1
97/98			
98/99			
99/00	1		
00/01	1		
01/02	2	2	1
Total días	28	6	3
Nº días promedio por año en que se excede	1.04	0.22	0.11

8.3.6 Comentarios

Los Cuadros 8-14 y 8-15 muestran que al considerar caudales de dos años de recurrencia, la magnitud de éstos es baja, independiente de la duración de la tormenta de diseño. En efecto, para período de retorno 2 años, en el caso de la tormenta de 3 horas de duración el caudal máximo obtenido no supera los 210 l/s, en tanto para una tormenta de 4 horas de duración el caudal máximo es de 164 l/s.

Como referencia, se puede señalar que un sumidero tipo S1, considerando obstrucción de la rejilla, tiene una capacidad de 45 l/s, es decir, que en la situación más desfavorable la escorrentía superficial se captaría con 5 sumideros.

Para la tormenta de 3 horas asociada a período de retorno 5 años, los caudales aumentan en forma importante, llegando, a un máximo de 611 l/s para la cuenca 1

y de 352 l/s para la cuenca 5. Sin embargo, tomando una pendiente longitudinal de las calles de 1,3 % y bombeo de 2%, al calcular la altura normal de escurrimiento con $n = 0,016$, se tiene una altura del orden de 0,14 m. Esta altura de agua equivale a que toda la calzada se encuentra cubierta de agua.

Al analizar estos resultados se debe tener presente lo siguiente:

- Los caudales calculados corresponden a los que se verifican a la salida de la cuenca de manera que este nivel de agua se presentaría solamente en el sector bajo de las cuencas.
- Específicamente las cuencas 1 y 5 tienen tiempos estimados de concentración superior a las 7 horas, en cuyo caso, para la tormenta de duración 3 o 4 horas, el caudal máximo es inferior al calculado mediante la fórmula Racional ya que el máximo no se produce con el aporte total de la cuenca.
- La ciudad de Arica en el sector céntrico posee cerca de 25 sumideros conectados a colectores unitarios. Estos sumideros se emplazan en lo que sería la salida de la cuenca 1, de manera que tienen la capacidad suficiente para captar el caudal asociado a 5 años de período de retorno en la principal cuenca de la ciudad. En el resto de las cuencas, las calles tienen capacidad para conducir el agua sin mayores problemas y solamente durante las tres o cuatro horas que duran las lluvias.
- Las estadísticas pluviométricas muestran que en el año en que ocurren precipitaciones, solamente se tienen uno o dos días del año con lluvia, de manera que de haber problemas por causa de la lluvia estos serían una o dos veces en el año en que llueve. En este punto hay que recordar que de los 27 años que se posee estadísticas, en 10 de ellos no se observan precipitaciones.
- La recurrencia de las precipitaciones es mínima, ya que en efecto, se observa en promedio la ocurrencia de precipitaciones un solo día en el año. Esta recurrencia disminuye a medida que aumenta la magnitud de la tormenta lo que implica que las inversiones en infraestructura de aguas lluvias tendrían un uso ocasional.

De acuerdo a lo señalado, la infraestructura de aguas lluvias requerida para la ciudad de Arica debería ser mínima, siendo recomendable solamente que las calles permitan el libre escurrimiento de las aguas lluvias procurando una adecuada descarga hacia el sector costero. Lo anterior deberá ser completado con un adecuado programa periódico de mantención y limpieza de la infraestructura existente.

Actualmente, la ciudad de Arica posee algunos puntos problemáticos durante los periodos de lluvias, pero se deben principalmente a que corresponden a puntos bajos de la topografía, por lo cual las aguas se apoyan sin tener vías de escurrimiento hacia el sector costero. Independiente de estos casos puntuales, la ciudad muestra un buen drenaje en el sentido de que las aguas escurren por las calles, no sobrepasan las soleras, se infiltran rápidamente. También cuenta con una serie de sumideros que colaboran en disminuir el volumen de agua que alcanza el sector costero. En el capítulo de Diagnóstico, se analizan los puntos críticos y posteriormente, se presentan las posibles medidas de solución.

Los resultados anteriores confirman lo señalado por los habitantes de la ciudad en relación que los problemas de las aguas lluvias que presenta zona urbana son ocasionados por aguas lluvias provenientes de fuera de la ciudad, como es el caso de los desbordes de los ríos Lluta y San José.

8.4 ANÁLISIS HIDROLÓGICO RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ

8.4.1 Objetivo

El análisis hidrológico de los ríos Lluta y San José, y la quebrada de Acha, tiene por objetivo estimar los caudales máximos instantáneos para periodos de retorno 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Para efectos del diseño de las obras de defensas fluviales, se requiere conocer los caudales en crecida en el río Lluta en la entrada a la zona urbana y en Sora a 65 km aguas arriba de la zona urbana. En el caso del río San José, se requiere estimar los caudales a la entrada de la zona urbana y en San José en Bocatoma a 45 km de la bocatoma. En tanto, para la quebrada de Acha se requieren las crecidas en su tramo final, en la confluencia con el río San José.

Como estos ríos cuentan con control fluviométrico, la estimación de los caudales se realizará con base en el estudio de las estadísticas fluviométricas. Para el cálculo de las crecidas de la quebrada de Acha, se emplearán relaciones indirectas en función de la fluvimetría del río San José.

8.4.2 Antecedentes fluviométricos

En la zona de interés se cuenta con las estaciones fluviométricas que se indican en el Cuadro 8-19 y cuya ubicación se puede apreciar en el Figura 8-3.

CUADRO 8-19
ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS

Estación	Cuenca	Latitud Sur	Longitud Oeste	Altitud m.s.n.m.
Lluta en Alcérrecas	Lluta	18° 00'	69° 43'	3.248
Lluta en Tocontasi	Lluta	18° 23'	69° 55'	1.850
Lluta en Panamericana	Lluta	18° 24'	70° 18'	10
San José en Ausipar	San José	18° 35'	69° 53'	1.300
San José antes BT. Azapa.	San José	18° 35'	69° 58'	960

BT: Bocatoma

Los registros de las estaciones señaladas en el Cuadro 8-19 se entregan en el Anexo 8.1-2

FIGURA 8-3 ESTACIONES FLUVIOMÉTRICAS

8.4.3 Río Lluta

8.4.3.1 Análisis de los datos

En el sector de interés se cuenta con tres estaciones fluviométricas: Lluta en Alcérreca, Lluta en Tocontasi y Lluta en Panamericana.

El registro de Lluta en Panamericana se extiende entre el año 1969 hasta el año 2002, presentando un vacío entre los años 1976 a 1984, de manera que se tienen 25 años de estadísticas. Es importante destacar que en el año 2001 se produjo una crecida de gran magnitud que hizo colapsar 3 puentes de ferrocarriles, la totalidad de los puentes viales ubicados en el río, además de las estaciones fluviométricas de la zona. El valor consignado para ese año, 600 m³/s, corresponde a una estimación realizada por la DGA en función de la traza del escurrimiento y el análisis del eje hidráulico. En el Anexo 8.4-1 se entrega la presentación del trabajo realizado por la DGA.

La relevancia de dicho caudal es que representa un quiebre importante en la tendencia de los datos históricos. Por tal motivo, en el Anexo 8.4-2, este Consultor realiza un análisis crítico de los resultados presentados en el estudio de la DGA, incorporando un estudio de sensibilidad de los mismos, concluyendo que el valor estimado es aceptable dentro de la precisión que puede otorgar este tipo de cálculos en que existen muchas variables que pueden hacer cambiar los resultados.

Lluta en Tocontasi presenta estadísticas de caudales máximos instantáneos que se inicia en el año 1962 y finaliza en el año 1986. En los años 1969, 1973, 1977, 1978, 1980, 1981 y 1983 no se tienen registros, de manera que la longitud de estadísticas es de 18 años.

Lluta en Alcérreca tiene un período de medición que se extiende entre los años 1962 hasta 2002. Presenta vacíos en los años 1978, 1980 y 1981 por lo tanto se cuenta con 38 años de registros. Si bien esta estación se encuentra distante de la zona de interés, es la más próxima a las estaciones Tocontasi y Panamericana, de manera que se selecciona con el objetivo de verificar la posibilidad de rellenar estadísticas.

El punto de control requerido en la entrada de la zona urbana coincide con la posición de la estación Lluta en Panamericana, en tanto para el punto de control ubicado 65 km aguas arriba del anterior, en Sora, se puede considerar válido los caudales de la estación Lluta en Tocontasi ya que esta estación se ubica 12 kilómetros aguas abajo del punto de interés, tramo en el que el río no recibe aportes de importancia.

8.4.3.2 Relleno y Extensión de las Estadísticas

Siempre es recomendable que las estadísticas abarquen un periodo lo más extenso posible de manera de representar de mejor forma el comportamiento de la variable aleatoria, que en este caso corresponde al caudal máximo instantáneo.

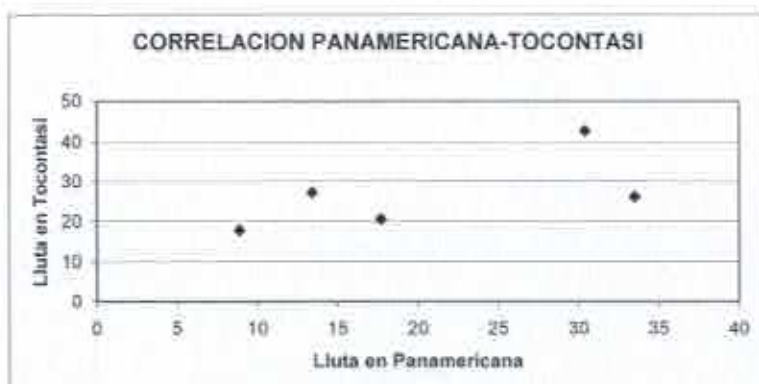
Por lo anterior es que a continuación se analiza la posibilidad de rellenar y extender las estadísticas de las estaciones Lluta en Panamericana y Lluta en Tocontasi. Para tal efecto, se buscan correlaciones entre las estaciones fluviométricas de la zona (Panamericana/Tocontasi, Panamericana/Alcérreca, Tocontasi/Alcérreca).

El procedimiento empleado consiste en aislar los datos concurrentes en años entre las estaciones a correlacionar, graficando los datos seleccionando y observando si existe alguna tendencia que permita inferir la existencia de una relación entre las estaciones en estudio.

- Lluvia en Panamericana / Lluvia en Tocontasi

En la revisión de las estadísticas de ambas estaciones se encontraron solamente 5 años concurrentes. A continuación se entregan los datos seleccionados y la representación gráfica de ellos.

Año	Lluvia en Panamericana	Lluvia en Tocontasi
1970	8.89	17.7
1971	17.7	20.5
1972	33.5	26.1
1974	30.4	42.8
1975	13.4	27.2



A pesar de que los datos de que se dispone son escasos, de igual manera se aprecia una importante dispersión por lo que no observa una tendencia que permita presumir una relación entre ambas estaciones.

- Lluvia en Panamericana / Lluvia en Alcérrecá

En este caso se tienen 25 años concurrentes. A continuación se entregan los datos y la representación gráfica.

Año	Lluta en Panamericana	Lluta en Alcérreca
1969	11.2	63.24
1970	9.89	32.96
1971	17.7	9.87
1972	33.5	40.8
1973	17.2	5
1974	30.4	25.5
1975	13.4	32.2
1985	91.6	62.3
1986	57.4	51
1987	36.8	77.5
1988	13.7	49.9
1989	25.4	17.9
1990	36.4	18.2
1991	42.4	50.5
1992	40.1	33.2
1993	43.8	53.6
1994	24.3	70.1
1995	6.48	40.5
1996	10.8	36.8
1997	47.3	114
1998	54.7	154
1999	58.6	67.4
2000	37.2	146
2001	600	356
2002	26.15	97.05

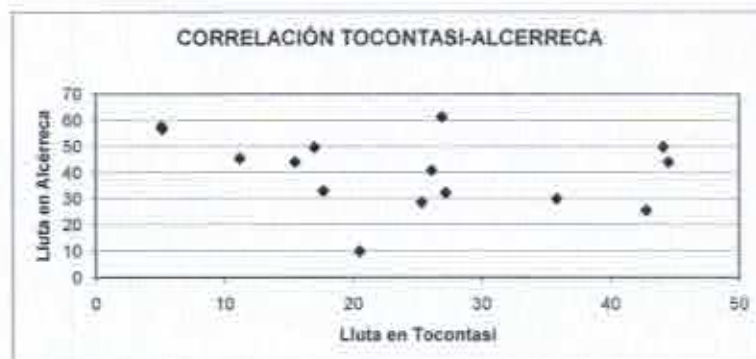


Si bien el período concurrente es extenso, se aprecia una dispersión importante en los datos sin que se pueda definir una tendencia que permita realizar relleno de estadísticas. Por otra parte, al comparar los datos, se aprecia que existe alternancia con relación a la magnitud de los caudales siendo en algunas oportunidades mayor los de Panamericana y viceversa.

- Lluta en Tocontasi / Lluta en Alcérreca

En este caso el período concurrente corresponde a 15 años. Los datos son los siguientes:

Año	Lluta en Tocontasi	Lluta en Alcérreca
1962	26.9	61.21
1963	44.5	44.01
1965	5.1	57.42
1966	15.5	44.01
1967	25.3	26.49
1968	35.8	29.93
1970	17.7	32.96
1971	20.5	9.87
1972	26.1	40.8
1974	42.8	25.5
1975	27.2	32.2
1976	44.1	49.7
1979	17	49.5
1982	11.2	45.4
1984	5.2	56.5



Al igual que en los casos anteriores, no se puede establecer una relación entre las estaciones en estudio.

De acuerdo a la ubicación de las estaciones fluviométricas, era de esperar que existiera una buena correlación entre Panamericana y Tocontasi ya que sólo existe un

aporte intermedio de importancia. No obstante, no se apreciaba relación entre ellas, lo que puede ser explicado considerando que entre ambas estaciones se produce un amortiguamiento del peak que significaría un menor caudal en Panamericana.

Por otra parte, es importante tener presente que, en general, la precipitación es sectorizada, es decir, que en algunos puntos de la cuenca precipita en tanto en otros no. Esta distribución espacial puede generar que el aporte intermedio (Quebrada Cardones) tome relevancia en relación al caudal generado aguas arriba de Tocontasi lo que explicaría la existencia de algunos caudales superiores en Panamericana.

Lo expuesto anteriormente también es válido para explicar la situación observada en la comparación de las otras estaciones.

Para complementar lo hecho, se comparó el registro de la estación Tocontasi con los registros de las estaciones pluviométricas Villa Industrial, Humapalca, Alcérreca y Putre no encontrándose relación entre las fechas de ocurrencia de las mayores precipitaciones respecto a los caudales máximos de Tocontasi.

Por lo anterior, no se considera razonable realizar relleno de estadísticas de las estaciones Panamericana y Tocontasi de manera que se trabajará con los registros disponibles.

8.4.3.3 Análisis de frecuencia

Se realiza un análisis de frecuencia gráfico, con el objetivo de observar cual distribución de probabilidades representa de mejor forma los datos históricos.

A cada uno de los datos se le asigna una probabilidad de excedencia usando la relación de Weibull, cuya expresión es la siguiente:

$$P_{exc} = \frac{n}{N+1}$$

Donde:

- N : Es el número total de la muestra.
- n : Número de orden del valor, considerando ordenamiento descendente.

Lluvia en Panamericana

Para presentar los resultados obtenidos, se han usado gráficos con escalas deformadas correspondientes a las distribuciones de Gumbel y Log-Normal. Los Gráficos 8-5 y 8-6 muestran los resultados obtenidos, en tanto en el Cuadro 8-20 se entregan los datos empleados.

CUADRO 8-20
ANÁLISIS DE FRECUENCIA ESTACIÓN LLUTA EN PANAMERICANA

Posición Nº	Caudal	Probabilidad Excedencia	T años
1	600.0	0.011	90.00
2	91.8	0.077	13.00
3	58.6	0.115	8.67
4	57.4	0.154	6.50
5	54.7	0.192	5.20
6	47.3	0.231	4.33
7	43.8	0.269	3.71
8	42.4	0.308	3.25
9	40.1	0.346	2.89
10	37.2	0.385	2.60
11	36.8	0.423	2.36
12	36.4	0.462	2.17
13	33.5	0.500	2.00
14	30.4	0.538	1.86
15	28.2	0.577	1.73
16	25.4	0.615	1.63
17	24.3	0.654	1.53
18	17.7	0.692	1.44
19	17.2	0.731	1.37
20	13.7	0.769	1.30
21	13.4	0.808	1.24
22	11.2	0.846	1.18
23	10.8	0.885	1.13
24	8.9	0.923	1.08
25	6.5	0.962	1.04

Especial atención se debe tener en la asignación de probabilidad de excedencia para el caudal de 600 m³/s. Este valor supera en 500 % al valor que lo sigue en magnitud de manera que su probabilidad de excedencia debe ser inferior a la que le corresponde considerando la longitud de la muestra.

Para establecer la recurrencia de esta crecida se revisaron estudios anteriores en los que se presentan antecedentes periodísticos desde el año 1943 en adelante. Desde ese año no hay mención a crecidas de magnitud superior a la del año 2001. En consecuencia, se puede señalar que la recurrencia de la crecida del 2001 es superior a los 60 años.

Por otra parte, es importante señalar que al paso de la crecida del año 2001 colapsaron los puentes Lluta y Zascapa del ferrocarril Arica – La Paz. De igual modo se produjo la falla de la totalidad de los puentes viales emplazados en el cauce del río Lluta.

Considerando que el ferrocarril fue inaugurado el año 1913 y suponiendo que en todo ese periodo no ha sucedido una crecida de similares características a la del año 2001 se tiene que la crecida de 600 m³/s sería la mayor para un periodo de 91 años. Bajo ese supuesto se asignó la probabilidad de excedencia a dicho caudal.

En el análisis de frecuencia gráfico, la presencia del caudal de 600 m³/s genera un quiebre en la curva de la distribución de probabilidades, comportamiento habitual

en los caudales extremos de una serie histórica. Considerando que si se prolongara la recta de la distribución de probabilidades dicho caudal no tendría sentido físico, es que se trazaron las curvas con cambio de pendientes tal como se aprecia en los Gráficos 8-5 y 8-6

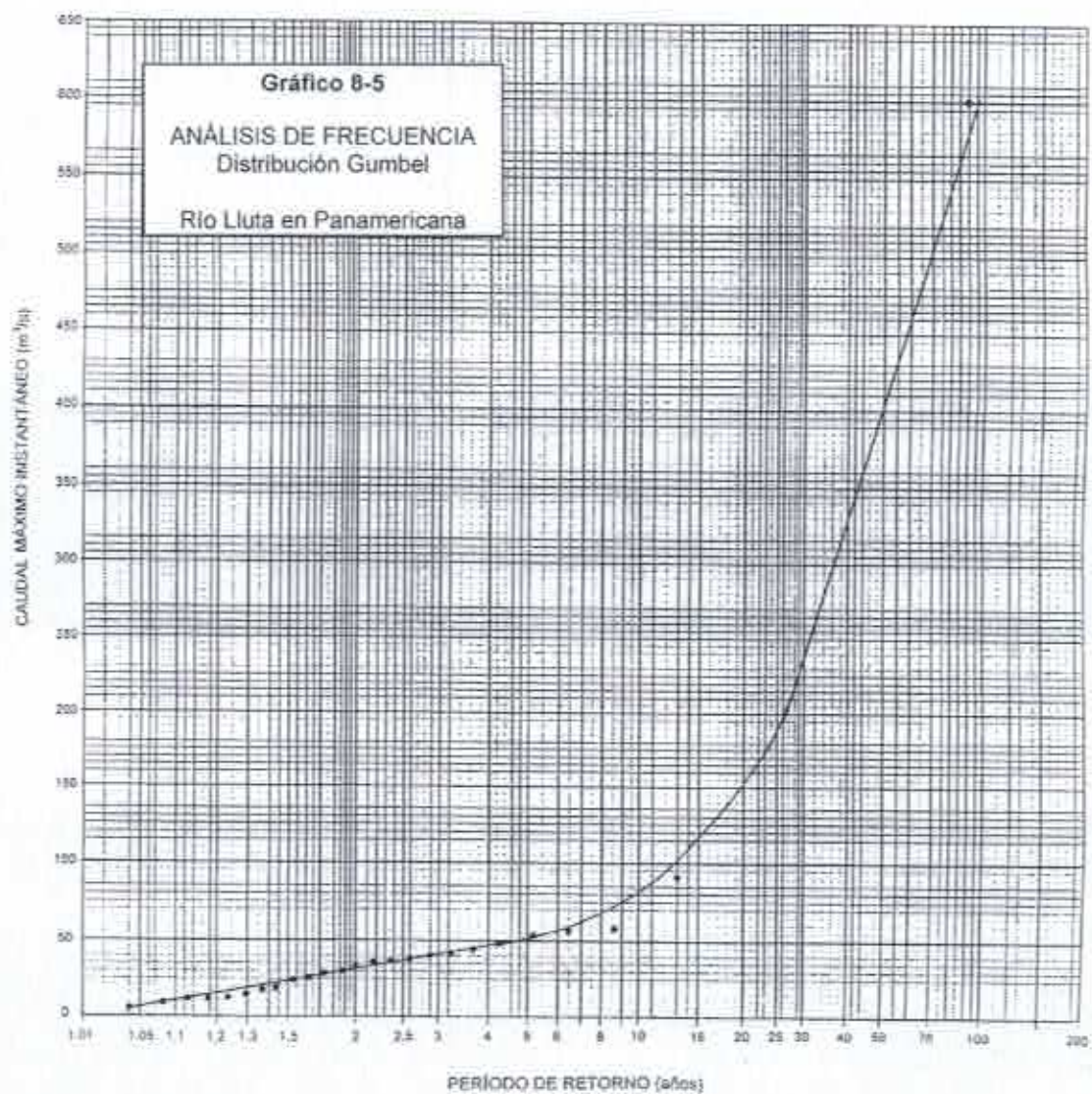
En el Cuadro 8-21 se entregan los resultados del análisis de frecuencia gráfico para la estación Lluta en Panamericana.

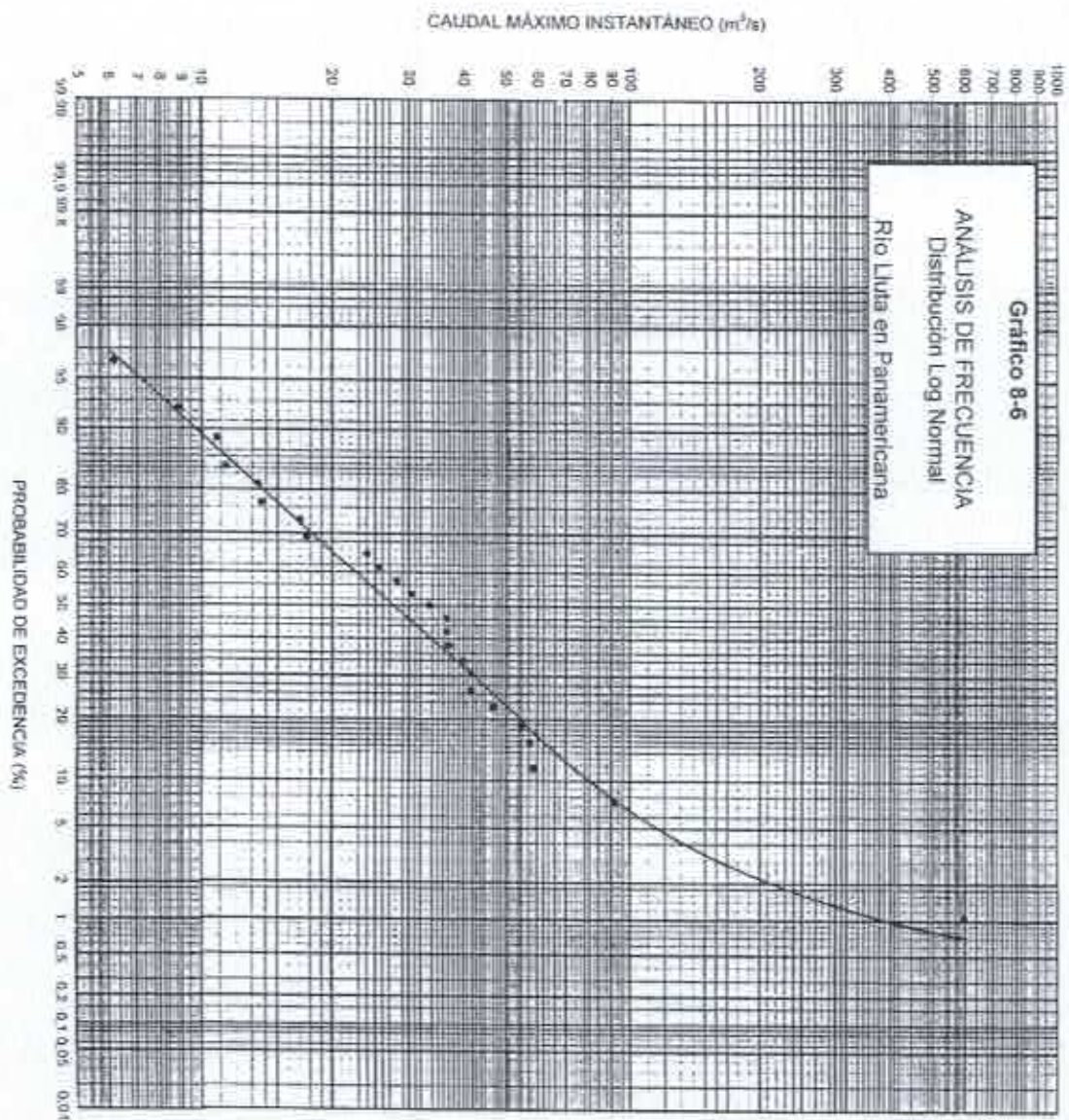
CUADRO 8-21
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO
LLUTA EN PANAMERICANA

Años	Caudal (m ³ /s)	
	Gumbel	Log-Normal
2	30	28
5	50	55
10	85	82
25	205	150
50	380	250
100	600	600

Ambas distribuciones entregan valores similares para caudales de períodos de retorno inferiores a los 25 años. Para probabilidades de excedencia menores, existe una diferencia atribuible a la imprecisión provocada por la curva trazada.

Dada la mejor tendencia del trazado del registro en papel de distribución Gumbel, además del criterio conservador que se mantiene a lo largo del estudio, se recomienda adoptar como caudales de diseño, los obtenidos por esta distribución.





Lluta en Tocontasi

El procedimiento es el mismo del caso anterior, usándose gráficos con escalas deformadas de las distribuciones Gumbel y Log-Normal. Los Gráficos 8-7 y 8-8 muestran la representación gráfica de los resultados obtenidos, en tanto en el Cuadro 8-22 se muestran los datos empleados.

CUADRO 8-22
ANÁLISIS DE FRECUENCIA ESTACIÓN LLUTA EN TOCONTASI

Posición Nº	Caudal m ³ /s	Probabilidad Excedencia	T años
1	600.0	0.011	90.00
2	49.2	0.100	10.00
3	44.5	0.150	6.67
4	44.1	0.200	5.00
5	42.8	0.250	4.00
6	35.8	0.300	3.33
7	27.2	0.350	2.86
8	26.9	0.400	2.50
9	26.1	0.450	2.22
10	25.3	0.500	2.00
11	20.5	0.550	1.82
12	17.7	0.600	1.67
13	17.1	0.650	1.54
14	17.0	0.700	1.43
15	15.5	0.750	1.33
16	13.7	0.800	1.25
17	8.9	0.850	1.18
18	7.5	0.900	1.11
19	5.9	0.950	1.05

Para el registro de Lluta en Tocontasi se incluye el caudal de 600 m³/s ya que la magnitud de este caudal no permitiría variaciones importantes entre una estación y otra. De igual manera que en el caso de Lluta en Panamericana, se repite el mismo análisis para la asignación de la probabilidad de excedencia de este caudal.

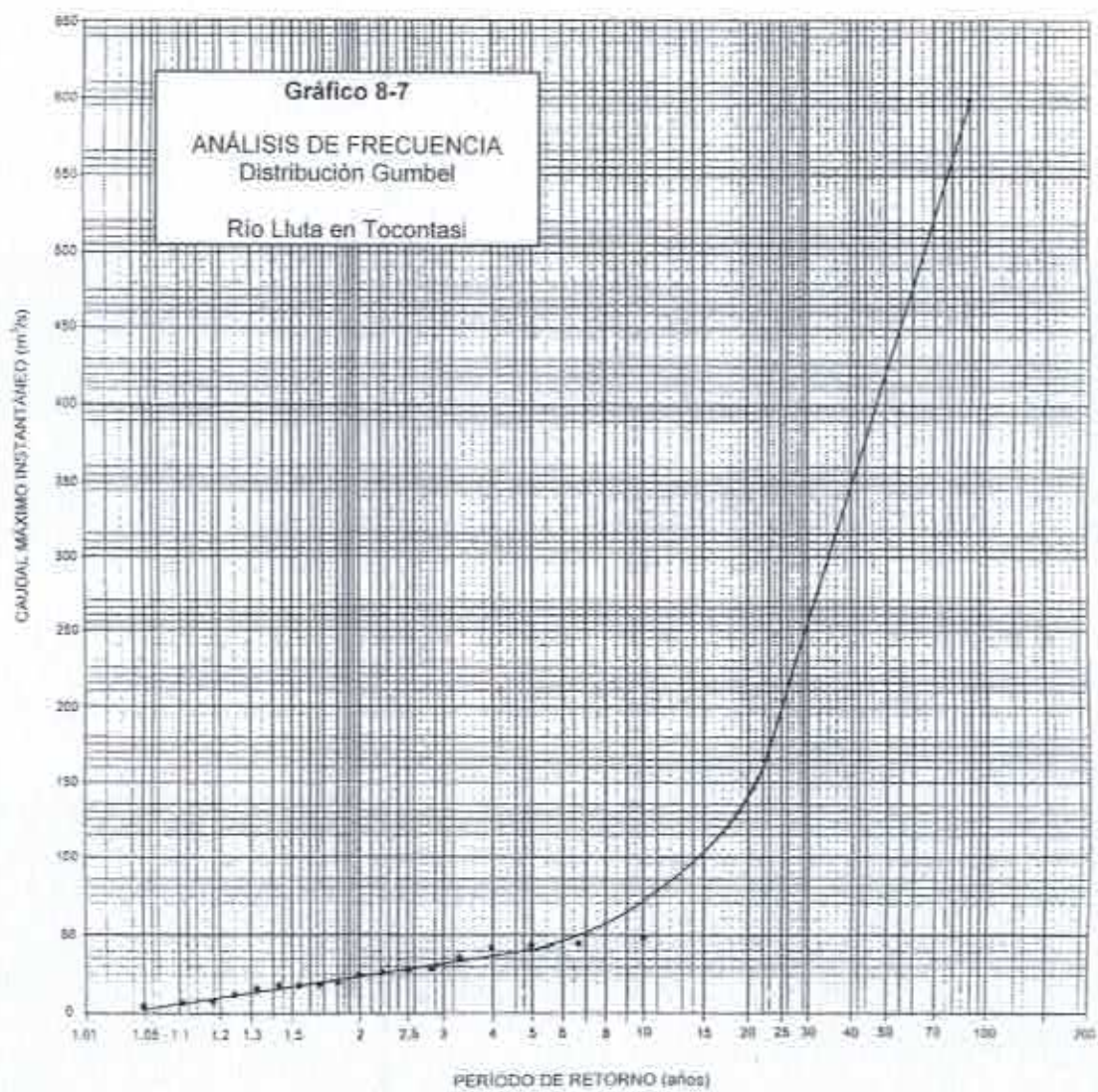
En el Cuadro 8-23 los valores de los caudales obtenidos para los periodos de retorno considerados.

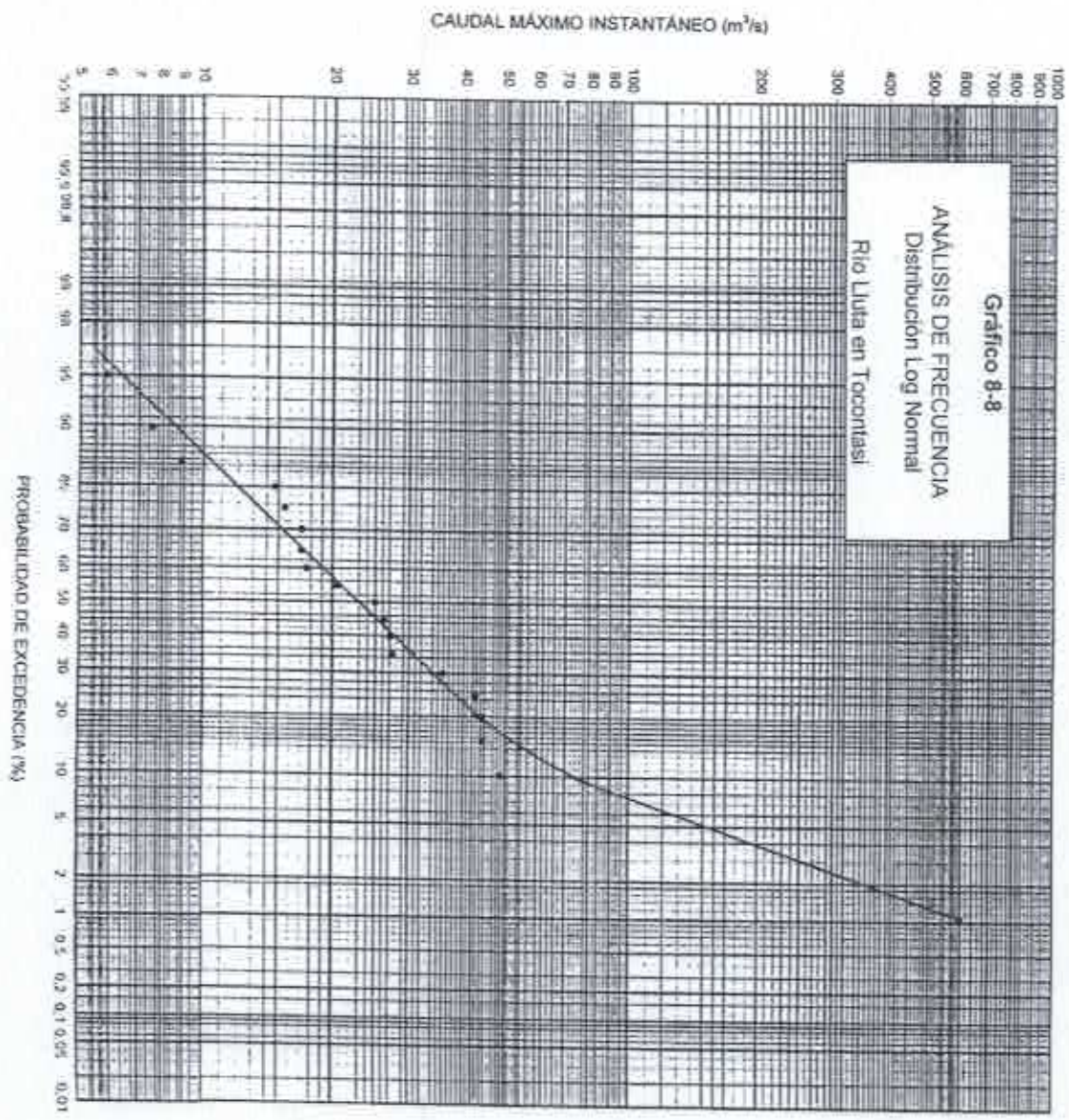
CUADRO 8-23
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO
LLUTA EN TOCONTASI

Años	Caudal (m ³ /s)	
	Gumbel	Log-Normal
2	25	22
5	43	43
10	65	70
25	210	155
50	415	300
100	600	600

El comportamiento de los resultados es similar a los obtenidos en la estación Lluta en Panamericana. A pesar de no encontrar una correlación entre ambas estaciones, el análisis de frecuencia entrega caudales similares.

Finalmente, aplicando un criterio conservador, se adopta como caudal de diseño para los 65 km en estudio los caudales obtenidos mediante el análisis gráfico tomado del gráfico de la distribución Gumbel en la estación Lluta en Tocontasi.





8.4.4 Río San José

8.4.4.1 Análisis de los datos

En el sector de interés se cuenta con tres estaciones fluviométricas: San José en Ausipar, San José antes de Bocatoma Azapa y Acueducto Azapa en Bocatoma.

El registro de San José en Ausipar se extiende entre los años 1967 a 2001, presentando un vacío el año 1969 y una discontinuidad entre los años 1973 a 1990, de manera que la estadística cuenta con 16 datos.

San José antes de Bocatoma Azapa, tiene un período de medición entre los años 1981 y 1983, lo que da 3 años de registro.

La estación San José en Bocatoma Azapa cuenta con un registro histórico que se extiende entre los años 1964 a 2001. Presenta vacíos en los años 1966, 1967, 1968, 1972, 1973, 1980, 1983, 1984 y 1985 lo que significa un total de 29 años con registro.

El punto de control requerido en la entrada de la zona urbana se ubica 43 km aguas abajo de la estación San José en Ausipar, coincidente con la posición del puente Saucache, donde la DGA tiene una regilla para estimar los caudales por el paso bajo el puente. En este sentido es importante mencionar que, de acuerdo a los antecedentes recopilados, en dicho punto no existe un control fluviométrico permanente realizándose mediciones solamente cuando se observan crecidas de importancia. Por el mismo motivo este punto no posee registro histórico.

8.4.4.2 Relleno y Extensión de las Estadísticas

Las estadísticas de Acueducto Azapa en Bocatoma presentan caudales mínimos y prácticamente constantes. En el caso de la estación San José antes de Bocatoma de Azapa el registro es corto.

Por lo anterior, para estimar los caudales en crecida del río San José se tomó como base las estadísticas de la estación San José en Ausipar, rellenando los vacíos que ésta tenga de acuerdo a los antecedentes presentados en los estudios "Plan Director para la Gestión de Recursos Hídricos en la cuenca del río San José", AC-DGA, 1996 y "Estudio de defensas fluviales en el río San José, provincia de Arica, I Región", Prisma Ingeniería, 1992.

De acuerdo a la recopilación de antecedentes presentados en el estudio AC-DGA (1996) se hace mención a las siguientes crecidas:

1959	30 m ³ /s
1973	290 m ³ /s
1974	46 m ³ /s
1977	30 m ³ /s
1978	15 m ³ /s
1987	5 m ³ /s
1993	6 m ³ /s

Adicionalmente, en el estudio de Prisma (1992) se consignan caudales entre 1964 a 1983 los que se validan para un análisis de frecuencia de crecidas en el río San José.

A continuación se entregan los caudales del mencionado estudio, para los años en que la estación Ausipar no presenta registro:

1971	30 m ³ /s	Puente Saucache
1972	140 m ³ /s	Puente Saucache
1973	290 m ³ /s	Puente Saucache
1974	40 m ³ /s	Puente Saucache
1975	19.7 m ³ /s	Puente Saucache
1976	16.8 m ³ /s	San José antes Bocatoma
1977	30.0 m ³ /s	San José antes Bocatoma
1978	15.0 m ³ /s	Puente Saucache
1979	3.5 m ³ /s	San José antes Bocatoma
1980	3.6 m ³ /s	San José antes Bocatoma
1981	5.8 m ³ /s	San José antes Bocatoma
1982	5.3 m ³ /s	San José antes Bocatoma
1983	1.4 m ³ /s	San José antes de bocatoma

Fundiendo esta información en un solo registro para el río San José se obtiene la siguiente serie estadística:

CUADRO 8-24
RELLENO ESTADÍSTICAS RÍO SAN JOSÉ

Año	Caudal m ³ /s	Año	Caudal m ³ /s
1967	1.4	1985	
1968	24.4	1986	
1969		1987	
1970	23.7	1988	
1971	37.2	1989	
1972	140.0	1990	
1973	290.0	1991	3.5
1974	40.0	1992	8.9
1975	19.7	1993	4.3
1976	16.8	1994	3.5
1977	30.0	1995	4.5
1978	15.0	1996	1.5
1979	3.5	1997	7.8
1980	3.6	1998	198.0
1981	5.8	1999	22.9
1982	5.3	2000	7.6
1983	1.4	2001	85.5
1984			

Es importante hacer notar, que los reportes indicados en la literatura señalan que la crecida de 1973 es la mayor observada desde el año 1943.

8.4.4.3 Análisis de frecuencia

Se realiza un análisis de frecuencia gráfico, con el objetivo de observar cual distribución de probabilidades representa de mejor forma los datos históricos.

A cada uno de los datos se le asigna una probabilidad de excedencia usando la relación de Weibull, cuya expresión es la siguiente:

$$P_{exc} = \frac{n}{N+1}$$

Donde:

- N : Es el número total de la muestra.
- n : Número de orden del valor, considerando ordenamiento descendente.

Aquí, también se ha usado un método gráfico, usando escalas deformadas correspondientes a las distribuciones de Gumbel y Log-Normal. Los Gráficos 8-9 y 8-10 muestran la representación gráfica de los resultados obtenidos, en tanto en el Cuadro 8-25 entrega los datos empleados.

De acuerdo a los antecedentes consultados, la mayor crecida reportada entre 1943 y 2002 es la ocurrida en el año 1973. Por este motivo a dicho año se le considera el caudal máximo para un registro 59 años.

En el Cuadro 8-26 se entregan los resultados del análisis de frecuencia gráfico para el río San José.

CUADRO 8-25
ANÁLISIS DE FRECUENCIA RÍO SAN JOSÉ

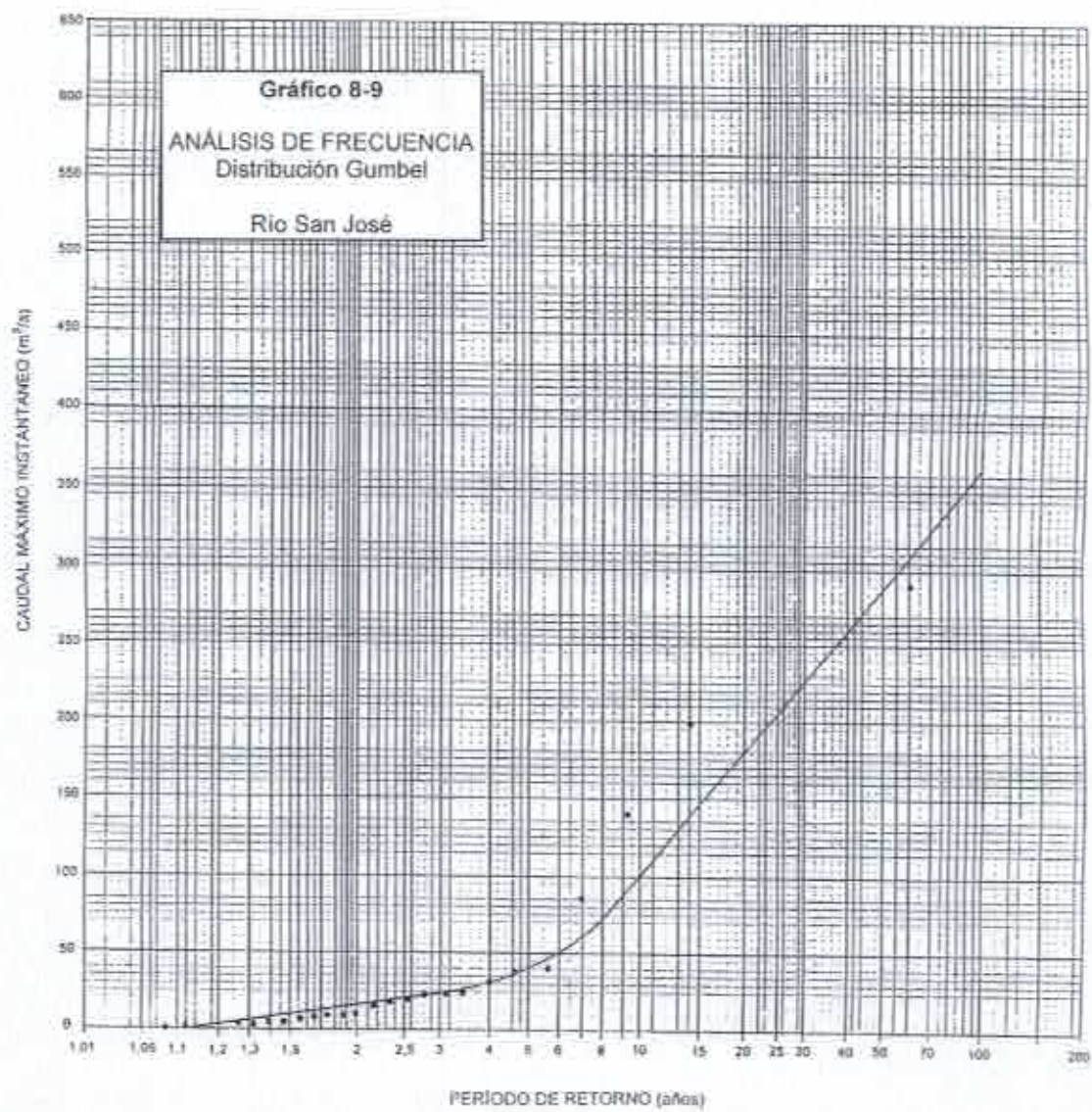
Posición Nº	Caudal m ³ /s	Probabilidad Excedencia	T años
1	290.0	0.017	60.00
2	198.0	0.071	14.00
3	140.0	0.107	9.33
4	85.5	0.143	7.00
5	40.0	0.179	5.60
6	37.2	0.214	4.67
7	30.0	0.250	4.00
8	24.4	0.286	3.50
9	23.7	0.321	3.11
10	22.9	0.357	2.80
11	19.7	0.393	2.55
12	16.8	0.429	2.33
13	15.0	0.464	2.15
14	8.9	0.500	2.00
15	7.8	0.536	1.87
16	7.6	0.571	1.75
17	5.8	0.607	1.65
18	5.3	0.643	1.56
19	4.5	0.679	1.47
20	4.3	0.714	1.40
21	3.6	0.750	1.33
22	3.5	0.786	1.27
23	3.5	0.821	1.22
24	3.5	0.857	1.17
25	1.5	0.893	1.12
26	1.4	0.929	1.08
27	1.4	0.964	1.04

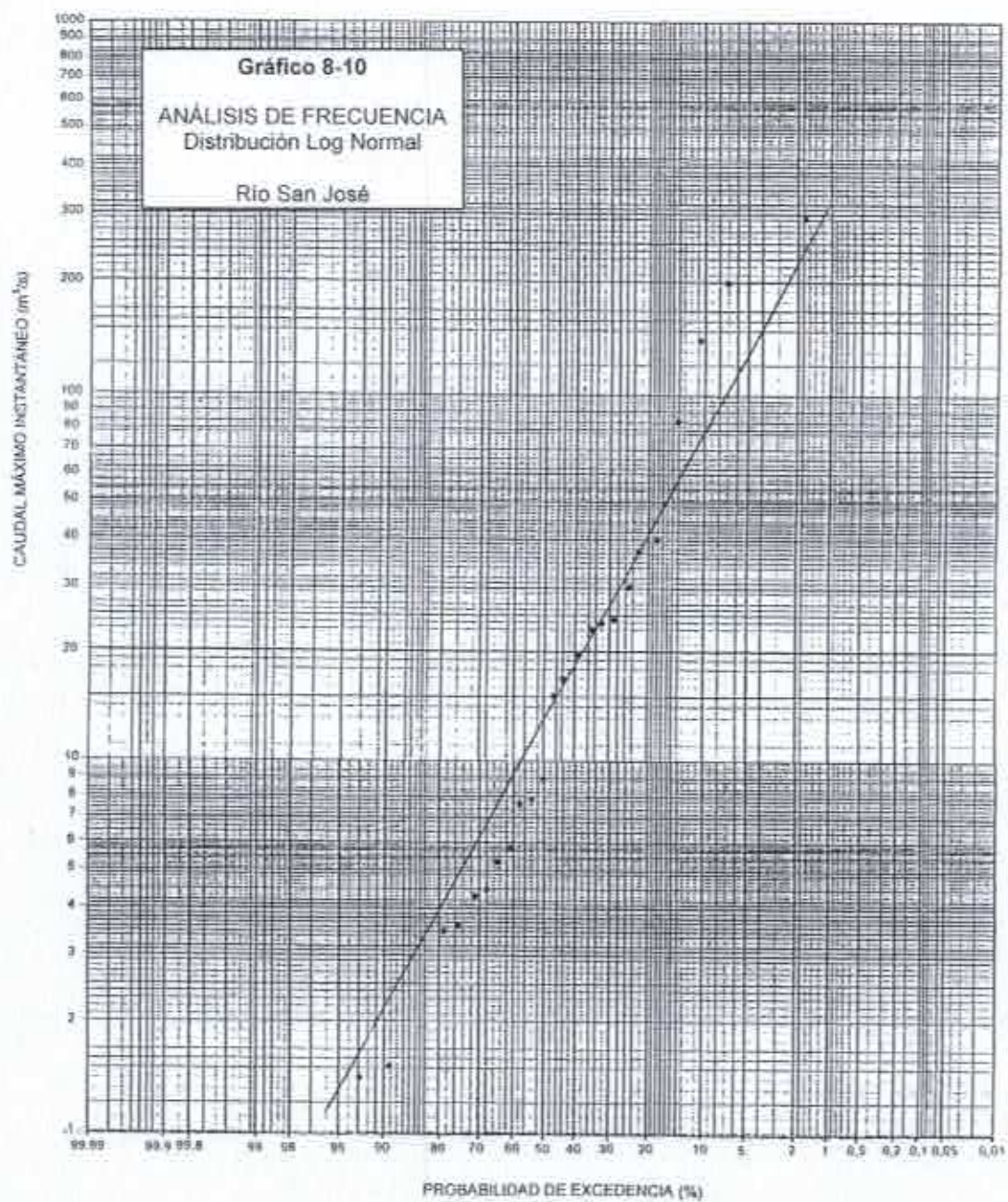
CUADRO 8-26
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO
RÍO SAN JOSÉ

T Años	Caudal (m ³ /s)	
	Gumbel	Log- Normal
2	17	13
5	40	45
10	100	78
25	205	150
50	285	220
100	365	320

En este caso, se observan diferencias entre los resultados de ambos ajustes gráficos, los que pueden deberse, esencialmente a que en el ajuste Gumbel requiere un cambio de pendiente lo que acarrea un factor adicional de error en el trazado de la curva.

En el caso del ajuste en el gráfico Log-Normal, éste responde bien a los datos aproximándose mejor a una recta, por tal motivo, se considera adoptar los caudales entregados por esta distribución como caudales de diseño.





8.4.5 Quebrada de Acha

La ausencia de antecedentes pluviométricos y fluviométricos en la cuenca de la quebrada de Acha hacen necesario estimar, en forma indirecta, las crecidas máximas instantáneas ocurridas en la cuenca señalada.

Considerando la similitud en relación a la geomorfología y clima de las cuencas del río San José y de la Quebrada de Acha, es razonable suponer que ambas cuencas tienen rendimientos específicos similares. De esta manera, se emplearán los resultados obtenidos en el estudio "Proyecto de defensas fluviales en Quebrada de Acha para el Centro de Readaptación Social de Arica, I Región" realizado por PRISMA (1994).

- Metodología y resultados estudio PRISMA

Se plantea que los rendimientos específicos por unidad de área y precipitación de ambas cuencas son iguales de manera que se debe cumplir lo siguiente:

$$\frac{Q_{SJ}}{(A_{SJ} * P_{SJ})} = \frac{Q_A}{(A_A * P_A)} \Rightarrow Q_A = K * Q_{SJ}$$

donde:

Q_{SJ}	=	Crecida río San José.
Q_A	=	Crecida quebrada Acha.
A_{SJ}	=	Área tributaria río San José.
A_A	=	Área tributaria quebrada de Acha.
P_{SJ}	=	Precipitación en cuenca río San José.
P_A	=	Precipitación en cuenca quebrada Acha.
K	=	$(A_A * P_A) / (A_{SJ} * P_{SJ})$

Por la ausencia de antecedentes pluviométricos en la quebrada de Acha, el estudio de PRISMA recurre al álbum de mapas de isoyetas de precipitaciones máximas anuales en 24 horas para un periodo de retorno de 10 años que forman parte del estudio "Investigación de Eventos Hidrometeorológicos Extremos, Precipitaciones Máximas en 24, 48 y 72 horas", DGA 1989.

Asociando a cada isoyeta una sub-área de influencia para cada cuenca, el coeficiente K queda expresado de la siguiente manera:

$$K = \frac{\sum A_{iA} * P_{iA}}{\sum A_{iSJ} * P_{iSJ}}$$

en que:

A_{iA}	=	Sub-área de la cuenca de la quebrada Acha entre isoyetas i e i+1.
A_{iSJ}	=	Sub-área de la cuenca del río San José entre isoyetas i e i+1.

- P_{IA} = Precipitación promedio entre isoyetas i e $i+1$ en la cuenca de la quebrada de Acha.
- P_{ISJ} = Precipitación promedio entre isoyetas i e $i+1$ en la cuenca del río San José.

Los valores presentados en el estudio de PRISMA son los siguientes:

Isoyetas Pp máx. anual en 24 hrs T=10 años mm	Promedio entre isoyetas mm	Área entre isoyetas	
		Río San José km ²	Qda. de Acha km ²
10	15	275.1	84.4
20	25	734.4	256.3
30	33	762.6	3.2
36			

Reemplazando en la expresión de K , se tiene que $K=0,171$

- Aplicación al caso en estudio

El análisis desarrollado por PRISMA considera que existe precipitación en toda la cuenca, sin embargo, esta condición no es efectiva ya que en general las estaciones pluviométricas existentes en la cuenca de Lluta no han controlado precipitación en forma simultánea.

No obstante lo anterior, el hecho de haber considerado el área total en ambas cuencas, supone que una disminución del área aportante debería afectarlas proporcionalmente manteniendo el valor de K , por tal motivo, para la estimación de las crecidas en la quebrada de Acha se adoptará el valor de K obtenido en el estudio de PRISMA de manera que se cumple la siguiente relación:

$$Q_A = 0.171 * Q_{SJ}$$

donde:

- Q_{SJ} = Crecida río San José.
- Q_A = Crecida quebrada Acha.

Evaluando la expresión anterior, se obtienen los caudales máximos instantáneos de distintos periodos de retorno, cuyas magnitudes se entregan en el Cuadro 8-27.

CUADRO 8-27
CAUDAL MÁXIMO INSTANTÁNEO
QUEBRADA DE ACHA

Años	Caudal (m ³ /s)	
	San José	Qda. de Acha
2	13	2
5	45	8
10	78	13
25	150	26
50	220	38
100	320	55

8.4.6 Caudales de Diseño

Los cálculos del río San José, corresponden al análisis de las estaciones fluviométricas aguas arriba de la confluencia con la quebrada de Acha. Al tramo del río San José aguas arriba de este punto, se le denomina San José Rural y la caracterización fluviométrica es la señalada anteriormente.

El tramo final del río San José, aguas abajo de la confluencia con la quebrada de Acha, se denomina San José Urbano. Dado que existen antecedentes que señalan que las crecidas de ambos cauces han coincidido, se considerará como caudal del río San José Urbano, la suma de los aportes de la quebrada de Acha y del río San José Rural.

Conforme a lo anterior y a los resultados obtenidos, en el Cuadro 8-28, se entrega el resumen de los caudales de diseño adoptados.

CUADRO 8-28
CAUDALES DE DISEÑO

Años	Caudal (m ³ /s)			
	Río Lluta	Río San José		Qda. de Acha
		Rural	Urbano	
2	25	13	15	2
5	43	45	53	8
10	65	78	91	13
25	210	150	176	26
50	415	220	258	38
100	600	320	375	55

En el caso del río Lluta, en que las distribuciones de Gumbel y Log Normal entregan resultados similares tanto para Lluta en Panamericana como Lluta en Tocontasi, se aplicó un criterio conservador y se optó por los caudales estimados en Lluta en Tocontasi obtenidos mediante la distribución de Gumbel ya que son los de magnitud mayor.

La situación del río San José difiere de la anterior ya que la distribución Log-Normal responde notoriamente de mejor forma a los registros históricos. Por tal motivo, se

adoptan como caudales de diseño los obtenidos mediante esta distribución a pesar que la distribución de Gumbel entrega caudales de mayor magnitud.

8.4.7 Comentarios Finales

El presente estudio se está realizando en forma simultánea con el proyecto de embalses en la 1ª Región, de responsabilidad de INGENDESA por encargo de la DOH.

Por lo anterior, es que se han mantenido reuniones de coordinación con dicha empresa de manera de coincidir en los lineamientos generales para el desarrollo de los estudios hidrológicos. En efecto, dentro de los acuerdos tomados se puede señalar las distribuciones de probabilidades a emplear: Log-Normal y Gumbel.

Por su parte, INGENDESA en su análisis del río Lluta unificó los datos de las estaciones Lluta en Alcérreca, Lluta en Tocontasi y Lluta en Panamericana en tanto, nuestro análisis consideró por separado Lluta en Tocontasi y Lluta en Panamerica.

En el caso de las crecidas del río Lluta para altos periodos de retorno (100, 200 y 1000 años), INGENDESA las estimó mediante el empleo del método del H.U. La estimación de la infiltración la realizó mediante el método de la curva número, para lo cual consideró tres curvas: 63, 65 y 67. Los resultados obtenidos se entregan en el Cuadro 8-29.

CUADRO 8-29
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS
HIDROGRAMA UNITARIO
RÍO LLUTA BAJO SOCOROMA

Curva Numero	Caudal máximo instantáneo		
	T=100 años	T=200 años	T=1000 años
63	385	570	1090
65	500	700	1340
67	620	840	1610

Fuente: INGENDESA

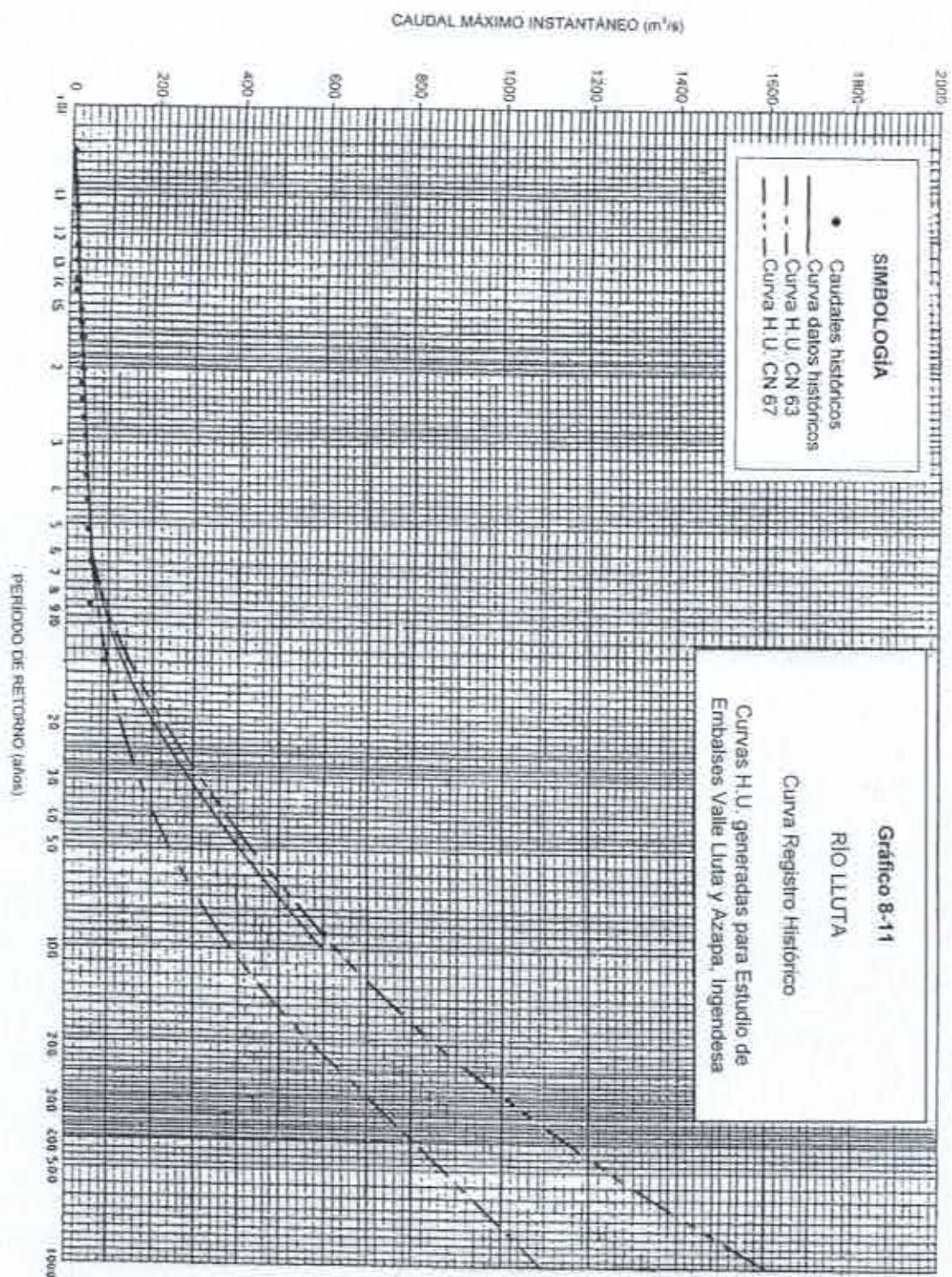
La crecida de 100 años de periodo de retorno, en nuestro caso, tiene asociado un caudal de 600 m³/s. Para dicho periodo de retorno, el estudio de INGENDESA señala que el caudal se encuentra entre los 385 m³/s y 620 m³/s, lo que confirma la validez de asociar un periodo de retorno de 100 años a la crecida observada el año 2001. En el Gráfico 8-11 se incorporan los datos de INGENDESA y se comparan con la curva del registro histórico, la que se ubica entre las crecidas de las curvas numero 63 y 67.

Es importante destacar que la estimación del caudal mediante el H.U. es muy sensible a la infiltración cuando las precipitaciones son de baja magnitud como es el caso en estudio, situación que se ve confirmada por los caudales presentados en el Cuadro 8-29. }

Finalmente, es posible señalar que en el caso del río Lluta, aguas abajo de Socoroma, el estudio citado determinó un caudal de 500 m³/s para un periodo de retorno de 100 años, a diferencia del presente estudio, que asigna un caudal de 600 m³/s para ese periodo de retorno. Sin embargo, debido a la sensibilidad del método a las condiciones de filtración se debe asociar un intervalo de confianza al cálculo de la crecida con el hidrograma

unitario, tal como lo expresa el cuadro anterior. En este sentido, se observa que el caudal adoptado por este estudio, $600 \text{ m}^3/\text{s}$, está dentro del rango de validez del cálculo realizado por Ingendesa, avalando las conclusiones de ambos estudios. Se destaca que debido a las características hidrológicas de la zona de estudio, la escasez de antecedentes y la irregularidad de las existentes, la diferencia de las conclusiones de ambos estudios son mínimas y admisibles.

Cabe destacar que la presente consultoría, más que asociar a la crecida de $600 \text{ m}^3/\text{s}$ un período de retorno de 100 años, considera que dicho evento posee un período de retorno no inferior a 100 años, y puesto que dentro de los registros fluviométricos y otros antecedentes históricos, éste ha sido el evento de mayor magnitud observado en el río Lluta, sin señalar sus efectos, y por lo tanto debe ser considerado como la máxima sollicitación a analizar.



IDENTIFICACIÓN DEL PATRÓN DE DRENAJE

Para la descripción del patrón de drenaje, se ha utilizado en forma conjunta la información recopilada en el estudio, especialmente en lo relativo al catastro y a las actividades de reconocimiento desarrolladas en terreno. Especial interés tiene en este trabajo, los antecedentes aportados por el evento de precipitación que se presentó en la ciudad de Arica durante el día 17 de marzo (en Anexo 9, se presenta la minuta de recopilación del evento).

Como simplificación de la descripción, el área de análisis ha sido dividido en subsectores homogéneos desde el punto de vista de las direcciones del escurrimiento de aguas lluvias, de puntos de control claramente identificables y características de escurrimiento homogéneas. La ciudad de Arica corresponde a una planicie de relleno fluvial extendido en la costa, en la que unen las desembocaduras de los ríos Lluta y San José. Presenta una topografía pareja en sentido paralelo a la costa, siendo la dirección dominante de escurrimiento desde el valle hacia el mar. Es producto de este relieve que en la zona de estudio no se pudo definir uno o varios puntos como punto de control del drenaje de la ciudad, sólo se pueden identificar zonas, situadas en el borde costero, y asociados a esas zonas se identifican las áreas aportantes. Por lo tanto, las áreas definidas para este análisis consideran las direcciones de los flujos y posibles puntos de salida. También se consideran subdivisiones de los sectores principales, ya que corresponden a formaciones que se diferencian de la división principal y que deben ser considerados en forma independiente.

En el caso de la ciudad de Arica, al igual que otras localidades del norte del país, no se cuenta con una red de drenaje de aguas lluvias bien definida y menos, una red de colectores destinados a este fin. De la recopilación de antecedentes y en particular del Catastro de Sumideros de la ciudad, se apreció que en toda la ciudad se contabilizan cerca de 60 sumideros, de los cuales aproximadamente 30 % está inoperante. Estos sumideros forman parte de una red unitaria: Aguas Servidas - Aguas Lluvias, los cuales no han sido construidos en forma planificada, más bien, buscan solucionar problemas puntuales detectados a lo largo de los años. Tal es el caso, que algunos responden a solucionar problemas reiterados de roturas de matrices de agua potable.

Puesto que los eventos de precipitación en la ciudad de Arica son de corta duración, baja intensidad y poca reiteración, es difícil recopilar mayores antecedentes respecto al flujo sobre las calles y la definición de vías principales de escurrimiento. Es por ello, que el patrón de drenaje aquí descrito y presentado en los planos correspondientes, conjuga principalmente el análisis de la topografía, recorrido acabado de la ciudad, entrevistas con habitantes del sector, recopilación de prensa e interpretación del fenómeno de escurrimiento propiamente tal.

En la Figura 9-1 se presenta la subdivisión en 10 sectores de drenaje de la ciudad de Arica. Para su nomenclatura, además de la numeración, se diferencian por Norte y Sur del río San José, y dentro de ello, en función del sector donde se ubica. Es así como se han definido los siguientes sectores de drenaje:

1. SC : Sur - Area Centro
2. SSJ : Sur - Ribera río San José
3. NSJ : Norte - Ribera río San José
4. NI : Norte - Barrio Industrial
5. SM : Sur - Urbanización camino al Morro
6. SE : Sur - Urbanización entorno extensión calle 21 de mayo
7. NP : Norte - Urbanización sector playa Chinchorro
8. NCH : Norte - Población Chinchorro
9. NE : Norte - Área de expansión
10. SFM : Sur - Falda Morro

El relieve de la ciudad de Arica acusa un desarrollo a desnivel, existiendo una terraza alta (entorno a la cota 60 m) que se desarrolla alrededor de la avenida Capitán Avalo y que gradualmente desciende hasta la altura de la avenida Alejandro Azolas, donde se alcanza la cota 30 m, aproximadamente. El desnivel anterior, se produce en forma muy pareja a lo largo de toda la ciudad, sin observarse mayores diferencias entre ambas riberas del río San José. No así, con el relieve hasta la Avda. Chile (cota 5 m), ya que en la ribera norte, el descenso, aunque con una pendiente mucho menor que en el tramo previo, se mantiene parejo a lo largo de la ciudad, sin embargo, en la ribera sur y correspondiente al sector céntrico de la ciudad, el relieve no respeta una tendencia gradual ni pareja, observándose calles de pendientes fuertes, así como calles de pendiente suave. En este sentido, el cambio de pendiente al alcanzar el límite costero es mucho más abrupto en la ribera sur del río San José.

Esta diferenciación, junto con el mayor grado de cobertura asfáltica y de techumbres en el área céntrico de Arica, sugieren que el sector 1 SC, posee una menor capacidad de filtración y por ende, menor capacidad de amortiguación del escurrimiento de aguas lluvias. En cambio, en los otros sectores, al tener menor pendiente y poseer una mayor extensión de terrenos sin cubierta impermeable, permite un mayor y mejor proceso de filtración, lo que se colabora con una menor presencia de problemas de inundación.

Otra particularidad del patrón de drenaje de la ciudad, es que producto del relieve y puesto que no existe red de colectores, no se puede definir un único punto de salida de las aguas lluvias o de control de los sectores. En general cada sector es independiente del otro, existiendo algún grado de flujo de uno a otro por las pendientes de las calles perpendiculares al río. El río San José no recibe un aporte hídrico significativo desde la ciudad, ya que, a excepción de las faldas de cerro, el escurrimiento resultante de los sectores es en sentido nor poniente, el mismo que sigue el río y que corresponde al sentido de descenso de la terraza marítima con depósito fluvial.

En la Figura 1-1 anterior, también se presentan las direcciones de drenaje de cada sector, en tanto, en la Figura 1-2, se observan las áreas con problemas de inundación. Estas puntos de problemas se han identificado con letras, con los cuales son referidos en el texto y cuya causa son explicadas.

FIGURA 9-1 SECTORES DE DRENAJE DE LA CIUDAD DE ARICA (autocad)

FIGURA 9-1 SECTORES DE DRENAJE DE LA CIUDAD DE ARICA (autocad)
- parte de atrás

FIGURA 1-2 SECTORES CON PROBLEMAS DE INUNDACIÓN EN LA
CIUDAD DE ARICA

Previo a la descripción de los sectores de drenaje, cabe destacar el hecho que el río San José, aunque atraviesa la ciudad de Arica por el sector de mayor densidad poblacional y de mayor escorrentia, no posee puntos de desagüe, ni descargas de aguas lluvias. En términos generales, el río San José no recibe aportes de la ciudad, sólo conduce las aguas aportadas por la cuenca alta del río y que no ha sido extraído para alimentar el canal Azapa. Es por ello que en la figura y plano, no se asocia ninguna superficie de drenaje al río San José. Similar caso se experimenta en el río Lluta, con la salvedad que aún no existe un desarrollo inmobiliario entorno al río, pues sigue estando excluido de la zona urbana. En el nuevo Plan Regulador se presentó la extensión de la zona urbana, el cual abarca ambas riberas del río Lluta.

El diagnóstico del drenaje urbano realizado en el presente acápite, se complementa con los capítulos siguientes, en la que se evalúa el comportamiento hidráulico de los ríos San José y Lluta.

En los Planos 1 a 7, Patrón de Drenaje de la Cuenca Urbana, escala 1:5.000, se presentan los sectores correspondientes al área urbana de la ciudad. Aquí también se gráfica el comportamiento hidráulico de los ríos San José y Lluta.

De lo observado en dichos planos, y lo expuesto más adelante respecto a cada sector, se concluye que en términos generales, la ciudad de Arica no presenta un problema agudo de drenaje, ni solicita medidas urgentes para mantener el normal comportamiento de la ciudad. Los problemas detectados son muy puntuales y responden a dos casos:

- i) Puntos de inundación o apozamiento, en los que producto de la topografía del sector, o inclusive pavimentos hundidos, en caso de lluvias actúan como zona colectoras que no tienen ningún medio para evacuar las aguas.
- ii) La parte baja de la ciudad, donde disminuye fuertemente la pendiente de terreno y que corresponde al final de los sectores de drenaje, reciben los aportes de éstos, los que llegan a mayor velocidad por varias vías de acceso. Sin embargo, la poca o nula pendiente de las Avdas. Chile, General Velásquez, Luis Bereta, además de los caminos costeros en general, resultan ideales para operar como zona de almacenamiento. Aunque se han dispuesto de varios sumideros en el sector, aparentemente no son suficientes para absorber el gasto líquido afluente a ellas.

Puesto que los episodios de anegamiento producidos por las precipitaciones, se producen en forma muy aislada, una o máximo 2 veces al año, y de duración de máximo 1 día, no se considera necesario disponer de una red de colectores separados que atienda este problema. Sin embargo, para procurar un mejor desarrollo de las actividades en la ciudad, y puesto que los problemas se han señalado ser muy puntuales, se deberá considerar la construcción de nuevos sumideros en los puntos bajos que se han detectado. Dichos sumideros, al igual que los ya existentes estarán conectados a la red de aguas servidas.

En relación a lo anterior, deberá ser parte de los criterios de diseño de las nuevas redes, la incorporación de los aportes de aguas lluvias para período de retorno

mínimo de 2 años, con verificación para 5 años. En el caso de los planes de desarrollo de la Empresa de Servicios Sanitarios de Tarapacá (ESSAT), si el aumento en la demanda o dotación indica necesario el reemplazo o refuerzo de algún colector o red, éste también deberá regirse por el criterio anterior, es decir, contabilizar en su operación los aportes pluviales.

Finalmente, antes de describir los distintos sectores de drenaje, se debe hacer mención que el principal problema que sufre la población de Arica producto de las precipitaciones, es la filtración en sus casas. Tal como se observa en el Anexo 1-1, los noticieros resaltaron el hecho que con la lluvia de 2 mm (asociada a un período de retorno de 5 años) registrada durante el día 17 de marzo del presente año, un gran sector de la población sufrió corte de luz y casa con paredes húmedas y con goteras. De hecho, se activó el sistema de repartición de plásticos para proteger la frágil techumbre de estas viviendas. Se observa, y es de esperar dada la poca recurrencia de las precipitaciones, que las casas más modestas no cuentan con una techumbre apropiada para soportar las lluvias de más de 4 horas de duración.

1.SC : Sur - Area Centro

Esta área corresponde al sector con más edificación y mayor cubierta asfáltica por unidad de superficie de la ciudad de Arica. Es por lo tanto, el sector con mayor rendimiento de flujo superficial en la ciudad.

Aquí se concentra el principal foco de actividad económica y de oficinas, en particular en la parte más baja. También se encuentran el Hospital de Arica, estadio Carlos Dittborn, oficinas regionales, municipales y oficinas de la armada. En el sector alto, se encuentran distintas urbanizaciones de viviendas de clase media y media alta.

El sector alto está definido por el estadio Carlos Dittborn, a la cota 44 m aproximadamente. De ahí, se desarrolla hacia abajo o hacia el mar, limitado al sur por el sector 5 SM y las faldas del cordón que da origen al Morro de Arica. Al norte, el sector colinda con el sector 2 SSJ por medio de las calles Larco Herrera y Lincoyán.

En el casco céntrico de la ciudad se concentran 36 sumideros, y de éstos, más del 85% se confina al cuadrante Avda. Chile - Yungay - Blanco Encalada - O'Higgins. Lo anterior es una señal que aquí se genera mayor escorrentía y que en este tramo final del sector, se acumula el agua drenada por este sector, que a su vez, recibe los aportes de los sectores 5 SM y 6 SE.

Otro elemento que destaca lo anterior, son los puntos problemáticos que se han detectado (Figura 1-2):

- A. Inundación del sector de las Avdas. Chile - Chacabuco
- B. Inundación de la Avda. General Velásquez entre Chacabuco - Juan Antonio Ríos
- C. Anegamiento del cruce O'Higgins - Baquedano
- D. Anegamiento del cruce O'Higgins - Gral. Lynch
- E. Inundación cruce Maipú - San Martín
- G. Posible inundación en la Avda. Máximo Lira entre Condell y Avda. Chacabuco

- K. Inundación Sargento Aldea - Anibal Pinto
- H. Posible anegamiento de la calle 18 de Septiembre, entre Vicuña Mackenna y Lautaro

Como se señaló previamente, el flujo principal del drenaje de todos los sectores en dirección al mar, sentido nor poniente. Todas las calles que bajan o se dirigen hacia el puerto, son vías de escurrimiento, recibiendo los aportes de las calles laterales que se dirigen hacia las calles Maipú y 18 de Septiembre. De hecho, estas dos calles resultan ser las avenidas principales de escurrimiento del sector 1 SC. También tiene incidencia en el drenaje del sector, la calle Chacabuco, que intercepta el flujo de las calles perpendiculares provenientes del norte.

Un análisis de la topografía y del posible escurrimiento sobre las calles, indican que las calles Maipú y 18 de Septiembre, actúan como una quebrada receptora de la cuenca que es el sector 1, cuyo inicio de cauce principal está en la calle Blanco Encalada.

2.SSJ : Sur - Ribera río San José

Area colindante por el sur con el sector 1 SC y 6 SE, limita al norte con el río San José. La parte alta del sector está definida por la ribera sur del río San José en la confluencia de la Quebrada de Acha, es decir, en el límite urbano de la ciudad, según el futuro Plan Regulador. Se aprecia una diferencia de más de 60 m de altura entre los extremos del sector.

Este sector, corresponde a una franja delgada paralela al río, y cuyo sentido de drenaje también es paralela al río. Debido a que el río San José en su trayecto urbano corresponde a un cauce de caja bien marcada y profunda, además que el relieve tiene pendiente contraria a la caja del río, prácticamente no hay descargas de aguas lluvias hacia este curso natural. Es decir, el río San José no opera como cuerpo colector de aguas lluvias.

Las calles por lo tanto son las vías de escurrimiento, en particular las que se dirigen al puerto. Las calles perpendiculares al río o al sentido del patrón de drenaje, no acusan pendientes importantes, es más, de la topografía se aprecia que estas calles son paralelas a las curvas de nivel. Por lo tanto, no se produce escurrimiento desde o hacia sectores vecinos.

Las vías principales de escurrimiento son las calles Juan Antonio Ríos e Independencia, siendo los tramos más significativos aquellos bajo la cota de la Avda. Santa María. Para drenar este sector se cuentan con 8 sumideros, los que se encuentran principalmente en la área baja, donde se han identificado puntos de inundación:

- B. Inundación de la Avda. General Velásquez entre Chacabuco - Juan Antonio Ríos
- F. Anegamiento del cruce de Avda. Santa María y Juan Antonio Ríos.
- I. Inundación cruce Jose Ignacio López y Caupolicán.
- J. Posible inundación de la Calle Sargento Aldea, entre las calles Juan Antonio Ríos y Rómulo Pena.

El rendimiento específico de escorrentia superficial de este sector es menor que el anterior, ya que corresponde principalmente a sector residencial, con un mayor

porcentaje de terreno destinada a jardines y parques. En este sector se encuentran tanto poblaciones de clase media a media baja, como barrios de casas temporales o de bajo presupuesto. En este sentido, hay muchos sectores con basurales y escombros, casas apegadas y por ende, poca superficie para filtración.

En el sector alto, entorno a la Avda. Capitán Avalo, hay sitios eriazos de gran extensión, además de la depresión de lo que antiguamente fue el curso del río San José.

3.NSJ : Norte - Ribera río San José

Franja que se desarrolla en forma paralela al río San José sobre su ribera norte o izquierda. En el sector alto, donde se alcanza cotas de 65 m, hasta la Avda. Santa María, a la cota 22 m, hay una clara presencia residencial, con casas de todo tipo. En general, la superficie de las propiedades son reducidas, tal que la edificación ocupa el máximo del espacio, por lo cual las casas se encuentran bastante próximas. Sin embargo, las calles son bastante amplias, con franjas de terreno destinados a jardín y pequeños parques. Además este sector se presenta más limpia y ordenada, existiendo facilidades para la filtración de las aguas lluvias.

El Sector 3 NSJ presenta una mejor capacidad de drenaje que los sectores anteriores, principalmente por tener menor coeficiente de escorrentía y menor pendiente de terreno, esto facilita el proceso de filtración y aumenta el tiempo de concentración, disminuyendo los efectos de acumulación de agua en la zona baja.

El patrón de drenaje de este sector es el mismo que de 2 SSJ, paralelo al río San José, sin puntos de descarga al río y escurrimiento de las calles principalmente en sentido a la costa. A medida que se desciende por el sector, disminuye el escurrimiento por las calles perpendiculares al río, ya que prácticamente se desarrollan en forma paralela a las curvas de nivel.

Las vías principales de escurrimiento también se han definido en la parte baja del sector. Ello se debe a que se concentra mayor volumen de agua y porque disminuye la pendiente y velocidad de escurrimiento, y hay un punto de descarga que lo compense. Esta vías corresponden a las Avdas. Diego Portales, Santa María y Gonzalo Cerda. El punto de salida principal se produce entorno al cruce de las Avdas. Diego Portales y Luis Beretta.

Se detectaron 11 sumideros, de ellos, 8 se concentran en el área de salida del sector de drenaje.

De los resultados de encuestas y del análisis topográfico se desprende que este sector es drenado en forma adecuada. Aparentemente, existe un equilibrio entre el rendimiento de escorrentía del sector, la capacidad de filtración de éste y la capacidad de desagüe de la salida.

Sólo se detectaron dos puntos problemático:

- M. Inundación de la Avda. Diego Portales entre Barros Arana - Alejandro Azolas.
- N. Inundación paso bajo nivel y cruce Tucapel - Diego Portales. Observado durante evento registrado el día lunes 17 de marzo del presente.

Dicha inundación, afecta el sector del terminal de buses de la ciudad y el terminal de la locomoción a Tacna. No afecta a áreas residenciales.

4.NI : Norte - Barrio Industrial

Este sector ubicada inmediatamente al norte del sector 3 NSJ, también se desarrolla en forma paralela al río San José.

En general se reproducen las mismas características del sector vecino, con la salvedad que su coeficiente de escorrentía es aún menor. Es decir, en esta área de drenaje el comportamiento ante eventos de lluvia, el caudal que llega a las calles y sus posibles efectos, son menores que en el sector 3 NSJ.

Lo anterior se fundamenta en que existe una gran extensión de superficie destinada a la industria y bodegaje, específicamente, desde la Avda. Alejandro Azolas hacia la Avda. Edmundo Pérez Zujovic. Ello resulta en una disminución del coeficiente de escorrentía.

Corroboración de ello, es que en este sector no se define claramente una salida o punto de descarga del drenaje, y sin embargo, sólo se detecta un punto de anegamiento:

O. Inundación de la Avda. Santa María entre Renato Rocca - David Girvar.

Claramente, el punto anterior se comporta como punto de salida del sector, sin embargo, para la extensión del sector referido, la superficie afectada es menor.

Las vías principales de drenaje son las Avdas. Santa María, Alejandro Azolas y Renato Rocca. En el sector costero no se han detectado puntos conflictivos, lo que es de esperar ya que corresponden a proyectos inmobiliarios que poseen grandes extensiones de jardín, donde se absorbe la escorrentía generada por sus edificios.

5.SM : Sur - Urbanización camino al Morro

Se separó esta urbanización del sector 1 SC, la cual recibe en su totalidad el caudal drenado a través de la calle Rafael Sotomayor (vía principal de escurrimiento), ya que posee características diferentes de topografía, de trazado de calles y tipos de construcción. Además, es un sector claramente delimitado y con un punto de control.

El potencial de escorrentía esperado del sector, es similar al del sector 2 SSJ, ya que distribución de uso de la superficie es similar. Sin embargo, al encontrarse en un relieve de pendiente fuerte, de tiempo de concentración reducido, el caudal máximo esperado en el punto de salida será mucho mayor que el esperado en otros sectores para una misma extensión de superficie.

Se contabilizan 2 sumideros, los que se encuentran en puntos bajos donde se apoza el agua. No responden a una necesidad de disminuir el caudal aportante del sector, sino, una solución a un problema topográfico, es decir, solucionar el problema que genera un punto bajo.

6.SE : Sur - Urbanización entorno extensión calle 21 de mayo

Otro sector ubicado en terrenos de fuerte pendiente y mayor cota, descarga sus aguas al sector 1 SC, por medio de la extensión de la calle 21 de mayo. Sus características son similares a los del sector 5 SM., con la diferencia que las calles no siguen un trazado cuadriculado y de calles rectas, si no más bien, calles curvas.

Debido a lo anterior, no se puede definir una vía principal de evacuación, ya que todas las calles aportan en el drenaje del sector. Sólo la calle 21 de mayo cumple este rol, ya que es el punto de salida.

De este mismo modo, es el único punto donde se ha detectado problemas de anegamiento. De hecho, producto de las lluvias de este año, esta calle, entre Alcalde Edmundo Aldea y Tucapel, sufrió inundaciones.

Este sector limita al norte con el sector 2 SSJ y con una depresión del relieve. La depresión corresponde a terreno eriazo que no recibe aportes de aguas lluvia de los terrenos cercanos. Al nor poniente limita con el sector 1 SC, el cual recibe las aguas drenadas.

7.NP : Norte - Urbanización sector playa Chinchorro

Se definió este sector, ya que se encuentra desconectado del resto de la zona, dividido por la Avda. Santa María, posee trazado de calles en todos los sentidos y se encuentra en terrenos de muy poca pendiente, en sector de desarrollo inmobiliario en la playa Chinchorro.

Se detectaron cuatro sumideros, ubicados en la costanera, aportan en el drenaje del sector. Sin embargo, no se espera un caudal importante en este sector, ya que estos proyectos inmobiliarios cuentan con extensiones importantes de jardín, donde se filtran las aguas lluvias interceptadas por los edificios.

También está afectado por el problema en la Avda. Santa María señalado en el punto N. Por su poca extensión y debido a que no se observa una salida clara de las aguas, no se puede definir una vía principal de escurrimiento.

Presenta el menor coeficiente de escorrentía entre los sectores urbanos, especialmente debido al tipo de construcción dominante, los que como se señalaron cuentan con jardines espaciosos, además de la poca pendiente que significa tiempo de concentración elevada.

8.NCh : Norte - Población Chinchorro

El último sector del área urbano actual. Corresponde al límite norte de la ciudad.

Este sector posee las mismas características de escorrentía que el sector 3 NSJ y 4 NI, ya que consiste principalmente en áreas urbanas de iguales cualidades a las anteriores.

Las calles poseen trazados en todos los sentidos y por ende, existen varias vías secundarias de escurrimiento. Sin embargo, la Avda. Santa María recibe todos estos aportes que se dirigen a la parte baja, transformándose en la vía principal del sector. La salida del sector no está del todo clara, ya que las calles al poniente de la avda. Santa María, no son muy anchas y la pendiente tampoco es muy pronunciada. Pese a ello, se estima que la calle Eiffel debe funcionar como vía de salida hasta los terrenos eriazos adyacentes a la playa.

La pendiente media del sector es mucho menor que en los sectores ubicados al sur de éste, lo que también influye en que el sector tenga una menor producción de gasto líquido que las otras áreas residenciales, pues se requiere un menor tiempo para concentrar todo el aporte pluvial.

9.NE : Norte - Área de expansión

Actualmente este sector corresponde a terrenos fuera del límite urbano. Sin embargo, en el nuevo Plan Regulador, que está a la espera de su aprobación, pasarán a ser parte de la zona urbana. Aquí se proyecta un desarrollo inmobiliario destinado al sector residencial. Hacia el norte de este sector, en los márgenes inmediatos del río Lluta, se establecerá una franja de restricción, tanto por razones ambientales como por ser zona de alto riesgo de inundación.

En la crecida del año 2001, el río Lluta definió un nuevo trazado, escurriendo por este sector de futura expansión, inundando inclusive hasta parte del sector 7 NP.

Debido a que actualmente sólo son pastizales y arbustos, y de suelo con alto contenido de arena, tienen una elevada capacidad de retención, por lo que, la precipitación directa sobre su superficie no generará escurrimiento. Es decir, por esta causa no se puede establecer un sentido de flujo. A ello se le debe sumar la poca pendiente del sector, lo que sólo corrobora lo anterior, no hay escurrimiento bajo las condiciones actuales.

No es así cuando se produce una crecida importante en el río Lluta, ya que para periodos de retorno elevados, más de 50 años, la sección transversal mejorada del río no tiene la capacidad para conducir. En tal caso, se produce el desborde del río, el cual puede perjudicar tanto a la ribera derecha como izquierda.

En caso futuro, se prevé que las características de las urbanizaciones serán similares a los del sector 8 NP, casas de clase media, en barrio bien ordenado, pero con poco jardín. La superficie permeable se restringirá a antejardín y parques. Por la poca pendiente, el aporte total del posible o posibles puntos de salidas serán reducidas, por lo que tampoco se pronostican problemas producidos por las lluvias. Si hay que tener presente los posibles desbordes del río Lluta (su análisis se abordará en el capítulo de hidráulica fluvial de los ríos Lluta y San José).

10.SFF : Sur- Faldeo Morro

Subcuenca que drena la ladera norte del Morro de Arica y parte del casco viejo de la ciudad hasta la calle San Marcos. No posee una definición clara de las vías de escurrimiento ya que el sentido dominante de flujo es en dirección al río San José, es decir,

en descenso desde las faldas del Morro. Por lo tanto, las lluvias que precipitan sobre la subcuenca 10.SFM fluyen hacia la subcuenca 1.SC.

Por último, se destaca que sólo se clasificaron y detallaron las áreas más relevantes del punto de vista del drenaje de la ciudad de Arica. En este contexto se excluyó toda la extensión de la ciudad que se encuentra al sur del Morro de Arica, camino a la planta pesquera. Es claro que este sector sólo corresponde a una franja angosta, y por lo tanto, para la magnitud de precipitación del sector, los efectos serán despreciables.

10. HIDRÁULICA FLUVIAL RÍOS LLUTA Y SAN JOSÉ

10.1 INTRODUCCIÓN

Uno de los temas importantes de este estudio se relaciona con el diagnóstico del comportamiento de los cauces de los ríos Lluta y San José, especialmente en la zona urbana de la ciudad de Arica.

Dada la poca precipitación de la zona de estudio, se puede señalar que los problemas de inundación de la ciudad de Arica, se deben principalmente a los desbordes de estos ríos producto de las crecidas generadas por las lluvias altiplánicas (precipitaciones en la zona alta de cada cuenca). Se debe tener presente en este análisis, que tanto el río Lluta, como el río San José, han presentado un sólo año con desbordes y daños de importancia, es decir, en cerca de 90 años de información, sólo se ha contabilizado un fenómeno de inundación y erosión de riberas con graves consecuencias a la seguridad y economía de la región.

El año 2001 en el río Lluta, con la pérdida de los puentes viales y de ferrocarril identificados en la recopilación de antecedentes y en 1973 en el río San José, en la que se derrumbó una pasarela y obstaculizó el flujo bajo el puente Pedro Aguirre Cerda, con el consecuente desborde del río en el sector de Saucache. Este río para la misma crecida, también se desbordó hacia el campus universitario y Hotel El Paso debido a la baja altura de los puentes de ferrocarril a Tacna y La Paz.

Conforme con lo anterior, se ha realizado un primer diagnóstico de los problemas fluviales de los cauces, dentro del área urbana de los ríos Lluta, San José y la quebrada de Acha, definiendo e identificando áreas propensas a inundaciones por falta de capacidad en los cauces. También se realiza un análisis de las velocidades y su relación con la estabilidad de los taludes del cauce.

10.2 MÉTODO DE MODELACIÓN

Para calcular el eje hidráulico en cauces naturales, con singularidades y regímenes simples o mixtos, se ha utilizado el programa HEC RAS en su versión 3.01 (2001), cuyo uso se ha estandarizado en Estados Unidos y se ha generalizado también en nuestro país.

El programa HEC-RAS se desenvuelve en ambiente Windows y cuenta con una interfase gráfica, que facilita el ingreso de los datos necesarios para su utilización.

Este programa utiliza un método de cálculo denominado "Método de Paso Estándar" (Standard Step Method), que se ha perfeccionado para el cálculo del eje hidráulico en cauces naturales, de secciones irregulares, en la que la distribución de velocidades puede variar de una ribera a la otra en una misma sección transversal. El algoritmo considera que la altura de agua no es independiente de la distancia entre dos secciones, por lo que el método calcula todos los parámetros entre dos secciones (a distancia conocida) en función de la altura de agua, y luego en forma iterativa (aproximaciones sucesivas) se determina la altura de agua en una sección dada, conocida dicha altura en una sección contigua.

El procedimiento general seguido para definir los ejes hidráulicos señalados, consistió en:

- Obtención de los datos básicos: secciones transversales, distancia entre ellas y coeficientes de rugosidad.
- Definición teórica del problema a estudiar: determinación del tipo de escurrimiento y fijación de parámetros hidráulicos de las secciones y de las singularidades existentes.
- Cálculo de los Ejes Hidráulicos para diferentes caudales.

a) Obtención de los Datos

La geometría y características de los cauces se obtienen de la cartografía entregada y de los trabajos topográficos realizados para este estudio. Los datos requeridos son:

- Perfiles transversales perpendiculares al eje principal del cauce. Información de distancia y cota, y coordenadas del inicio y término de cada perfil (perfiles georeferenciados).
- Perfil longitudinal del eje, correspondiente a la unión de los puntos con las cota más baja de cada perfil transversal. Se ingresa información de distancia y cota, con coordenadas de la intersección con el perfil transversal.
- Geometría de singularidades (puentes, alcantarillas, gradas, etc.).
- Un perfil transversal en la sección de cada singularidad, y dos más a 10 m de la singularidad hacia ambas direcciones del cauce (aguas arriba y aguas abajo).
- Caudal de diseño asociado a cada período de retorno a evaluar, y por punto de aporte. Este dato resulta del estudio hidrológico de las cuencas aportantes.
- Coeficiente de rugosidad de Manning, a partir de antecedentes recopilados, visita a terreno, fotos y literatura especializada. La selección del coeficiente de rugosidad de Manning asociado a cada perfil definido a lo largo del cauce se determinó de acuerdo al método de Cowan, considerando la siguiente expresión para n:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m_5$$

Donde:

n_0	:	coeficiente de rugosidad base
n_1	:	grado de irregularidad de la sección
n_2	:	variación de la sección
n_3	:	efecto de obstrucciones
n_4	:	densidad de vegetación
m_5	:	frecuencia de meandros

b) Definición Teórica del Problema a Estudiar

El presente punto b), corresponde al "Método de Modelación" empleado para el cálculo del eje hidráulico de los cauces estudiados, por lo que a continuación se explican los algoritmos en forma genérica y sin especificar un caso particular, abordando todos los escenarios posibles y teorías empleadas en el cálculo del eje hidráulico. Es así como, en caso de existir alguna singularidad importante, el programa selecciona el método de cálculo apropiado dependiendo del caudal, características hidráulicas, régimen de flujo, entre otros.

Ecuaciones para cálculos del eje hidráulico

Como se ha indicado, en este caso se utilizó el método de paso estándar (Standard Step Method), en el que los niveles de agua son calculados desde una sección a otra resolviendo la ecuación de energía en forma iterativa:

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (1)$$

Con:

- Y_1, Y_2 = Profundidad de agua en cada una de las secciones transversales.
- Z_1, Z_2 = Cota de fondo de las secciones transversales.
- V_1, V_2 = Velocidades promedio en las secciones transversales.
- α_1, α_2 = Coeficiente de distribución de velocidades de Coriolis.
- g = Aceleración de gravitación terrestre.
- h_e = Pérdida de carga.

La pérdida de carga (h_e) entre dos secciones es evaluada como pérdida friccional más la pérdida por contracción o expansión (pérdidas singulares). La ecuación para la pérdida de carga es la siguiente:

$$h_e = \langle J \rangle \cdot L + C \cdot \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

Donde:

- L = Distancia entre secciones transversales.
- $\langle J \rangle$ = Pendiente de la pérdida de carga entre las dos secciones transversales.
- C = Coeficiente de contracción o de expansión

Los coeficientes de contracción y expansión dependen de la naturaleza de la transición. En general, a lo largo de un cauce natural, las transiciones o cambios geométricos son graduales, por lo que no se incurre en altas pérdidas, sin embargo en la zona de los puentes, se producen cambios de secciones (contracción y ensanche) bruscos. Según la literatura, se recomienda para transiciones graduales, un coeficiente de expansión de 0,3 y de contracción de 0,1. En los puentes, estos valores ascienden a 0,5 para expansión y a 0,3 para contracción.

Originalmente, se consideró el promedio aritmético para calcular la pendiente de pérdida de carga entre dos secciones. Sin embargo, al examinar los resultados, se observaron algunas anomalías menores, que terminaron atribuyéndose a este concepto. Se optó entonces por utilizar el promedio de factores de conductividad K (Ecuación 3), que en los casos detectados define mejor la condición media, ya que disminuye la ponderación que tienen los valores extremos:

$$\langle J \rangle = \left(\frac{2Q}{K_1 + K_2} \right)^2 \quad \text{con } K_i = \frac{R_i^{2/3}}{n} A_i \quad (3)$$

En las expresiones anteriores, J (pendiente de la línea de energía), en cada sección, se calcula según la ecuación de Manning, cuya expresión es:

$$Q = \frac{\sqrt{J}}{n} R^{2/3} A \quad (4)$$

El proceso iterativo para determinar la altura de agua a partir de las ecuaciones (1) y (2), consiste en:

- i. Asumir una cota de superficie libre en la sección aguas arriba (o aguas abajo si se está calculando un eje supercrítico).
- ii. En base a la cota de superficie libre considerada, se determina la altura de velocidad y pendiente de pérdida.
- iii. Con estos valores se determina la pendiente de pérdida de carga promedio ($\langle J \rangle$) entre las dos secciones.
- iv. Con los anteriores se resuelve la ecuación (1) para determinar la cota de superficie libre.
- v. Se compara el valor obtenido del cálculo con el considerado en el paso (i). Se repiten los pasos (i) a (v) hasta alcanzar una precisión aceptable ($e < 0,003$ m).

El valor a utilizar en la nueva iteración se obtiene mediante el método de la secante, en la que se proyecta la tasa de cambio de la diferencia entre valor calculado y el supuesto.

Cálculos hidráulicos a través de un puente

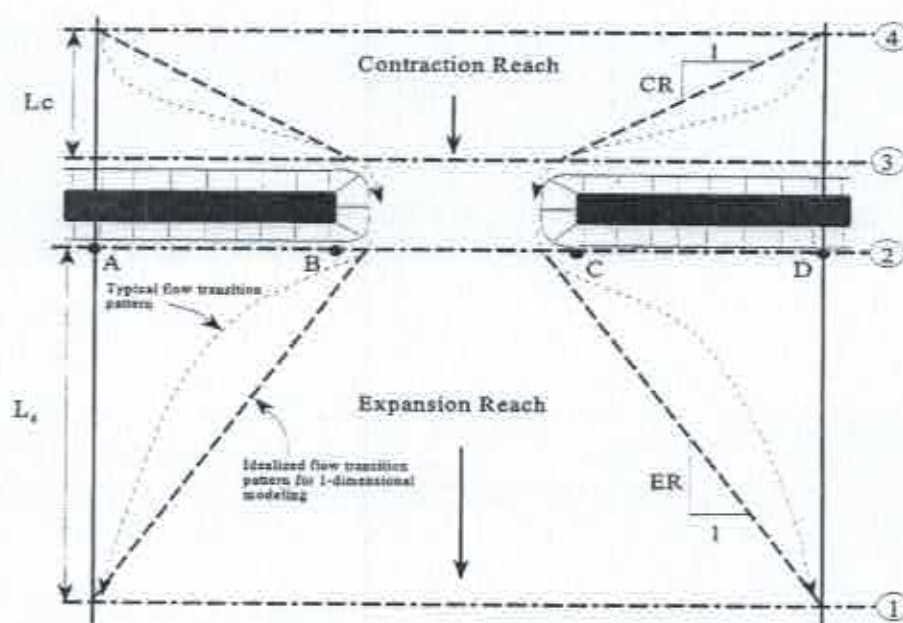
El cálculo de pérdida de energía causada por el puente, considera tres sectores de flujo en la que dominan fuerzas distintas. Estos sectores se aprecian en la Figura 10.2-1. La primera parte comprende las pérdidas que ocurren inmediatamente aguas abajo de la estructura donde toma lugar generalmente la expansión de flujo (entre las secciones 1 y 2). La segunda parte se debe a las pérdidas en la estructura flujo (entre las secciones 2 y 3) y puede ser modelada por diferentes métodos. La tercera parte consiste en las pérdidas que se desarrollan inmediatamente aguas arriba de la estructura donde el flujo generalmente se contrae (entre las secciones 3 y 4).

Por lo tanto, para definir adecuadamente las variables que describen el flujo a través de un puente, se deben establecer las cuatro secciones que limitan los sectores indicados.

Las secciones 2 y 3 corresponden respectivamente, a la geometría del cauce inmediatamente aguas abajo y aguas arriba del puente.

La sección 1 se debe ubicar a una distancia tal que se asegure que el flujo se produzca en la totalidad del cauce y no existan zonas de vórtices o remolinos. Es decir, es la sección aguas abajo del puente donde se termina el proceso de expansión del gasto al salir de la sección reducida del puente y por ende, es independiente de la estructura del puente. Existen varios criterios para determinar la distancia L_e (según Figura 10.2-1), cuya validez depende de los datos utilizados y de la trayectoria del río, por lo que corresponde a un análisis detenido para cada puente del estudio.

FIGURA 10.2-1
ESQUEMA UBICACIÓN DE SECCIONES PARA MODELACIÓN DE PUENTES



Por otro lado, la sección 4 corresponde al inicio del paso del flujo por la zona influenciada por el puente. Aquí el flujo es paralelo y la sección en su totalidad es efectiva. Esta se ubica a una menor distancia del puente que la sección 1, ya que las contracciones ocurren en forma más rápida. De igual forma, existen distintas metodologías para el cálculo de la distancia L_c (Figura 10.2-1), cuya aplicación se debe realizar detenidamente al analizar cada puente.

A medida que se eleva la superficie de agua, las condiciones del flujo varían, así como también el nivel de obstrucción de la estructura del puente. Por lo que, para una solicitud dada, el flujo es de canal abierto, mientras que para otra, el puente actúa como vertedero. Dado que la condición de cálculo dependerá del caudal o periodo de retorno de análisis, el modelo de cálculo debe considerar todas las condiciones posibles de flujo, en

especial para la realización del diagnóstico de la situación actual, en la cual se debe verificar el comportamiento hidráulico de los cauces y las obras.

En el caso en que se considera como canal abierto, el análisis del eje hidráulico es el mismo que el realizado entre secciones naturales del cauce (explicado previamente). Sin embargo, cuando el nivel de agua alcanza la cota inferior del puente, la física de la obstrucción varía y su estudio dependerá del grado de sumergencia en la entrada del puente.

Por lo tanto, el análisis del eje hidráulico para los casos en que la altura de agua supera la altura de entrada en los puentes, debe considerarse como un canal que entra a presión o inclusive, como canal con vertedero. Acorde a la literatura especializada, el flujo en estas condiciones se puede discretizar en tres etapas: Primera etapa en que inicia el contacto del agua con la estructura del puente (sólo entra en presión un segmento del puente), Segunda etapa en que el puente en toda su longitud entra en presión y finalmente, Tercera etapa en la que el nivel de agua sobrepasa la cota máxima del puente, fluyendo sobre su cubierta. Cada una de las anteriores, se puede expresar mediante ecuaciones empíricas como se señala a continuación.

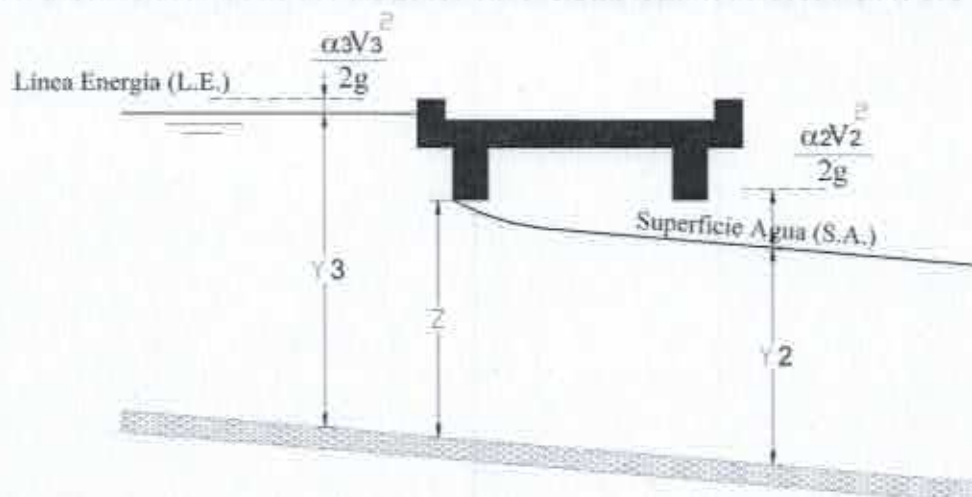
(i) Flujo tipo compuerta con apertura inferior

Cuando sólo la sección aguas arriba del puente está en contacto con el agua, se produce el mismo fenómeno de las compuertas con apertura inferior (Figura 10.2-2). En tal caso se aplica la siguiente ecuación;

$$Q = C_d A_{BU} \sqrt{2g \left(Y_3 - Z + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right)} \quad (5)$$

Donde: Q = Caudal Total a través del puente
 C_d = Coeficiente de descarga para flujo a presión
 A_{BU} = Área neta de flujo bajo el puente en la sección aguas arriba
 Y_3 = Altura de agua en la sección 3.
 Z = Altura máxima libre bajo el puente en la sección aguas arriba

FIGURA 10.2-2
PUENTE CON FLUJO A PRESION TIPO COMPUERTA CON APERTURA INFERIOR



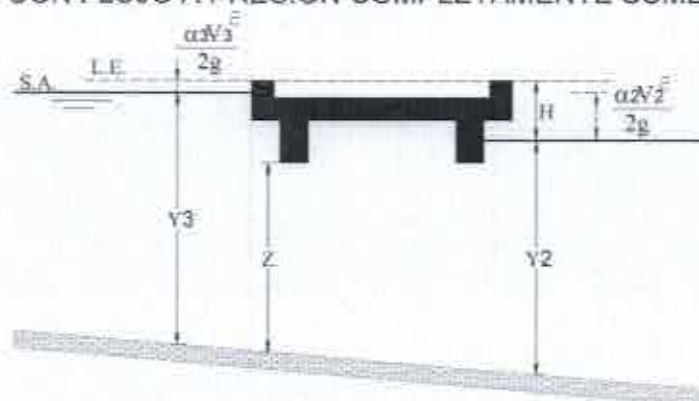
(ii) Flujo a presión

Una vez superado el nivel descrito anteriormente, la sección de flujo del puente en toda su longitud, entra en presión. Es decir, tanto la entrada como salida del puente se encuentran sumergidas (Figura 10.2-3), cuyo flujo se describe con la ecuación de flujo completo por orificio.

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (6)$$

- Donde: C = Coeficiente de descarga para un flujo completamente sumergido a presión (0,7 – 0,9)
A = Área neta de flujo bajo el puente
H = Diferencia entre el nivel de energía aguas arriba y la cota de la superficie libre aguas abajo

FIGURA 10.2-3
PUENTE CON FLUJO A PRESION COMPLETAMENTE SUMERGIDO



(iii) Flujo tipo vertedero

Cuando la altura de agua supera la cubierta del puente y fluye sobre este (Figura 10.2-4), el eje hidráulico se estima mediante la ecuación de vertedero.

$$Q = CLH^{3/2} \quad (7)$$

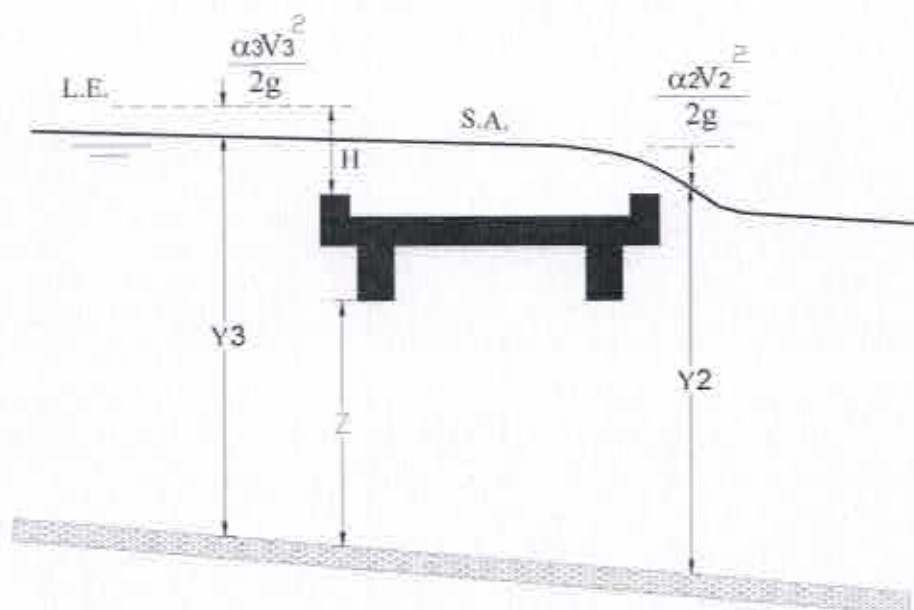
- Donde: C = Coeficiente de descarga para un flujo de vertedero
L = Longitud efectiva del vertedero
H = Diferencia entre el nivel de energía aguas arriba y la cota máxima de la cubierta del puente.

El valor del coeficiente de descarga varía dependiendo del tipo de vertedero y el grado de sumergencia aguas abajo. También se debe considerar el nivel de obstrucción causado por la geometría del puente y materiales sobre éste, además del acercamiento del camino al puente (en caso de que también exista flujo sobre el camino). El valor del coeficiente disminuye a medida que las obstrucciones aumentan. Dada la naturaleza del sector donde se ubican los puentes y la poca información experimental existente, se considera un valor

conservador de $C = 1,44$.

Además, si existe influencia de aguas abajo, el coeficiente de gasto debe ser modificado. Es decir, si la caída de vertedero comienza a sumergirse, la capacidad de gasto del vertedero disminuye y por ende, el coeficiente asociado debe ser reducido. Para ello se considera el factor de corrección para vertederos trapezoidales ("Hydraulics of Bridge Waterway", Bradley, 1978), el cual está en función del porcentaje de sumergencia (relación entre la altura de agua sobre la cota mínima de vertedero en el lado aguas abajo (sección 2) y la altura de energía sobre la cota mínima de vertedero en el extremo de aguas arriba (sección 3)). Este factor de corrección se incorpora a partir de porcentajes superiores a 76%. Se recomienda el uso de esta expresión hasta una sumergencia de 95%, ya que posterior a ello, se pierde la característica de vertedero y el flujo es mejor expresado mediante métodos teóricos.

FIGURA 10.2-4
PUENTE CON FLUJO TIPO VERTEDERO



Se destaca que los casos anteriores también pueden ser evaluados considerando el concepto de energía; sin embargo se realizaron varias pruebas de comparación de los métodos: Energía y Ecuaciones de Gasto, y su aplicación al caso estudiado. En términos generales, ambos entregan resultados aceptables y similares, sin embargo considerando las limitaciones y rango de validez de las expresiones de gasto (ecuaciones 5, 6 y 7), se ha recomendado el uso del método de energía para la etapa inicial en que el agua entra en contacto con el puente. Se considera como etapa inicial del proceso en que el flujo entra a presión, hasta que la altura de agua en la sección de aguas arriba supera en un 10% la altura de entrada bajo el puente. Es decir, acorde a nomenclatura expuesta, la etapa inicial se mantiene hasta que $Y_3/Z = 1,1$.

En tal caso, la obstrucción causada por el puente, se contabiliza restando la superficie de flujo y aumentando el perímetro mojado acorde a la geometría del puente.

c) Cálculo del Eje Hidráulico

Antecedentes generales para el Cálculo

Para el desarrollo de los cálculos, se ha contado con los antecedentes topográficos elaborados durante la primera etapa de esta consultoría, los que se refieren a los siguientes tramos de los cauces naturales, correspondientes a la zona urbana de Arica:

- Río Lluta: Km. 0 al Km. 5,50
- Río San José: Km. 0 al Km. 6,90
- Quebrada de Acha: Km. 0 al Km. 2,05

En conjunto con la información topográfica, se dispone de todos los antecedentes definidos en las Fichas de Reconocimiento de los cauces, en la I Etapa del estudio, donde se definieron tramos homogéneos, y en las que se incluyeron descripciones y observaciones del estado en que se encuentran los cauces. Estos antecedentes han sido utilizados en la definición de los métodos de cálculo y en la determinación de los coeficientes de rugosidad para cada uno de los tramos identificados para realizar el análisis hidráulico.

Los caudales utilizados en este primer análisis han sido los correspondientes a los siguientes periodos de retorno: 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años.

Cálculo Hidráulico

Para realizar los cálculos hidráulicos en los cauces, es necesario definir el tipo de escurrimiento que se espera tener en cada uno de los casos en estudio. Por este motivo, se deben definir las condiciones de bordes requeridas, ya sea con control por aguas abajo (régimen de río o subcrítico), o control por aguas arriba (régimen de torrente o supercrítico), o régimen mixto, en cuyo caso es el programa el que analiza en cada etapa del cálculo cual es el tipo de control adecuado.

Parea ambos cauces, en forma preliminar se realizó el cálculo para cada uno de los tres tipos de condiciones de borde. Cabe destacar que en algunos casos, se producen diferencias muy importantes de resultados entre cada una de las tres condiciones, y en tal caso, se debe analizar detenidamente la información utilizada y los cálculos entregados, con la finalidad de determinar cual es la condición que mejor representa el comportamiento hidráulico en ese sector. Sin embargo, la pendiente y fondo uniforme de los cauces, no producen condiciones desfavorables para el análisis, ya que no se detectaron diferencias de relevancia entre ellos. Así, para el caso de tener control por aguas abajo, se usó el nivel de mareas determinado en la primera etapa del estudio, con un nivel máximo en pleamar de 0,99 msnmm en la zona de la desembocadura; para el caso de tener control por aguas arriba se supuso altura crítica en la primera sección del cauce considerado; en el caso de régimen mixto es el programa el que fija las condiciones de borde.

El análisis preliminar indicado anteriormente, es una fase de trabajo, cuyo único objetivo es permitir apreciar que tipo de régimen hidráulico impera en los cauces y así definir la mejor modalidad de cálculo del eje hidráulico, equivaliendo a un proceso de calibración.

Analizados los resultados obtenidos en esta etapa de prueba, y comparando los valores obtenidos, se adoptó el sistema de cálculo mixto, en el cual da resultados más aproximados a los que se pueden esperar en este tipo de escurrimientos con tramos en los

cuales el escurrimiento es muy cercano a la crisis, es decir con números de Froude muy próximos a uno.

Por tratarse de un análisis inicial, en primera instancia el escurrimiento ha sido modelado utilizando "barandas" en los extremos de los perfiles topográficos. Posteriormente se analizaron perfil por perfil: los niveles de agua y las secciones bajo agua, evaluando que no se presenten anomalías de escurrimiento y que la "mancha de agua" sea continua, es decir, se verificó que el modelo no considere islas de inundación. De este modo, se ajustaron las barandas para cada perfil y periodo de retorno.

Tal como se señaló anteriormente los coeficientes de rugosidad en los cauces fueron determinados por tramos, asignado los valores en función de los antecedentes contenidos en las Fichas de Reconocimiento de los cauces. Los resultados obtenidos son los siguientes:

Se empleó la metodología de Cowan (descrito anteriormente), además de considerar los antecedentes proporcionados por la literatura especializada, en la que definen coeficientes de rugosidad de Manning en función de fotografías y caracterización del lecho, para finalmente adoptar un valor promedio. Los coeficientes de rugosidad de las riberas de inundación se definieron a partir del último.

En el siguiente cuadro se resume la metodología de Cowan, indicándose las variables consideradas, su clasificación y rango de valores recomendados, a partir de lo cual se determinaron los coeficientes de rugosidad de los cauces estudiados.

CUADRO 10.2-1
VALORES RECOMENDADOS POR MÉTODO DE COWAN

n_0 : Coeficiente de Rugosidad Base (material)	Tierra 0,020	Grava Fina 0,024	Grava Gruesa 0,028	Roca 0,025
n_1 : Grado de Irregularidad del Cauce	Suave 0,000	Menor 0,005	Moderado 0,010	Severo 0,020
n_2 : Variación de la Sección	Gradual 0,000	Ocasionalmente alternante 0,005	Frecuentemente alternante 0,010 - 0,015	
n_3 : Efectos relativos de Obstrucciones	Insignificante 0,000	Menor 0,010 - 0,015	Apreciable 0,020 - 0,030	Severo 0,040 - 0,060
n_4 : Densidad Vegetacional	Baja 0,005 - 0,010	Media 0,010 - 0,025	Alta 0,025 - 0,050	Muy Alta 0,050 - 0,100
m_5 : Frecuencia de meandros		Menor 1,000	Apreciable 1,150	Severo 1,300

Los coeficientes de rugosidad de cada tramo de ambos cauces, se calcularon considerando la clasificación y recomendación anterior. En el Cuadro 10.2-2 se resumen las características del río Lluta y lo mismo se realiza para el río San José en el Cuadro 10.2-6.

CUADRO 10.2-2
RESUMEN CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE PRINCIPAL DEL RÍO LLUTA
(basado en las fichas del reconocimiento de terreno)

VARIABLE	TRAMO			
	0	1	2	3
n_0 : Coeficiente de Rugosidad Base (material)	Grava Fina	Grava Fina y Tierra	Grava Fina y Tierra	Grava Fina y Tierra
n_1 : Grado de Irregularidad del Cauce	Menor	Menor	Menor	Moderado
n_2 : Variación de la Sección	Gradual	Gradual	Gradual	Gradual
n_3 : Efectos relativos de Obstrucciones	Insignificante	Apreciable	Insignificante	Apreciable
n_4 : Densidad Vegetacional	Baja	Media	Baja	Baja
m_5 : Frecuencia de meandros	Mínimo	Menor	Menor	Apreciable

El río Lluta, desde el tramo 0 al 3, se caracteriza por tener un trazado relativamente regular, con poca vegetación, compuesto por material fluvial bien graduado y sección de escurrimiento confinado desde el km 1,5 hacia arriba.

CUADRO 10.2-3
VALORES RECOMENDADOS POR MÉTODO DE COWAN

n_0 : Coeficiente de Rugosidad Base (material)	Tierra	Grava Fina	Grava Gruesa	Roca
n_1 : Grado de Irregularidad del Cauce	Suave	Menor	Moderado	Severo
n_2 : Variación de la Sección	Gradual	Ocasionalmente alternante	Frecuentemente alternante	
n_3 : Efectos relativos de Obstrucciones	Insignificante	Menor	Apreciable	Severo
n_4 : Densidad Vegetacional	Baja	Media	Alta	Muy Alta
m_5 : Frecuencia de meandros	Mínimo	Menor	Apreciable	Severo

CUADRO 10.2-4
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD EN CAUCE PRINCIPAL
RÍO LLUTA - TRAMO URBANO

Tramo	Perfiles	n_0	n_1	n_2	n_3	n_4	m_5	n
0	1-12	0,022	0,005	0,000	0,001	0,002	1	0,030
1	13-21	0,022	0,005	0,000	0,003	0,003	1	0,033
2	22-54	0,025	0,005	0,005	0,005	0,003	1	0,043
3	55-83	0,025	0,005	0,000	0,010	0,003	1,050	0,045

CUADRO 10.2-5
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DEFINITIVOS EN CAJA PRINCIPAL
Y PLANICIES DE INUNDACIÓN
RÍO LLUTA

Tramo	Perfiles	Caja Principal			Ribera	
		n	N'	<n>	Derecha	Izquierda
0	1-12	0,030	0,031	0,030	0,038	0,038
1	13-21	0,033	0,031	0,033	0,041	0,041
2	22-54	0,043	0,043	0,043	0,050	0,050
3	55-83	0,045	0,045	0,045	0,050	0,050

n : Coeficiente de rugosidad según Cuadro 3.3.1-1
n' : Coeficiente de rugosidad según literatura
<n> : Coeficiente de rugosidad adoptado

Las condiciones de flujo en las riberas del río San José, también difieren de las del río Lluta, en particular por la mayor población y actividad agrícola existente.

CUADRO 10.2-6
RESUMEN CARACTERÍSTICAS DEL CAUCE PRINCIPAL DEL RÍO SAN JOSE
(basado en las fichas del reconocimiento de terreno)

VARIABLE	TRAMO					
	0	1	2	3	4	5
n ₀ : Coeficiente de Rugosidad Base	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina	Grava Gruesa y Roca
n ₁ : Grado de Irregular. del Cauce	Menor	Severo	Severo	Severo	Menor	Moderado
n ₂ : Variación de la Sección	Gradual	Frecuentemente Alternante	Frecuentemente Alternante	Frecuentemente Alternante	Frecuentemente Alternante	Ocasionalmente Alternante
n ₃ : Efectos relativos de Obstrucciones	Apreciable	Apreciable	Severo	Severo	Apreciable	Severo
n ₄ : Densidad Vegetacional	Baja	Alta	Media	Baja	Baja	Baja
m ₅ : Frecuencia de meandros	Menor	Menor	Menor	Menor	Apreciable	Menor

VARIABLE	TRAMO				
	6	7	8	9	9a
n ₀ : Coeficiente de Rugosidad Base	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina y Gruesa	Grava Fina
n ₁ : Grado de Irregular. del Cauce	Suave	Moderado	Severo	Moderado	Menor
n ₂ : Variación de la Sección	Gradual	Ocasionalmente Alternante	Frecuentemente Alternante	Ocasionalmente Alternante	Frecuentemente Alternante
n ₃ : Efectos relativos de Obstrucciones	Insignificante	Apreciable	Severo	Severo	Insignificante
n ₄ : Densidad Vegetacional	Baja	Alta	Media	Alta	Baja
m ₅ : Frecuencia de meandros	Mínimo	Menor	Menor	Menor	Menor

El tramo 0 del río San José, corresponde a la desembocadura, trazado regular.

0,194

0,044 10-12

0,024
0,010
0,005
0,060

0,194

con varias obras de protección de taludes y puentes de ferrocarril que obstaculizan el cauce (cepas y baja altura). Material fluvial bien graduado, poca vegetación. Sección ancho

El tramo 1, posee un trazado irregular con bastante vegetación, y secciones transversales irregulares. Existe planicie de inundación. De ahí hacia aguas arriba (tramos 2 a 4), el cauce sigue con trazado irregular, pero con menos vegetación y encajonado o confinado. Los taludes en la sección encajonada son bastante verticales.

Tramo 5, trazado regular, con fondo muy rugoso (bolones mayores a 1,0 m), cauce confinado por taludes y construcción. Material de fondo muy mal graduado.

Tramos 6 a 8, por su parte, continúa en sección confinada, trazado regular y taludes suaves. Material fluvial bien graduado (con fino).

Tramo 9 y 9a. Sección con caja ancha, sección irregular y fuerte intervención de areneros. Material del cauce, grava fina y gruesa. Sector de confluencia con Qda. de Acha, la cual se caracteriza por el mayor contenido de fino en su cauce.

CUADRO 10.2-7
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD EN CAUCE PRINCIPAL
RÍO SAN JOSÉ - TRAMO URBANO

Tramo	Perfiles	n_0	n_1	n_2	N_3	n_4	m_5	n
0	1 - 11	0,025	0,005	0,002	0,003	0,006	1,00	0,0410
1	12 - 19	0,025	0,008	0,010	0,014	0,005	1,05	0,0651
2	20 - 26	0,022	0,016	0,010	0,002	0,008	1,00	0,0580
3	27 - 41	0,022	0,018	0,014	0,013	0,005	1,00	0,0720
4	42 - 64	0,022	0,005	0,008	0,025	0,007	1,10	0,0737
5	65 - 76	0,028	0,010	0,005	0,032	0,005	1,00	0,0800
6	77 - 98	0,027	0,003	0,003	0,006	0,008	1,00	0,0470
7	99 - 105	0,024	0,010	0,005	0,018	0,010	1,00	0,0670
8	106 - 113	0,024	0,018	0,010	0,038	0,010	1,05	0,1050
9	114, 140 - 145	0,022	0,017	0,005	0,035	0,020	1,00	0,0990
9a abajo	114 a 131	0,021	0,005	0,015	0,018	0,005	1,06	0,0678
9a arriba	132 - 139	0,021	0,005	0,005	0,005	0,000	1,00	0,0360

Nota: Los tramos 9a arriba y abajo, corresponden a la Quebrada de Acha.

En el caso particular del río San José en el sector urbano, los coeficientes de rugosidad obtenidos por el método señalado resultaron bastante elevados. Ello se explica en parte por los efectos de las constantes variaciones de los tramos, tanto en geometría, como en condiciones de escurrimiento. Sin embargo, a modo de verificación, se contrastaron los valores anteriores con coeficientes obtenidos de la literatura para cauces existentes con su caja completamente inundada. Finalmente, puesto que los resultados fueron bastante similares, se eligió una condición promedio, ya que, aún cuando se beneficia con la disminución en la altura, se mantiene una postura más conservadora en el análisis de velocidad y efecto erosivo, que como se verá a la postre, es la variable más incidente en lo referente a la seguridad de las riberas, las cuales tienen un alto potencial de erosión.

De este modo se obtienen los valores definitivos del coeficiente de rugosidad de

Manning para la caja del río y para la riberas.

CUADRO 10.2-8
COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DEFINITIVOS EN CAJA PRINCIPAL Y PLANICIES DE
INUNDACIÓN RÍO SAN JOSÉ

Tramo	Perfiles	Caja Principal			Ribera	
		n	N'	<n>	Derecha	Izquierda
0	1 - 11	0,0410	0,035	0,0380	0,040	0,400
1	12 - 19	0,0651	0,055	0,0601	0,025	0,045
2	20 - 26	0,0580	0,043	0,0505	0,027	0,033
3	27 - 41	0,0720	0,060	0,0660	0,027	0,027
4	42 - 64	0,0737	0,052	0,0629	0,027	0,027
5	65 - 76	0,0800	0,065	0,0725	0,120	0,120
6	77 - 98	0,0470	0,047	0,0470	0,120	0,024
7	99 - 105	0,0670	0,050	0,0585	0,110	0,110
8	106 - 113	0,1050	0,080	0,0925	0,120	0,120
9	114, 140 - 145	0,0990	0,080	0,0895	0,100	0,100
9a abajo	114 a 131	0,0678	0,060	0,0639	0,030	0,120
9a arriba	132 - 139	0,0360	0,027	0,0315	0,030	0,120

n : Coeficiente de rugosidad según Cuadro 10.2-1
 n' : Coeficiente de rugosidad según literatura
 <n> : Coeficiente de rugosidad adoptado

10.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS EN EL RÍO LLUTA

Conforme a lo indicado, se han calculado los ejes hidráulicos en el río Lluta para los siguientes caudales:

Años	Caudal (m ³ /s)
	Río Lluta
2	25
5	43
10	65
25	210
50	415
100	600

Los resultados de los cálculos hidráulicos realizados en el río Lluta se presentan en el Anexo 10.3, los que incluyen las Tablas con los ejes hidráulicos calculados. Los perfiles transversales con los niveles de agua determinados se entregan en los planos adjuntos:

- Planta Zona de Inundación Río Lluta Sector Urbano
- Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta Sector Urbano

De acuerdo con los valores obtenidos en la modelación realizada es posible señalar que en el caso del río Lluta, en la situación actual, se producirán desbordes e inundaciones en las zonas ribereñas al cauce sólo en la zona correspondiente a los perfiles 1 al

21, los que conforman los Tramos 0 y 1 definidos en el cauce.

Este sector del río corresponde a una zona incluida en el área de expansión urbana de la ciudad de Arica, donde existen muchas intervenciones de tipo antrópica, propias de zonas urbanas, donde existe una extracción de áridos bastante importante, que produce alteraciones en el comportamiento del río, lo que queda claramente reflejado en los resultados del Anexo 10.3. En esta zona se han construido una serie de protecciones de riberas, constituidas por gaviones y tetrápodos, destinadas a la protección de construcciones aledañas.

Conforme a los resultados obtenidos, las alcantarillas que conforman el puente Las Machas (Tramo 0), en la desembocadura del río Lluta, sólo funcionarían como para caudales menores a $210 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir para $T = 25$ años; a partir de ese caudal los cálculos realizados muestran que esa estructura se ve sobrepasada por las aguas tal como se observa en los planos adjuntos, Perfiles Transversales Eje Hidráulico Río Lluta. En el resto del Tramo 0 y en el Tramo 1, también se aprecian desbordes en una o ambas riberas, para caudales superiores a los $210 \text{ m}^3/\text{s}$; por lo anterior, se puede concluir, en esta primera aproximación al tema, que los problemas de inundaciones en esta zona de expansión urbana de la ciudad de Arica sólo se presentarían para períodos de retorno superiores a $T = 25$ años, lo que está asociado a un caudal límite de $210 \text{ m}^3/\text{s}$.

En cuanto a la alcantarilla citada, se observa que durante la crecida del año 2001, estimada por la DGA en $600 \text{ m}^3/\text{s}$, la obra no fue sobrepasada, pero si se produjeron 6 cortes de la camino, tanto hacia el norte, como hacia el sur. Ello se debe a que el escurrimiento siempre busca el trazado con la menor energía requerida, lo que en el caso de cauces con poca pendiente, resulta en que cualquier obstáculo en el flujo del río, representa un gran estímulo para que la crecida se desvíe, y en el caso particular del Tramo 1, como la pendiente transversal es similar a la longitudinal, el camino de menor energía puede ser en cualquier dirección. Es por ello que en dicha crecida se observaron un sin fin de brazos o líneas de escurrimiento ajenos al cauce principal.

El tramo 2, el kilómetro de aguas abajo, antiguamente era sometido a desbordes debido a la baja cota de la ribera izquierda, lo cual afectaba directamente a las instalaciones de la empresa Celite y sus depósitos. Después del desborde del año 1999, cuyo caudal es del orden de $60 \text{ m}^3/\text{s}$, la empresa Celite mandó a construir una fila de gaviones que encauzan y estrechan notoriamente el cauce. Los cálculos hidráulicos de la presente consultoría contemplan dicha modificación. Sin embargo, se detectan algunos puntos de desborde para caudales superiores a $415 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T=50$ años) y para la crecida de $600 \text{ m}^3/\text{s}$, el desborde ya es generalizado a lo largo de todo el trayecto.

El resto del cauce comprendido en la zona de expansión urbana, que incluye al Tramo 2 y a parte del Tramo 3, no presentan problemas de desbordes para el caudal de $600 \text{ m}^3/\text{s}$. Al respecto es importante señalar que este sector del río Lluta se encuentran los puentes del FFCC a Tacna, el puente Chacalluta y el puente del FFCC de Arica La Paz, estructuras que con su actual geometría no presentarían problemas de desbordes para el caudal máximo considerado en los cálculos realizados. Esto queda claramente reflejado en las figuras con las secciones transversales con los niveles de agua para $600 \text{ m}^3/\text{s}$ incluidas en los planos citados. En estas figuras se aprecia que en general, los niveles de aguas quedan confinados al cauce principal y en ningún momento las alturas de agua sobrepasarían las cotas inferiores de las vigas de los puentes existentes en este sector del río.

Aquí es importante tener presente que, sobre la base de los resultados

obtenidos, se aprecia que en muchas secciones el escurrimiento tiene velocidades muy altas, lo que indica claramente que el potencial de erosión es alto, principalmente para caudales iguales o superiores a los 210 m³/s. Para este caudal, las velocidades en el cauce superan en muchas secciones los 3 m/s, lo que corresponde a una velocidad que puede provocar serios problemas de erosión en las riberas del cauce.

Finalmente, es preciso observar que según los resultados del Anexo 10.3, para caudales superiores a los 415 m³/s ($T > 50$ años), muchas secciones del río presentan números de Froude superiores a 1, lo que implica que conforme a la modelación realizada el escurrimiento tendría alternadamente secciones con régimen torrencial y de río, lo que implicaría la existencia de resaltos hidráulicos en determinados sectores del cauce. Esta situación aumenta el potencial erosivo de las aguas, motivo por el cual, al momento de evaluar y estudiar las posibles obras de protección de riberas, es necesario analizar y discutir estos fenómenos hidráulicos para así definir las soluciones adecuadas para esta zona del río Lluta.

En el siguiente cuadro se indican las capacidades de cada uno de los puentes en el río San José, de acuerdo a criterios de diseño de puentes, el cual indica una revancha de 1,0 m. Dicho análisis se realizó individualmente, asumiendo que los otros puentes no tienen influencia sobre el puente analizado.

CUADRO 10.3-1
RESUMEN CAPACIDAD PUENTES CONSIDERANDO CRITERIO DE REVANCHA
RÍO LLUTA

PUENTE	COTA INFERIOR VIGA (m)	COTA AGUA (m)	CAUDAL (m ³ /s)	T ⁽¹⁾ (años)
FFCC Arica - La Paz	51,41	50,20	600	100
Chacalluta Oriente	54,05	52,99	2.250	570
Chacalluta Poniente	53,19	52,19	1.970	495
FFCC Arica - Tacna	38,53	37,43	1.510	496
Alcantarilla Las Machas	3,95	3,15	66	8

(1) El periodo de retorno asociado, se obtiene del gráfico del análisis de frecuencia realizado en la etapa de estudios básicos.

Como ya fue expresado, del cuadro se desprende que sólo la alcantarilla las Machas no cumple con la capacidad de acuerdo a los nuevos criterios.

A continuación se presenta un resumen de las características hidráulicas por tramo, analizado por periodo de retorno.

GRÁFICO 10.3-1
ALTURA PROMEDIO POR TRAMO, RÍO LLUTA

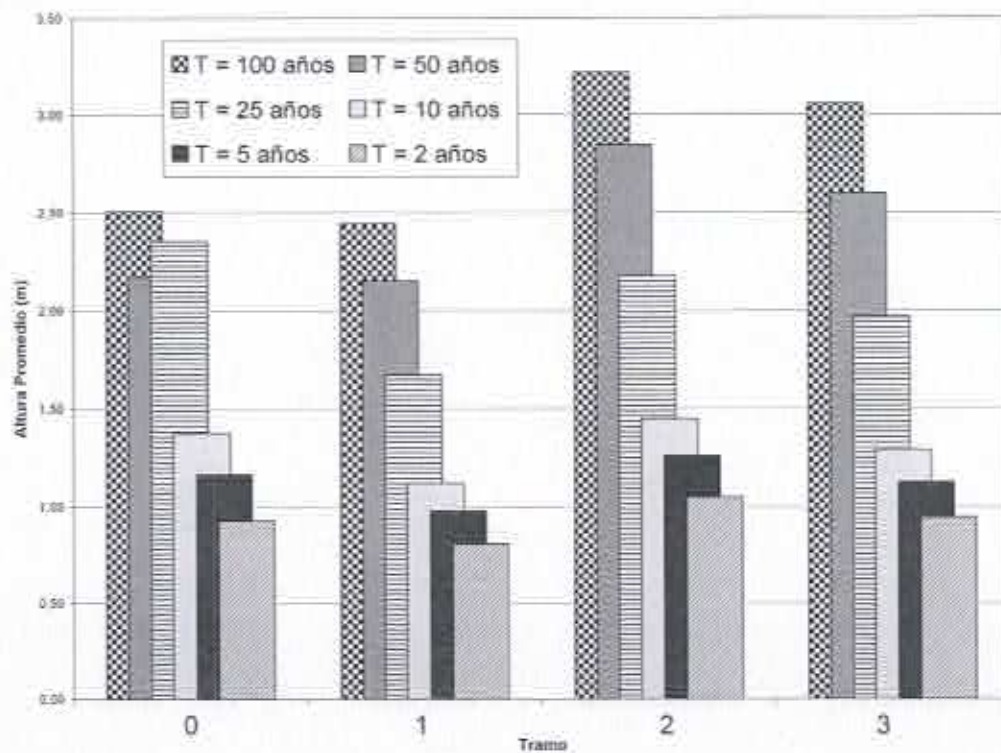


GRÁFICO 10.3-2
VELOCIDAD PROMEDIO POR TRAMO, RÍO LLUTA

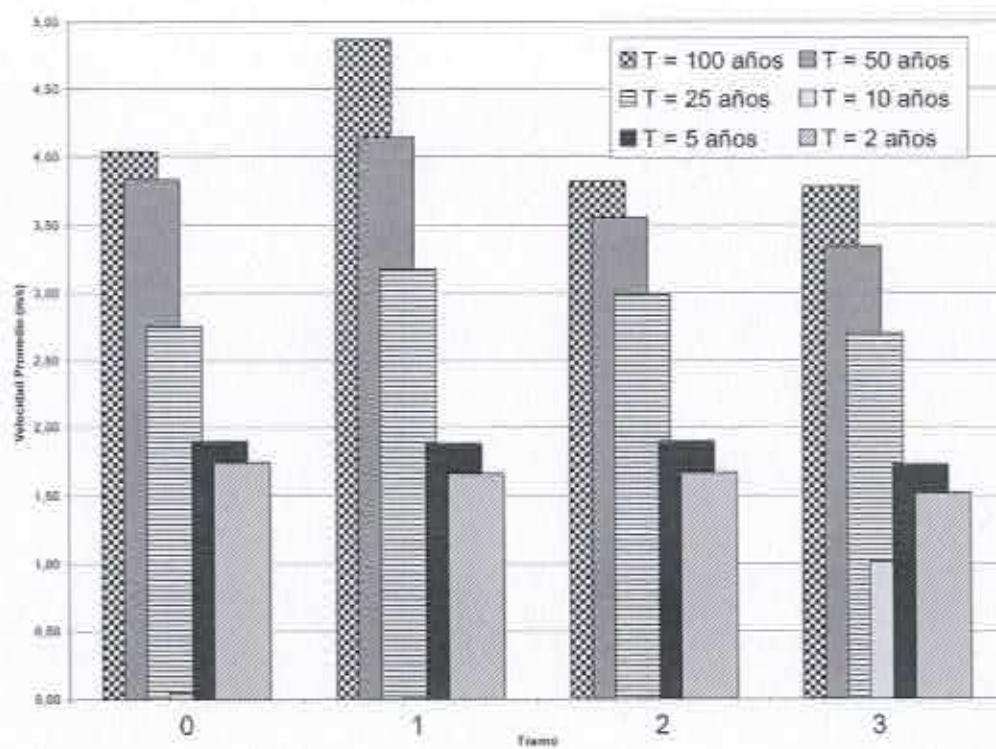
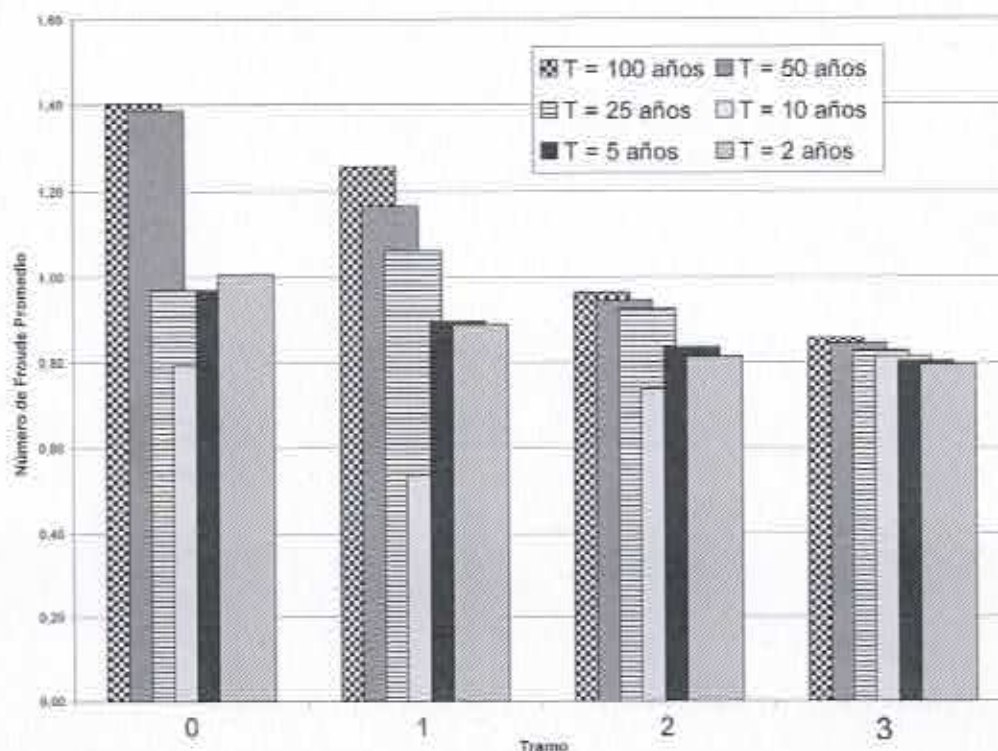


GRÁFICO 10.3-3
NÚMERO DE FROUDE PROMEDIO POR TRAMO. RÍO LLUTA



10.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS EN EL RÍO SAN JOSÉ Y QUEBRADA DE ACHA

Conforme a lo indicado, se han calculado los ejes hidráulicos en el río San José y en la Quebrada de Acha para los siguientes caudales:

Años	Caudal (m ³ /s)		
	Río San José		Qda. de Acha
	Rural	Urbano	
2	13	15	2
5	45	53	8
10	78	91	13
25	150	176	26
50	220	258	38
100	320	375	55

Este análisis considera que ambos cauces conducen sus respectivas crecidas en forma simultánea. Por lo tanto, se debe diferenciar el río San José en su tramo alto y bajo dentro del área urbana, siendo la confluencia de la quebrada el punto de separación, correspondiente al Perfil 126 y Tramo 9.

Los resultados de los cálculos hidráulicos realizados en el río San José y en la Quebrada de Acha se presentan en el Anexo 10.4, los que incluyen las Tablas con los ejes

hidráulicos calculados y los perfiles transversales se presentan en los planos adjuntos:

- Planta Zona de Inundación. Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano
- Perfiles Transversales Eje Hidráulico. Río San José y Quebrada de Acha. Sector Urbano.

De acuerdo con los valores obtenidos en la modelación, se puede señalar que bajo la situación actual, el río San José, al igual que la Quebrada de Acha, en forma global posee la capacidad suficiente para conducir las respectivas crecidas de periodo de retorno 100 años.

Para esta condición extrema de solicitación, se aprecia que el río San José no produce situaciones de desbordes de gran magnitud. Si se obtienen casos puntuales de desbordes en los siguientes puntos:

- En la zona alta del río, Tramo 9: aguas arriba del límite de la zona urbana, la sección del río San José es menos pronunciada, es decir, no existe una caja claramente definida. Para la crecida máxima de análisis, lo anterior resulta en el desborde de la ribera derecha, inundando terrenos destinados a uso agrícola. Además de la menor altura de la caja, influye en este resultado el aumento de rugosidad producido por las extracciones de áridos.
- En el Tramos 8 (km. 4,500 a 5,200), la actividad de extracción de árido tiene su mayor intensidad y se aprecia claramente su intervención en el cauce. Bajo estas condiciones máximas de rugosidad, el escurrimiento ocupa toda la caja, la cual está claramente confinada.
- Perfil 90 a 93 (km. 3,600 a 3,800), en este tramo existen construcciones livianas sobre la ribera derecha, las cuales quedarán bajo agua. Para la crecida de periodo de retorno 50 años ($258 \text{ m}^3/\text{s}$), el nivel de agua ya no afecta las casas.
- Entre los Perfiles 77 - 84 (km. 3,000 a 3,400), existe un pretil en la ribera izquierda. Sólo en el Perfil 77 se detecta que el nivel de agua supera la cota de coronamiento del pretil, pero en una altura de 5 cm, por lo que no se considera como un sector grave, pero que de todos modos requiere medidas para solucionar y evitar tal situación. Se ha detectado que la causa del desborde se debe a la gran rugosidad del tramo aguas abajo.
- Inmediatamente aguas abajo, el perfil 76 y 75, presenta desbordes en ambas riberas, en sectores de terreno desocupados y de fuerte pendiente. El desborde se debe al aumento de rugosidad aguas abajo y la disminución del ancho del cauce. Lo que también se observa entre el km 2,650 y 2,880.
- Perfil 66 - 67 (km. 2,500 a 2,600), posibles desbordes en la ribera derecha. El flujo en el puente Tucapel entrará en presión, desbordándose levemente hasta la calle y alcanzando la Avda. Diego Portales. Para la crecida de $258 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T=50$ años), el flujo escurre confinado dentro de la sección del cauce sin desbordarse.
- Perfil 58 (km. 2,220), desborde en el parque de la ribera izquierda.
- Perfil 53 - 56 (km. 2,000 a 2,150), desborde por efecto en el parque de la ribera

izquierda.

- Perfil 42 (Km. 1,650), escurrimiento a presión bajo el puente Alejandro Azola. Es decir, no hay revanchas y estructura de vigas y apoyo pueden ser seriamente dañadas. Para caudales menores de $210 \text{ m}^3/\text{s}$ (asociado al período de retorno 25 años), el puente opera libremente.
- Perfil 27 - 30 (km. 0,900 a 1,020), puente Santa María tiene la sección requerida para permitir flujo libre bajo sus vigas para la crecida de período de retorno 100 años. Sin embargo, el angostamiento de la sección, resulta en velocidades altas y una profunda socavación local.
- También se observa, que los puentes ferroviarios no tienen la sección libre suficiente para permitir el escurrimiento libre bajo sus vigas. De hecho, los resultados de la modelación indican que el flujo en los puentes serán de tipo vertedero. Ello por lo tanto, resulta en el peraltamiento de las aguas y su consecuente desborde sobre los taludes perfilados en el tramo de la desembocadura. La extensión que dicho desborde alcanzará en el tramo de playa, no se puede determinar en forma exacta, puesto que el relieve en este sector es bastante plano y por lo tanto, no se acotaría la altura de agua. El puente vial Luis Beretta, por su parte no presenta problemas de altura.
- Por su parte, la quebrada de Acha en su tramo aguas arriba, presenta problemas de inundación de las poblaciones radicadas en su ribera derecha. Ello se reproduce también en la confluencia con el río San José, en sector de viviendas livianas o modestas ubicadas en la ribera izquierda. Se debe aclarar, que la inundación señalada, corresponde a la utilización de la caja completa del río, la cual ha sido interferida con trabajos y asentamiento.
- Aunque no por desborde y tampoco porque se detectan altas velocidades, la quebrada de Acha en la curva en que se acerca a la ruta 5, Panamericana Norte, es un punto que se debe considerar independientemente, debido a su importancia en el desarrollo de la región y el intercambio con los países vecinos.

Con respecto al Tramo 1, hay que tener presente que las altas velocidades del flujo en los tramos de puente, se deben a la contracción de la sección y que éste, además se encuentra revestido. Los posibles problemas producto de dicha velocidad por lo tanto, se producirán en las entradas y salida del tramo revestido, con potencial socavación y erosión de los taludes.

En cuanto a la caracterización hidráulica del río, se señala que en términos globales, el río se presenta en tramos de régimen subcrítico (valores de Froude menores de 0,7) y tramos críticos. En los primeros las velocidades no superan los $2,7 \text{ m/s}$, y ello se produce en casos muy singulares. En tanto, la velocidad alcanzada en los tramos críticos, llegan a superar los $6,0 \text{ m/s}$.

Los Tramos 9 y 8, corresponden a régimen subcrítico, con velocidad media de $1,60 \text{ m/s}$. Las velocidades máximas, del orden de $2,7 \text{ m/s}$, se alcanza en la confluencia del río San José con la quebrada de Acha. Cabe señalar, aún cuando se espera que durante una crecida importante, con alta velocidad, el fondo del cauce varíe y se empareje, y con ello disminuya la rugosidad, en el presente análisis se empleó la rugosidad y topografía que refleja

la condición actual del cauce, ya que los hidrogramas de las crecidas muestran en reiteradas oportunidades, un rápido ascenso y descenso del valor máximo, por lo que la condición de crecida tiene corta duración y por ende, no es probable que se establezca un régimen de escurrimiento que permanezca por un tiempo muy prolongado que lleve a una situación muy diferente al del comienzo.

En el Tramo 7, entre el Puente Saucache (o Las Gredas) y el sector de extracción de áridos, la caja del río sufre una fuerte reducción de su sección. Sin embargo, se mantienen las condiciones subcríticas del flujo (Froude menor de 0,70 y velocidad media 2,1 m/s). La contracción señalada significa la aceleración del flujo en la entrada, donde la velocidad máxima alcanzada es de 4,3 m/s.

Aguas abajo del puente Saucache: Tramo 6, la sección del río ha sido perfilado. Un segmento del talud izquierdo de este tramo, corresponde a un pretil construido para mejorar la capacidad del río. Estas condiciones favorables y de menor rugosidad influyen en que el flujo tenga régimen crítico y de alta velocidad, 3,9 m/s, alcanzando los 6,1 m/s en algunos perfiles.

Hacia aguas abajo, en los tramos 3 a 5, es decir, hasta el puente Santa María, el río San José retoma el escurrimiento de régimen subcrítico (Froude menor de 0,80), sin embargo, dada la menor sección de la caja, la velocidad promedio de los tramos es de 3,2 m/s. En algunos puntos de contracción y curvas, como en los puentes, se acelera el flujo hasta velocidades de 5,8 m/s.

El Tramo 2, aguas abajo del puente Santa María, el régimen de escurrimiento es combinado entre subcrítico y crítico. Aquí la sección es aún más confinada, influenciada por la aceleración del flujo en el puente Santa María, a lo largo del tramo se alcanzan velocidades entre 3 y 7 m/s. Uno de los puntos donde se obtienen altas velocidades es a la salida del puente, punto donde además el río sufre un cambio fuerte de dirección y por lo tanto, el flujo saliente del puente impacta la ribera izquierda, lo que se traduce en un riesgo de socavación de los taludes. El otro punto de alta velocidad es una contracción y caída producto de cajón de hormigón que atraviesa la caja a nivel de fondo. Este es un sector de alto potencial erosivo.

Aguas abajo se llega a los Tramos 0 y 1, influenciados por el comportamiento hidráulico de los puentes de ferrocarril y vial. Aguas arriba de los puentes, se produce peraltamiento y desaceleración del flujo. Sin embargo, producto de la poca capacidad de conducción de sus secciones, en el puente FFCC Arica-La Paz, para $T=50$ años, el flujo de régimen subcrítico, fluye sobre los rieles, manteniendo esa condición, sin embargo, para la crecida de 100 años, si se produce crisis y se genera un resalto entre los dos puentes de ferrocarril. Lo anterior resulta que para $T=50$ años, entre ambos puentes de FFCC, el nivel de agua sea superior que para $T=100$ años, pero por otro lado, su velocidad es menor.

En el siguiente cuadro se indican las capacidades de cada uno de los puentes en el río San José, de acuerdo a criterios de diseño de puentes, el cual indica una revancha de 2,0 m. Dicho análisis se realizó individualmente, asumiendo que los otros puentes no tienen influencia sobre el puente analizado.

Del siguiente cuadro, se destaca que ningún puente está diseñado para conducir bajo sus vigas, caudales con período de retorno mayores a 50 años.

CUADRO 10.4-1
RESUMEN CAPACIDAD PUENTES CONSIDERANDO CRITERIO DE REVANCHA
RÍO SAN JOSÉ

PUENTE	COTA INFERIOR VIGA (m)	COTA AGUA (m)	CAUDAL (m ³ /s)	T (años)
Capitán Ávalos Oriente	57,05	55,96	258	50
Capitán Ávalos Poniente	57,06	55,84	258	50
Tucapel	39,28	38,22	200	31
Pedro Aguirre Cerda	29,96	28,93	240	44
Alejandro Azolas	27,40	26,36	215	35
Santa María	18,57	17,54	350	90
Comandante San Martín	7,89	6,86	185	26
FFCC Arica - La Paz	6,90	5,47	86	8
FFCC Arica - Tacna	4,85	3,84	26	4

La Quebrada de Acha, Tramo 9a, tienen escurrimiento subcritico (Froude menor de 0,80), con velocidad media de 1,8 m/s, siendo la máxima de 2,7 m/s en contracción que se genera al ingresar al segmento curvo del trazado de la quebrada. En su confluencia con el río San José, la quebrada alcanza escurrimiento crítico, ya que se impone la condición de flujo del río San José. También influye en ello, el hecho que la quebrada se encuentra a mayor cota que el fondo del río, por lo tanto, se genera un cambio fuerte de pendiente de fondo en la quebrada.

A continuación se presenta un resumen de las características hidráulicas por tramo, analizado por periodo de retorno.

GRÁFICO 10.4-1
ALTURA PROMEDIO POR TRAMO. RÍO SAN JOSE

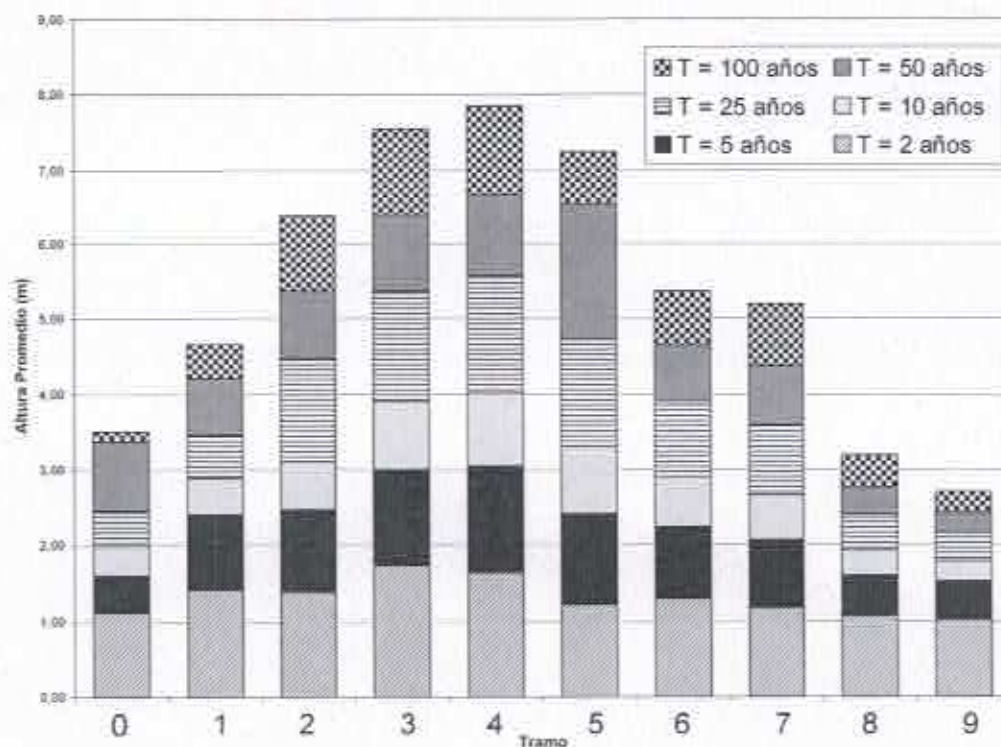


GRÁFICO 10.4-2
VELOCIDAD PROMEDIO POR TRAMO. RÍO SAN JOSE

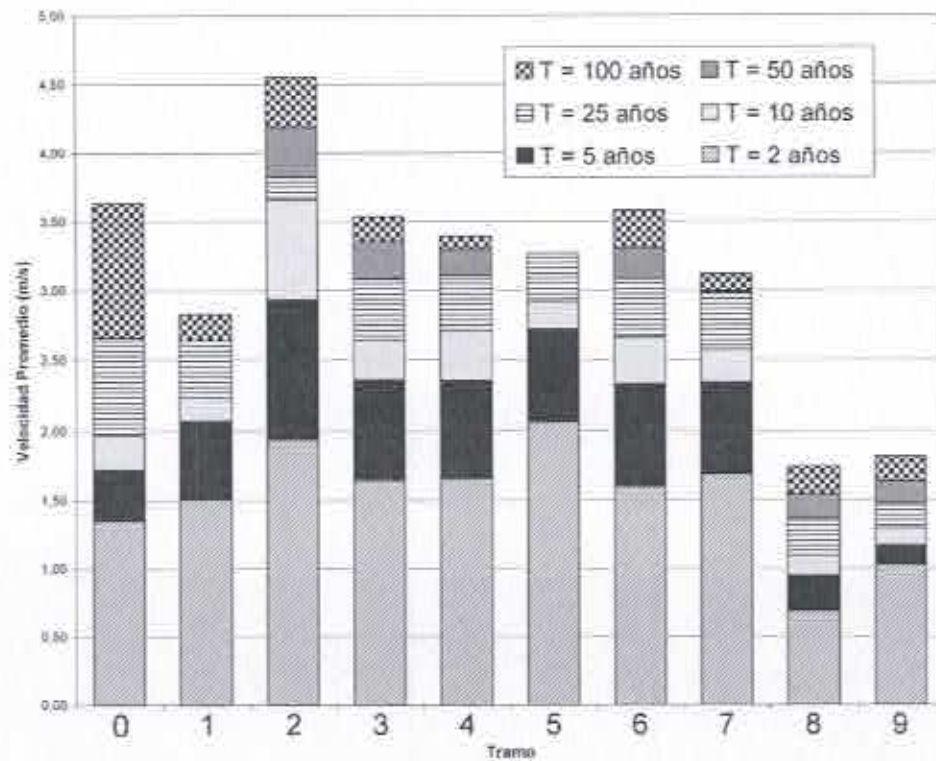
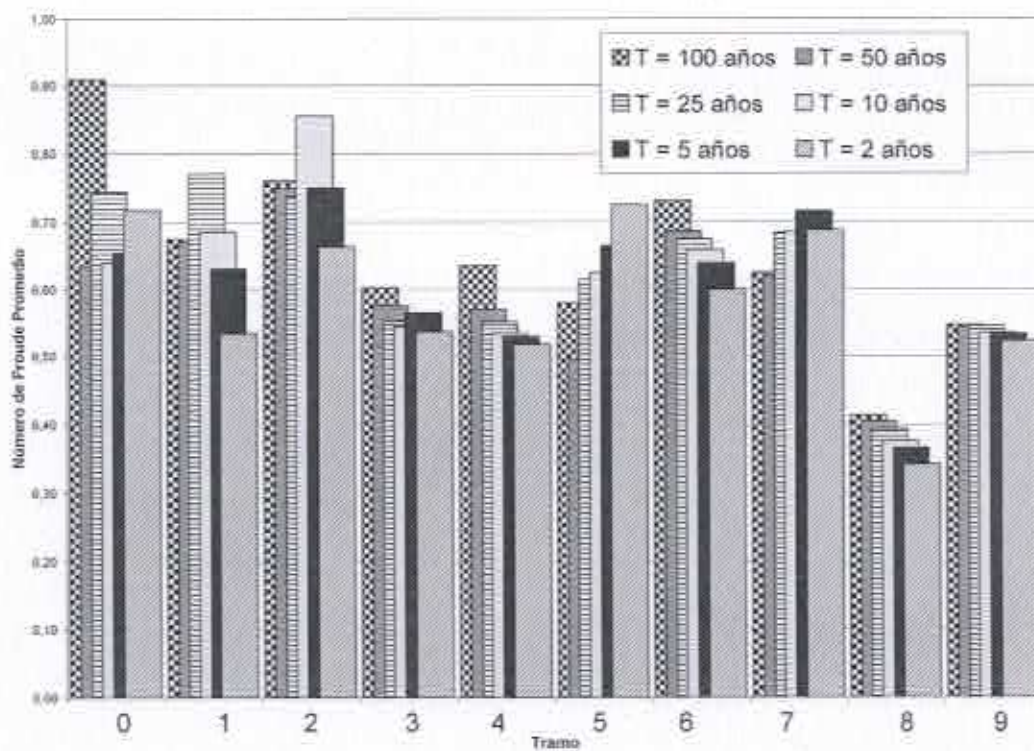


GRÁFICO 10.4-3
NÚMERO DE FROUDE PROMEDIO POR TRAMO. RÍO SAN JOSE



10.5 DIAGNÓSTICO DE LOS CAUCES

10.5.1 Rio LLuta

En el sector urbano, el problema del río Lluta se concentra principalmente en los posibles desbordes en el último kilómetro de cauce, entre la terraza y la desembocadura, sector en el cual el cauce del río pierde su confinamiento, apareciendo extensas zonas de inundación especialmente en la ribera izquierda del cauce. En el costado derecho está una zona de alto interés ecológico, denominado "Santuario de la Naturaleza", donde existen unos bofedales.

Producto de la crecida del año 2001, la reconstrucción de los puentes viales y de ferrocarriles implicaron una fuerte inversión en obras de protección fluvial de las riberas aguas arriba de los puentes. Por lo que, gran parte del tramo urbano futuro del río Lluta ya cuenta con obras de protección de los puentes y de las riberas. Estas protecciones consistieron en enrocado con material de tipo *liparita* (roca volcánica) de densidad seca de $2,36 \text{ ton/m}^3$ y de diámetro promedio 0,70 m. Según información de profesionales involucrados en el proyecto de defensa, de las canteras disponibles, no se pueden extraer rocas de mayor tamaño debido a la meteorización experimentada por las rocas, y tampoco se encontraron canteras con roca de mayor densidad.

En cuanto a las causas de los desbordes en la parte baja y en particular, por la preferencia en escurrir hacia el sur (hacia la ciudad en la ribera izquierda), se detectan dos motivos principales:

- El cauce, en el tramo de geometría confinada, tiene un trazado con muchas curvas. Al entrar al tramo bajo del río, aguas abajo de la terraza, la confinación de la geometría desaparece, siendo la sección transversal prácticamente una planicie, a excepción de los movimientos de tierra realizados por las autoridades para encauzar caudales de menor magnitud. Es decir, en caso de crecidas, los pretilos serán sobrepasados o no tendrán la estabilidad y resistencia suficientes para contener el escurrimiento. Por otro lado, el confinamiento en la ribera sur por medio de gaviones y tetrápodos se termina antes que la terraza de la ribera norte o derecha, por lo que el flujo encuentra un punto de alivio en la ribera sur. Esto se enfatiza más al agregar el efecto de las curvas del cauce (ver Fotografía 10.5.1-1).
- La alcantarilla Las Machas, aunque funciona adecuadamente como acueducto para caudales menores, para las crecidas de más de 25 años de periodo de retorno se ve sobrepasada y su efecto es el opuesto al deseado, obstruyendo el libre escurrimiento del río y provocando un peralte del escurrimiento aguas arriba de la obra. Esta obra está en mal estado de conservación, presentando extensas zonas oxidadas y embanques, lo que hace pensar en que su vida útil debería ser corta. Lo anterior se observa en la Fotografía 10.5.1-2.

FOTOGRAFÍA 10.5.1-1
SECCION DE TERMINO DE LA ZONA PROTEGIDA CON TETRAPODOS



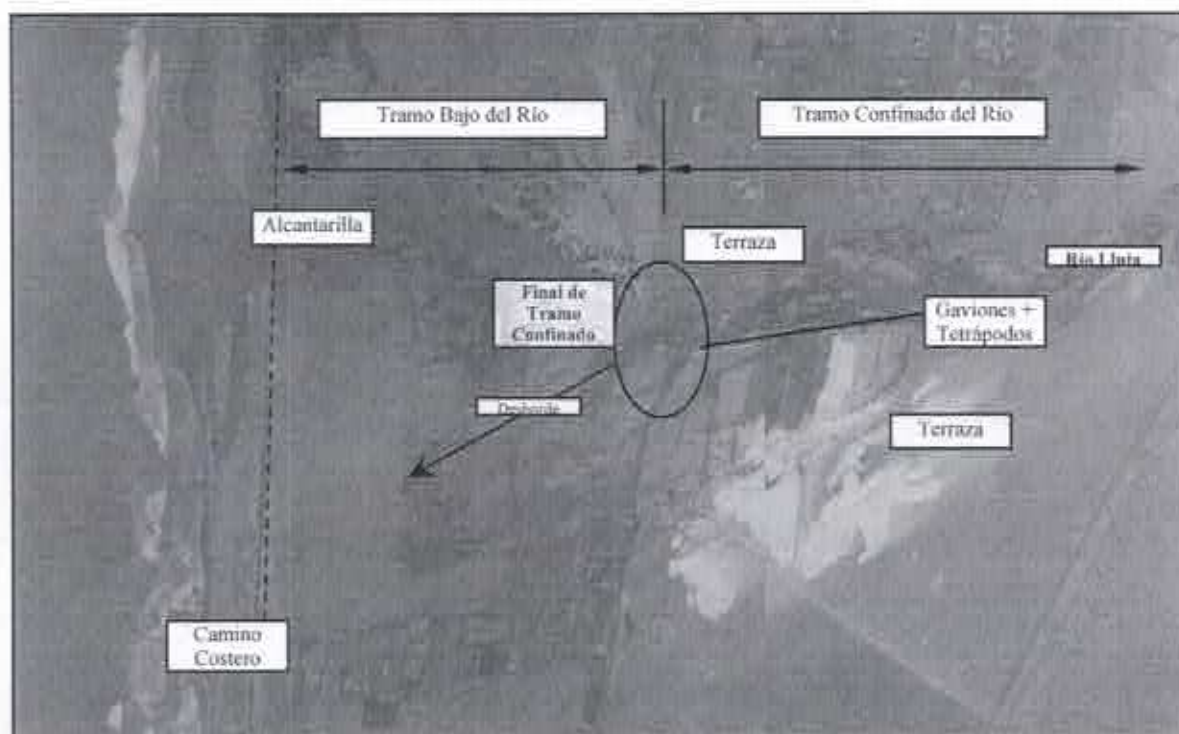
FOTOGRAFÍA 10.5.1-2
DETALLE DE LA ALCANTARILLA LAS MACHAS



La solución propuesta para el río Lluta considera la creación del Santuario de la Naturaleza de los Bofedales del río Lluta, proyecto ambicionado por la comunidad y autoridades

locales. De este modo, la alternativa de controlar los desbordes es ampliar la sección de escurrimiento del río, de 40m aprox., que confinaban las actuales obras de movimiento de tierra y la alcantarilla, a más de 400 m de ancho, con lo cual se producirá una altura y velocidad de escurrimiento mucho menor. Lo anterior se complementará con un aumento de la vegetación que aportaría un efecto estabilizador del cauce y otro adicional de disipación de energía. Ver Fotografías 10.5.1-3, 10.5.1-4 Y 10.5.1-5.

FOTOGRAFÍA 10.5.1-3
DESCRIPCIÓN DEL DESBORDE EN TRAMO BAJO RÍO LLUTA



FOTOGRAFIA 10.5.1-4
PLANICIE DE INUNDACIÓN EN LA RIBERA SUR DEL LLUTA



FOTOGRAFIA 10.5.1-5
VISTA DEL TRAMO AGUAS ARRIBA DE LA ALCANTARILA LAS MACHAS



10.5.2 Río San José y Quebrada de Acha

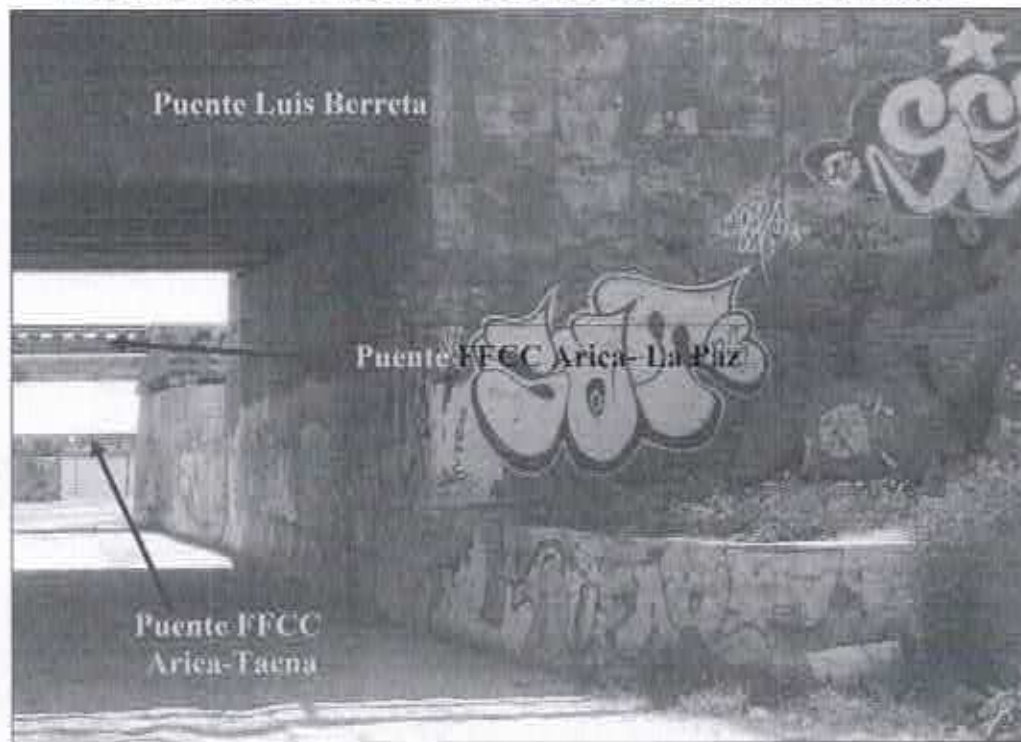
Los puentes existentes en la zona urbana del río San José son extremadamente angostos y en general producen un estrechamiento hidráulico importante, lo que genera un remanso aguas arriba de ellos durante periodos de crecidas. Esta situación en conjunto con lo estrecho del cauce y el mal estado de conservación, hace que esta situación sea muy compleja al momento de analizar las posibles soluciones para mejorar el escurrimiento en la zona urbana del río San José.

A continuación se presenta una serie de Fotos, en las que se muestran los puentes: Santa María, Azolas, Pedro Aguirre Cerda y Tucapel. El puente Saucache, aunque no es tan estrecho, también muestra deficiencias. En estas Fotos queda claro lo señalado anteriormente, especialmente en lo relativo a la estrechez de los puentes y del cauce, así como el pésimo estado de conservación de los puentes y el cauce mismo.

1. En lo relativo a los puentes ubicados en la zona de la desembocadura, es posible señalar que se trata de los puentes de la Costanera de la Ciudad de Arica, y de los puentes del FFCC Arica - La Paz y del FFCC Arica - Tacna. Los dos primeros están situados bajo una calle de la ciudad de Arica. Fotografía 10.5.2-1.
2. En este sector el principal problema está relacionado con el puente del FFCC que va a la ciudad de Tacna, el cual tiene una altura libre hasta la viga de tan sólo 1,60 m. Esta característica produce una obstrucción hidráulica muy severa, generando un gran remanso de las aguas, que afecta a los otros dos puentes y provoca inundaciones en la zona de

aguas arriba de estos tres puentes. En este caso, la única alternativa que daría una solución a las inundaciones que se producen en esta zona, durante crecidas, sería la de reemplazar este puente bajo por otro de mayores dimensiones. Esta alternativa es muy costosa y habría que analizarla con mayor detalle si se la considera como válida para solucionar este problema, ya que implicaría un retrasado de la línea férrea y la construcción de terraplenes de acceso al nuevo puente, respetando las pendientes propias de este tipo de vías. Fotografía 10.5.2-2.

FOTOGRAFÍA 10.5.2-1
PUENTE FFCC Y VIAL CERCA DESEMBOLCADURA RÍO SAN JOSE



FOTOGRAFÍA 10.5.2-2
VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE FFCC ARICA-TACNA



3. Sobre la base de lo observado en las siguientes fotografías y del análisis de terreno realizado, es posible señalar lo siguiente:
- La mayoría de los puentes son antiguos, su estado de conservación no es satisfactorio y constituyen una seria obstrucción al escurrimiento del río San José.
 - El cauce es muy estrecho y la ciudad ha copado gran parte de lo debería ser el cauce de ese curso natural. Esta situación es prácticamente irreversible, salvo que se hicieran costosas y problemáticas erradicaciones en los terrenos ribereños.
 - El estado del cauce demuestra una nula mantención por parte de la Municipalidad o de otros organismos públicos.
 - Dado lo anterior, una solución radical para mejorar la seguridad de la ciudad frente a las inundaciones sería cambiar todos los puentes existentes, por otras estructuras más modernas, sin pilares y con alturas compatibles con los niveles esperados del eje hidráulico en crecidas. Estos puentes deberían tener una sección revestida con un guarda radier, que además de proteger las fundaciones de los estribos, sirviera de sección de galibo para que durante una limpieza y rectificación del cauce se tengan secciones fijas que permitan definir una pendiente uniforme al río en cada uno de los tramos entre puentes.

- De acuerdo con lo observado, si se propusiera un reemplazo gradual de los puentes actuales, el orden debería ser el siguiente, en función de su estado actual:
 - a) Puente Santa María
 - b) Puente Pedro Aguirre Cerda
 - c) Puente Tucapel
 - d) Puente Azolas
 - e) Puente Saucache. En este caso se podría plantear una reparación, con rectificación del cauce y construcción de un muro guara radier, ya que este puente tiene capacidad para los caudales altos. En todo caso habría que evaluar su estado estructural, ya que se trata de un puente antiguo.
- 4. En el caso de que se realizara una reparación de los puentes actuales, habría que proteger las fundaciones de las cepas y de los estribos, que en muchos casos están socavadas. Se debería proyectar muros guarda radier, que además sirvieran de secciones de gallobo.

FOTOGRAFÍA 10.5.2-3
VISTA DESDE AGUAS ARRIBA DEL PUENTE SANTA MARÍA



FOTOGRAFÍA 10.5.2-4
VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE ALEJANDRO AZOLAS



FOTOGRAFÍA 10.5.2-5
VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE P.A.CERDA



FOTOGRAFÍA 10.5.2-6
VISTA DESDE AGUAS ABAJO DEL PUENTE TUCAPEL



5. Por otra parte, en lo referente del cauce es posible señalar, sobre la base de lo observado en las Fotos, que su estado actual es muy deficiente, presentando entre otros problemas los siguientes:
- a) El cauce es extremadamente estrecho, no existiendo posibilidades de ensanche, salvo se realicen erradicaciones de las construcciones existentes en la sriberas del cauce.
 - b) El trazado es muy irregular, presentando una serie de pequeñas curvas y cambios de sección.
 - c) La pendiente del fondo no es regular.
 - d) Presenta una serie de obstrucciones, principalmente derivadas de basuras, desechos sólidos de gran tamaño y abundante vegetación.

FOTOGRAFÍA 10.5.2-7
VISTA DEL CAUCE, ESTRECHO, CON CASAS EN SU RIBERA Y GRANDES BOLONES.
FONDO DE CAUCE EN TRAMO 5



FOTOGRAFÍA 10.5.2-8
VISTA DEL CAUCE CON OBSTRUCCIÓN



FOTOGRAFÍA 10.5.2-9
VISTA DEL CAUCE CON SUS MICRO CURVAS Y CASAS EN RIBERAS



FOTOGRAFÍA 10.5.2-10
DETALLE DE CAUCES CON LAS CASAS AL BORDE DE LA RIBERA
OBSTRUCCIÓN DE GRAN TAMAÑO



6. Por último, se debe señalar que inmediatamente aguas arriba del puente Luis Berreta existe una planicie o ribera de inundación en el lado derecho del río, entre el talud del camino y el cauce (Fotografía 10.5.2-11). Este sector cumple un rol importante como zona de amortiguación de la crecida ya que la sección de los puentes es muy confinada y provoca el peraltamiento de las aguas, las que finalmente cubren el sector señalado.

Del diagnóstico aquí realizado, se determinó que pese a la restricción que los puentes imponen, no se desborda el cauce ya que se dispone de esta superficie de inundación. Es decir, esta es la condición actual del cauce. Por lo tanto, todo proyecto que implique la intervención de este sector, deberá contemplar las soluciones a los posibles efectos hidráulicos que ello implique.

FOTOGRAFÍA 10.5.2-11
ZONA DE INUNDACIÓN AGUAS ARRIBA DE PUENTE LUIS BERRETA



En este capítulo se presentan los análisis necesarios para efectuar un diagnóstico mecánico fluvial de la situación actual del río San José, incluyendo parte de la quebrada de Acha, y del río Lluta, ambos antes de desembocar al mar. Este análisis corresponde al sector urbano de la ciudad de Arica y comprende aproximadamente 7 km de cauce en cada caso.

Las desembocaduras al mar de ambos ríos se ubican en este sector, constituyendo al océano Pacífico en receptor de las aguas y sedimentos evacuados por los cauces. En el entorno de las desembocaduras, son testimonio de estos acontecimientos, las playas que se ven enriquecidas por los sedimentos fluviales aportados, la barra marítima y el puerto de Arica, que constantemente presentan problemas de embancamiento debido a los mismos sedimentos.

Por tratarse de cauces naturales, el estado morfológico depende de las solicitaciones hidrodinámicas del escurrimiento, de las características de los sedimentos constituyentes del lecho y de la geomorfología y constitución de sus cuencas. La naturaleza de estos factores implica que también se debe esperar una variabilidad tanto espacial como temporal de la condición de los cauces.

La hidrología particular de estos cauces es relevante en el funcionamiento mecánico fluvial. Es así que durante la mayor parte del año los cauces presentan flujos mínimos de agua, favoreciéndose la acumulación de sedimento sobre su lecho, en especial en la parte media y alta de sus cuencas, los que son evacuados por las crecidas intempestivas de origen altiplánico que se verifican frecuentemente a comienzos de cada año en esta zona.

Además de las condiciones naturales también se debe considerar la acción antrópica como es el caso de la implantación de obras civiles –urbanización, puentes, defensas fluviales, otros-, y la explotación de áridos. De esta manera evaluar las condiciones de equilibrio sedimentológico y morfológico, de corto y largo plazo de cauces como éstos, es una tarea compleja.

Para caracterizar y analizar el comportamiento sedimentológico de estos cauces, se presenta el estudio y cálculo de las tasas potenciales de transporte de sedimentos y de socavación general del lecho para condiciones de crecida.

El comportamiento mecánico fluvial de los cauces es dependiente de: aporte de sedimentos de sus cuencas; características del sedimento constitutivo de los lechos; de la capacidad de transporte sólido de los cauces; y del balance sedimentológico. Como estos parámetros pueden variar espacialmente en la extensión de cada cauce, será necesario analizar este comportamiento mediante la sectorización de ellos de acuerdo a características propias. Lo anterior permitirá diferenciar patrones de transporte y la vinculación o relación entre tramos consecutivos, dando una perspectiva global en cada cauce de los mecanismos que intervienen en los fenómenos mecánico-fluviales de interés.

A continuación se presenta los antecedentes utilizados, metodología y resultados del cálculo desarrollado.

11.1 INFORMACION DISPONIBLE

Para el cálculo de los procesos mecánico-fluviales se requiere caracterizar los cauces de acuerdo a su topografía, granulometría, hidrología e hidráulica.

Para este análisis se dispuso de la siguiente información:

11.1.1 Topografía

Se contó con secciones transversales a los cauces, espaciados discretamente, que permitieron caracterizar la forma y singularidades de los cauces.

CUADRO 11.1.1-1
LONGITUD Y SECCIONES TRANSVERSALES POR CAUCE

CAUCE	LONGITUD [m]	NUMERO SECCIONES
San José	6850	134
De Acha	1600	25
Lluta	5700	76

11.1.2 Granulometría

Para caracterizar el sedimento del lecho de cada río se realizaron calicatas en los cauces (Capítulo 7.3 y Anexo 7.3) y se recopiló información de estudios anteriores.

El Cuadro 11.1.2-1 resume la información granulométrica disponible para esta zona. Se ha incluido la fuente de información (referencias), ubicación referida en distancia a la desembocadura (Quebrada Acha se refiere a la desembocadura del Río San José), diámetros característicos, desviación estándar geométrica del sedimento (σ_g) y el tipo de muestra (Superficial, Profunda o Global). Entre paréntesis se ha incluido la nominación original de cada calicata.

Al graficar el diámetro medio característico de las muestras globales a lo largo de los cauces San José y Lluta, se detectó en el río San José que la calicata D (C2) se apartaba de la tendencia del resto. Esto queda en evidencia en el Gráfico 11.1.2-1, donde se relaciona el diámetro característico d_{50} de las muestras con el eje longitudinal de los ríos. En esta figura, se aprecia que ambos cauces, a una misma distancia, presentan sedimentos con d_{50} similar, con la excepción descrita, y una degradación del tamaño a medida que se aproximan a sus desembocaduras.

En el Cuadro 11.1.2-1 y el Gráfico 11.1.2-1 se observa que en el cauce San José, la calicata D (C2), como se mencionó anteriormente, corresponde a un sedimento bastante más grueso que el resto de las calicatas. Efectivamente este sector, aguas arriba del Puente Tucapel, corresponde a un tramo que localmente presenta material grueso (bolones y rocas). La singularidad de este sector altera la tendencia general del cauce, en cuanto a tamaño de material susceptible de ser transportado, y no se considerará en el análisis de transporte de sedimentos. Sin embargo el control hidráulico que este sector pueda provocar está considerado en el cálculo del eje hidráulico y será importante su consideración en la estimación de socavaciones (acorazamiento).

CUADRO 11.1.2-1
INFORMACIÓN GRANULOMÉTRICA DISPONIBLE

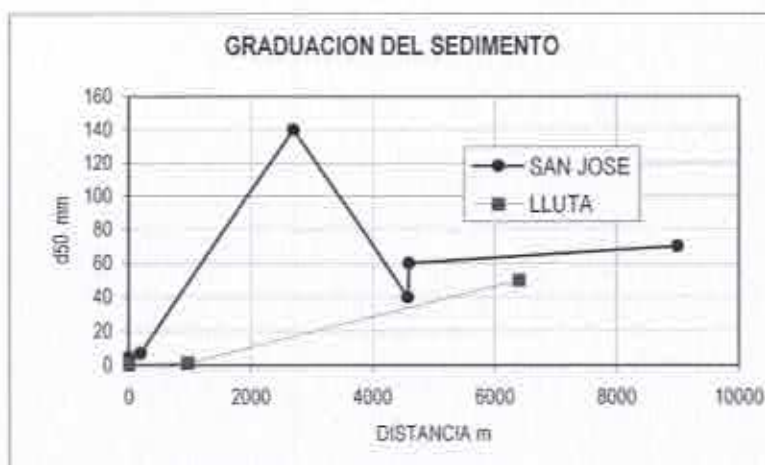
Cauce	Calicata	Ubicación M	Fuente	Parámetros característicos				
				Diámetros (mm)				σ_g
				d_{16}	d_{50}	d_{84}	d_{90}	
San José	A(C3)	150	(1)	0.55	30	115	150	14.5
	B(C2)	4577	(1)	0.1	62	70	75	26.5
	C(C1)	0	(2)	0.4	4.75	109	190	6.6
	D(C2)	2700	(2)	0.4	140	220	250	9.4
	E(C3)	4600	(2)	0.7	60	190	210	11.5
	F(C4)	9000	(2)	0.2	70	130	190	5.1
Acha	G(P1)	1530	(2)	0.23	2	34	43	12.2
	H(P2)	1530	(2)	0.18	1	30	39	12.9
Lluta	I(C3)	1016	(1)	0.35	16	85	105	15.6
	J(C1)	0	(3)	0.1	0.43	4.5	6.2	6.7
	K(C2)	6400	(3)	0.21	50	150	180	16.7

Fuentes: (1) Estudio actual
(2) Estudios básicos de los recursos hídricos valles Lluta, Azapa, Vitor y Camarones, AC Ingenieros Consultores (2002)
(3) Proyecto defensas fluviales en el río San José, Etapa 3, Prisma Ingeniería (1992)

A diferencia del caso anterior el tamaño de sedimento que presenta el cauce de la Quebrada Acha es fino (arenas gruesas) susceptible de transporte hidráulico.

Se observa además que la granulometría de ambos cauces es extendida ($\sigma_g > 3$) lo que favorece los fenómenos de acorazamiento del lecho y del transporte de sedimentos aportados por sus respectivas cuencas.

GRÁFICO 11.1.2-1
GRADUACIÓN DEL TAMAÑO DE SEDIMENTO A LO LARGO DE LOS CAUCES



11.1.3 Hidrología de Crecidas

La estimación de los fenómenos de mecánica-fluvial se realizará para condiciones de crecidas. El Cuadro 11.1.3-1 presenta los caudales asociados a sus periodos de recurrencia (Tr) para cada cauce.

CUADRO 11.1.3-1
CAUDALES DE CRECIDAS

Tr (años)	Caudal máximo (m ³ /s)			
	Lluta	San José ⁽¹⁾	San José ⁽²⁾	Acha
2	25	15	13	2
5	43	53	45	8
10	65	91	78	13
20	210	176	150	26
50	415	258	220	38
100	600	375	320	55

San José: (1) Aguas abajo de confluencia Quebrada Acha
(2) Aguas arriba de confluencia Quebrada Acha

Cabe destacar que los caudales máximos del río Lluta casi duplican los del San José.

11.1.4 Hidráulica

Los parámetros necesarios para caracterizar la hidrodinámica de los cauces en estudio se obtuvieron del estudio hidráulico de los ríos, presentado en el Capítulo 2.

Estos parámetros que constituyen la sollicitación hidrodinámica del escurrimiento son necesarios para evaluar las tasas de arrastre de sedimentos y socavaciones potenciales. Se destacan los siguientes: altura, velocidad y área transversal del escurrimiento, ancho superficial, radio hidráulico y pendiente de la línea de energía.

Con respecto al resultado del cálculo del eje hidráulico, en cuanto a régimen de escurrimiento para caudales altos, se observa lo siguiente:

- Río Lluta: presenta un predominio de escurrimiento subcrítico, con crisis puntuales en secciones y tramos supercríticos en la desembocadura y aguas arriba del puente Chacalluta.
- Río San José: presenta predominio subcrítico en el tramo, salvo en la aproximación a la desembocadura (desde puentes FFCC).
- Quebrada de Acha: régimen subcrítico en toda su extensión

11.2 SECTORIZACIÓN DE LOS CAUCES

Considerando las características de cada río, en especial para caracterizar la variación de la pendiente longitudinal y la representatividad de los sedimentos, los cauces en

estudio se sectorizaron en tramos de características que se estimaron homogéneas. A cada tramo se le asoció la granulometría de calicatas según se indica en el Cuadro 11.2-1. El criterio para esta asignación fue utilizar, según la ubicación relativa calicata-tramo, las curvas integrales presentadas en el Cuadro 11.1.2-1.

El tramo urbano se encuentra incorporado en los tramos A, B y parte del C de los cauces.

La Quebrada de Acha confluye al Tramo C del Río San José.

La extensión de cada tramo de cauce en el sector no urbano es de aproximadamente 10 km.

Las distancias indicadas (Kilometraje) corresponden a metros referidos a las desembocaduras de los ríos San José y Lluta. En el caso de la Quebrada de Acha corresponde a la confluencia con el San José.

Para la quebrada Acha se ha considerado una curva granulométrica media obtenida de las dos disponibles para el sector.

CUADRO 11.2-1
SECTORIZACIÓN DE LOS CAUCES Y GRANULOMETRÍA ASIGNADA

CAUCE	TRAMO	KILOMETRAJE		CALICATA	CARACTERÍSTICAS				PENDIENTE %
		INICIO	FIN		d50	D84	d90	σ_g	
Lluta	A	0	1342	C3	16	85	105	15.6	1.1
	B	1441	4044	C3	16	85	105	15.6	1.4
	C	4126	9964	C1	60	115	125	8.8	1.5
San José	A	0	1582	C3	30	115	150	14.5	1.3
	B	1617	5236	C3	30	115	150	14.5	1.4
	C	5272	9954	C1	30	115	150	9.6	1.5
Acha	A	0	2053	P1-P2	1.5	32	41	12.5	1.3

En este cuadro se indica además la extensión de los tramos determinados para cada cauce y la pendiente media de cada tramo.

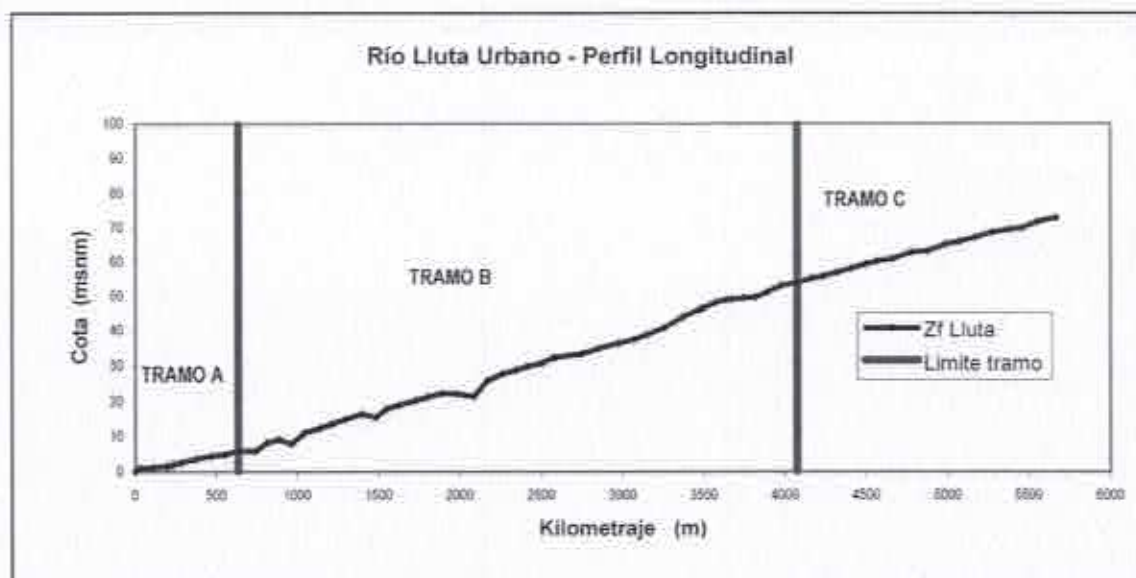
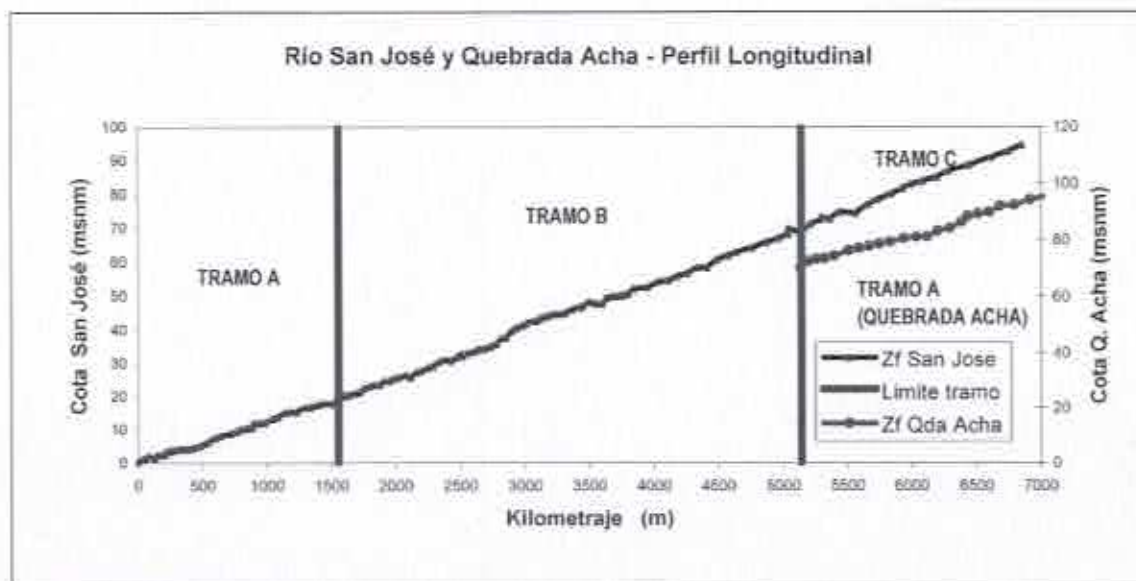
En cuanto a las pendientes de los cauces se puede mencionar:

- Todos los tramos de los cauces presentan pendientes fuertes superiores al 1%.
- Río San José como el río Lluta presentan una disminución gradual de la pendiente a medida que se acercan al mar. Esto podría implicar una reducción paulatina de la capacidad de transporte sólido, favoreciéndose esta situación con la graduación del tamaño de sedimento en la aproximación al mar.

La Quebrada de Acha en el sector de confluencia presenta una pendiente levemente inferior a la del San José. Esto hecho, bajo condiciones de crecida, podría implicar un control hidráulico del San José sobre el Acha en el punto de confluencia, dificultando la evacuación de éste y favoreciendo la depositación de material fino hacia aguas arriba.

El Gráfico 11.2-1 ilustra la situación descrita por medio de los perfiles longitudinales de los cauces y su sectorización.

GRÁFICO 11.2-1
PERFILES LONGITUDINALES Y SECTORIZACIÓN DE LOS CAUCES EN EL SECTOR URBANO



Para analizar la mecánica fluvial de los cauces en los sectores de interés, es primordial evaluar y determinar la potencialidad del transporte de sedimentos de los flujos. En los lechos móviles, el gasto sólido se encuentra asociado a fenómenos de traslado, erosión, depositación, degradación, acorazamiento, etc.

A continuación se presenta la metodología utilizada para este caso.

11.3.1

Metodología

El cálculo de tasas de transporte hidráulico de sedimentos en cauces naturales es una tarea compleja, debido principalmente a la física del fenómeno, a las singularidades de los cauces naturales y a la alta variabilidad, tanto espacial como temporal, que suelen presentar los factores y variables involucradas. De esta manera, la base del conocimiento actual aún no permite disponer de metodologías que permitan llevar a cabo un cálculo preciso del problema, razón por la cual, los resultados que se obtienen corresponden más bien a una *estimación* de una *capacidad* de transporte que a un *cálculo* de la misma.

Hecha esta aclaración, para estimar la capacidad de transporte sólido se analizó en primera instancia, mediante metodologías globales, el tipo de transporte a esperar en los cauces en estudio y se adoptó así la formulación más representativa del fenómeno.

Otro aspecto a tener presente, es que las tasas de transporte de sedimento se estimaron en forma independiente para cada sección de los cauces, considerando sus características sedimentológicas e hidráulicas —eje hidráulico— para cada uno de los caudales de crecida. De esta manera, las tasas obtenidas no necesariamente satisfacen la ecuación de continuidad de sedimento a lo largo del cauce, razón por la cual los resultados que se presentan, corresponden a las *tasas potenciales de transporte de sedimento* en cada sección.

En función de la sollicitación hidráulica y a las características de los sedimentos constitutivos del lecho del cauce, el fenómeno de transporte de sedimentos puede clasificarse como: carga de lavado, arrastre de fondo, transporte en suspensión y transporte total.

Por carga de lavado se entiende el transporte en suspensión de los finos, cuya tasa de transporte sólido no depende de la hidrodinámica del escurrimiento sino que del aporte de finos al escurrimiento. Este transporte no se incluye en el análisis ya que no incide mayormente en la morfología del cauce.

Por otra parte, el arrastre de fondo y transporte en suspensión se refieren al transporte de los sedimentos del fondo del lecho, inducido por la sollicitación hidráulica. De esta manera, dependiendo de las condiciones hidráulicas, un determinado sedimento podrá ser transportado en suspensión o por arrastre de fondo.

En cuanto al transporte total, éste se refiere al gasto sólido debido al arrastre de fondo más el transporte en suspensión.

De acuerdo con los objetivos del análisis, las tasas de transporte fueron evaluadas por medio de las metodologías de Leo van Rijn, Meller-Peter-Müller y Engelund-Hansen. La metodología de LC. van Rijn (1993) permite estimar las componentes del transporte de fondo, en

suspensión y total (como la suma de las dos anteriores). Meller Peter y Müller permite estimar el arrastre de fondo y Engelund-Hansen el arrastre total.

- **Método de L.C. van Rijn**

Esta formulación fue determinada de ensayos de laboratorio con arenas finas y medias, con un d_{50} entre 0.1mm y 2mm.

En su forma general, se expresa como:

a) **Transporte de Fondo:**

$$q_{b,c} = 0.053 (s-1)^{0.5} g^{0.5} d_{50}^{1.3} D_*^{0.3} T^{2.1} \quad T < 3$$

$$q_{b,c} = 0.100 (s-1)^{0.3} g^{0.3} d_{50}^{1.3} D_*^{-0.3} T^{1.3} \quad T \geq 3$$

Donde:

$q_{b,c}$: tasa volumétrica de arrastre de fondo [m²/s]
 T : parámetro del esfuerzo de corte adimensional

$$T = \frac{(\tau'_{b,c} - \tau_{b,cr})}{\tau_{b,cr}}$$

$$\tau'_{b,c} = \rho g \left(\frac{u}{C} \right)^2$$

$$\tau_{b,cr} = \theta_{cr} (\rho_s - \rho) g d_{50}$$

θ_{cr} : Parámetro crítico de Shields
 $\tau'_{b,c}$: esfuerzo de corte efectivo [N/m²]
 $\tau_{b,cr}$: esfuerzo de corte crítico [N/m²]
 D_* : parámetro adimensional de la partícula

$$D_* = d_{50} \left(\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right)^{1/3}$$

d_{50} : diámetro por el cual pasa el 50% del sedimento [m]

$$s = \frac{\rho_s}{\rho}$$

ν : viscosidad cinemática (m²/s)

b) Transporte en Suspensión:

$$q_{s,c} = F \cdot u \cdot h \cdot C_a$$

donde:

$q_{s,c}$: tasa volumétrica del transporte en suspensión [m^3/s]

F : factor de forma:

$$F = \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^{Z'} - \left(\frac{a}{h}\right)^{1.2}}{\left(1 - \frac{a}{h}\right)^{Z'} (1 - Z')}$$

u : velocidad media de escurrimiento (m/s)

h : altura de escurrimiento (m)

a : nivel de concentración de referencia [m]

C_a : concentración de referencia

$$a = k_{s,c}$$

$k_{s,c}$: Rugosidad efectiva del lecho (m)

$$k_{s,c} = 12 h 10^{-C/18}$$

$$C_a = 0.015 \frac{d_{50} T^{1.3}}{a D^{1.3}}$$

Z' : número de suspensión modificado

$$Z' = Z + \psi$$

Z : número de suspensión

$$Z = \frac{w_s}{\beta \kappa u_*}$$

$$u_* = \frac{g^{0.5}}{C} u$$

w_s : velocidad de caída de d_s [m/s]

d_{50} : tamaño representativo del sedimento en suspensión [m]

β : coeficiente de mezcla del sedimento y fluido

u_* : velocidad de corte del lecho [m/s]

κ : constante de von Karman (= 0,4)

ψ : corrección por estratificación

• **Fórmula de Meyer-Peter y Müller (1948)**

Fórmula experimental muy utilizada en Chile y otros países para el cálculo de la tasa de transporte por arrastre de fondo. En su forma general, se puede expresar como:

$$q_{b,c} = \phi_b (s-1)^{0.5} g^{0.5} d_m^{1.5}$$

donde:

$q_{b,c}$: tasa volumétrica de arrastre de fondo [m²/s]
 ϕ_b : tasa de transporte de fondo adimensional

$$\phi_b = 8(\mu\theta - 0.047)^{1.5}$$

μ : factor de forma del lecho o factor de eficiencia

$$\mu = \left(\frac{C}{C'}\right)^{1.5}$$

C : coeficiente de Chezy total [m^{0.5}/s]

$$C = 18 \text{ Log}\left(\frac{12h}{k_{s,c}}\right)$$

$$C' = 18 \text{ Log}\left(\frac{12h}{3d_{90}}\right)$$

h : profundidad del agua [m]
 $k_{s,c}$: rugosidad efectiva del lecho [m]
 C' : coeficiente de Chezy del grano [m^{0.5}/s]
 θ : parámetro adimensional de movilidad de la partícula

$$\theta = \frac{u_*^2}{(s-1) g d_{50}}$$

$\tau_{b,0}$: tensión de corte del lecho por corriente [N/m²]
 s : densidad relativa
 g : aceleración de gravedad [m²/s]
 d_m : diámetro medio del sedimento [m]

Esta fórmula puede aplicarse en forma global, con parámetros representativos – estadígrafos– de la granulometría del sedimento.

- **Fórmula de Engelund Hansen (1967)**

Esta fórmula fue publicada en 1967, y con ella se puede estimar al arrastre sólido total (fondo y suspensión). La fórmula se desarrolló sobre la base de ensayos en laboratorio con arenas uniformes de diámetro $d_{50} > 0,19\text{mm}$ y desviación estándar $\sigma_g < 1,6$ y se ha observado que entrega buenos resultados cuando la carga en suspensión es alta (Breusers y Raudkivi, 1991).

$$q_{b+s} = \phi_b (s-l)^{0,5} g^{0,5} d_m^{1,5}$$

$$\phi_b = 0,1 \cdot \theta^{5/2} \cdot \frac{C^2}{2 \cdot g}$$

θ	:	parámetro adimensional de movilidad de la partícula
C	:	Coefficiente de Chezy
g	:	aceleración de gravedad [m^2/s]

- **Criterios para Clasificar el Transporte Sólido**

Para determinar la validez e importancia relativa de los resultados de las distintas formas de transporte de sedimento, es necesario establecer en qué condiciones predomina el arrastre de fondo o en suspensión, o si ambas son igualmente importantes.

Para el arrastre de fondo se acepta que éste se inicia cuando la tensión tractiva del escurrimiento supera la tensión tangencial crítica del sedimento, la que a su vez, queda establecida por el criterio de Shields. Así mismo, se acepta que la componente en suspensión es significativa cuando el parámetro adimensional de movilidad de la partícula (θ), que es la razón entre las fuerzas hidrodinámicas del fluido y el peso sumergido de la partícula, cumple con la condición $\theta > 0,3$. Otro criterio utilizado es el de la razón entre la velocidad de caída del sedimento (w) y la velocidad de frotamiento del grano (u^*). Con este parámetro es posible adoptar la siguiente clasificación:

$2,0 < w/u^* < 6,0$	arrastre de fondo
$0,7 < w/u^* < 2,0$	saltación
$0 < w/u^* < 0,7$	suspensión

Donde

$$w(\text{mm/s}) = 134,5 \cdot (d_{50})^{1/2}, \text{ si } d_{50} > 1,5\text{mm}$$

Por ejemplo, si las partículas son gruesas, la velocidad de caída es mucho mayor que la velocidad de frotamiento del grano y por lo tanto las partículas difícilmente podrían ser mantenidas en suspensión. De esta forma se verificaría que el transporte es mayoritariamente por arrastre de fondo.

11.3.2 Cálculos y Resultados

Utilizando el programa CALGGS, desarrollado por estos consultores y donde se han implementado las formulaciones recién presentadas, se obtuvo para cada cauce, para las crecidas estipuladas, los resultados que se presentan en el Anexo 11.3-1 y 11.3-2 (Cálculo Transporte Sólido), para los ríos Lluta y San José-Qda. de Acha, respectivamente. En éste se presenta en tablas las características hidrodinámicas del flujo, los parámetros para clasificar el tipo de transporte y las tasas de transporte sólido para los distintos métodos, expresadas en unidades de toneladas por hora (t/h), obtenidas para cada sección transversal, cauce y condición hidrológica.

De la inspección de los datos, resultados y del análisis de los parámetros calculados se puede determinar el tipo de transporte que se verifica.

De acuerdo a los resultados obtenidos y para determinar el tipo de transporte que se verifica (arrastre, suspensión o ambos), se confeccionó el Gráfico 11.3.2-1, como valor medio por tramo para cada cauce y frecuencia, el parámetro adimensional de movilidad de la partícula θ (En los Anexos 11.3-1 y 11.3-2 de los resultados del Cálculo del Gasto Sólido, este parámetro se presenta como "Shi").

Del análisis de este gráfico y de los otros parámetros de clasificación, incluidos en los Anexos 11.3-1 y 11.3-2 (Cálculo Gasto Sólido), en términos generales, se desprende lo siguiente:

- Río San José: predominio de transporte en suspensión en el tramo A. En el tramo B ambas componentes son importantes y el Tramo C presenta un predominio de arrastre de fondo.
- Río Lluta: predominio de transporte en suspensión en los tramos A y B. En el tramo C se verifica un predominio de arrastre de fondo.
- Quebrada de Acha: predominio de transporte en suspensión.

Considerando que en el arrastre de fondo, para este análisis, se involucra sedimento grueso con granulometría extendida, y por su amplia utilización y verificación en el país, se optó por representar el gasto sólido de fondo por los resultados entregados por la metodología de Meyer, Peter y Muller. No obstante se puede observar que la metodología de van Rijn propuesta para esta componente presenta valores comparables.

El valor del gasto sólido en suspensión que será considerado corresponde al que entrega van Rijn, debido principalmente a que los valores entregados para el gasto total de Engelund Hansen presenta puntualmente valores desproporcionados.

Los resultados obtenidos para todos los cauces, tramos, metodologías y condiciones están tabulados el anexo respectivo. Luego de seleccionar las metodologías mas adecuadas para este análisis, se estima que el arrastre potencial de sedimentos por cauce promediado por tramo, según período de retorno y metodología empleada, es el tabulado en el Cuadro 11.3.2-1.

Los valores máximos de gasto sólido estimados para el Lluta son 5 veces mayores a los del San José y 50 veces que el aporte de La Quebrada Acha.

Del mismo modo, el Gráfico 11.3.2-2 presenta el comportamiento del gasto sólido de ambas componentes, como promedios por tramo en función del periodo de retorno (2, 5, 10, 25, 50 y 100 años) de la crecida asociada. En este gráfico puede apreciarse la variabilidad y composición que presentan los valores del gasto sólido calculado a lo largo de los cauces. En estos gráficos se aprecia, para los ríos Lluta y San José, que en todos los casos predomina el gasto de fondo. En cambio en la Quebrada de Acha predomina la componente en suspensión.

Estos gráficos permiten visualizar la composición y cantidad de sólido asociado a un caudal líquido. Se aprecia además que en el San José incrementa su capacidad de transporte a medida que se aproxima al mar. En cambio, el río Lluta presenta su mayor capacidad de transporte en el tramo central.

Comparando la capacidad de evacuación de sedimento al mar de ambos cauces, para un mismo caudal, el río Lluta presenta una mayor potencialidad.

Se observa que las tasas de transporte son mayores en los tramos A y B de los cauces San José y Lluta (sector rural).

Los valores máximos de gasto sólido estimados, asociados al tramo A de cada cauce, para el Lluta son del orden de 4 veces mayores a los del San José y 14 veces que el aporte de La Quebrada Acha.

Se observa además que en el Lluta el transporte aguas arriba del sector urbano es relativamente uniforme (tramo C), incrementándose en forma importante en los tramos A y B (sector urbano antes de descargar al mar).

En el caso del Río San José, ocurre una situación similar a menor escala, pero aguas arriba del sector urbano no se observa un transporte uniforme. Es así como el potencial de transporte mayor se encuentra en el sector urbano (tramos A a C).

Los aportes de la Quebrada de Acha son descargados al tramo B del San José.

En los Gráficos 11.3.2-4 a 11.3.2-6 se presenta para cada cauce respectivamente, la relación caudal - gasto sólido medio por tramo y componente de transporte: suspensión (Gss), fondo (Gsf) y total (Gst).

Estas curvas se obtienen al relacionar el caudal de crecida con la correspondiente capacidad de transporte sólido promedio por tramo. En estos gráficos se presenta en función del caudal: la capacidad de arrastre de fondo (Gsf), el gasto sólido en suspensión (Gss) y la suma de ambas componentes (Gst).

Estos gráficos permiten visualizar la composición y cantidad de sólido asociado a un caudal líquido.

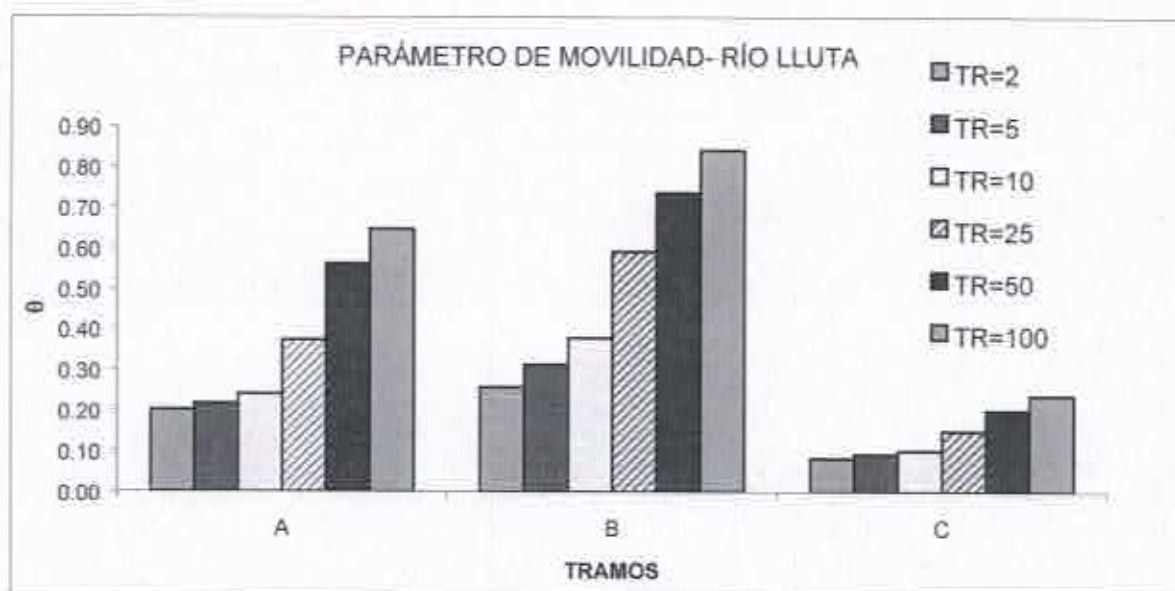
Comparando la capacidad de evacuación de sedimento al mar de ambos cauces, para un mismo caudal, el río Lluta presenta una mayor potencialidad.

En estos gráficos además se ratifica que la forma de transporte sólido que predomina en los ríos Lluta y San José es el arrastre de fondo y en suspensión en la Quebrada de Acha.

CUADRO 11.3.2-1
TRANSPORTE SÓLIDO MEDIO POR TRAMO

CAUCE	TRAMO	GS (T/h)	TR (años)					
			2	5	10	25	50	100
Lluta	A	FONDO	1332.22	2059.32	3748.69	6260.74	12741.84	17940.46
		SUSP	1770.82	2192.27	3748.92	4042.26	6141.40	7976.14
		TOTAL	3103.04	4251.59	7497.60	10303.00	18883.24	25916.60
	B	FONDO	340.91	571.58	936.48	3074.82	5675.47	8445.83
		SUSP	175.17	239.25	302.84	896.59	1772.04	2859.88
		TOTAL	516.08	810.82	1239.32	3971.40	7447.51	11305.71
	C	FONDO	4.11	5.54	14.02	588.11	1658.45	2918.36
		SUSP	56.63	65.05	64.76	134.90	261.32	451.13
		TOTAL	60.74	70.58	78.78	723.00	1919.77	3369.49
San José	A	FONDO	91.32	346.30	692.25	1305.57	1841.35	4492.25
		SUSP	31.44	60.39	122.71	208.46	316.69	1325.59
		TOTAL	122.76	406.69	814.96	1514.03	2158.04	5817.84
	B	FONDO	76.93	273.10	424.98	784.97	1021.45	1583.96
		SUSP	26.24	43.38	61.10	105.92	139.34	239.99
		TOTAL	103.17	316.48	486.08	890.90	1160.79	1823.95
	C	FONDO	215.36	576.07	743.15	1092.92	1379.91	1716.57
		SUSP	21.05	36.51	43.00	55.80	69.77	95.65
		TOTAL	236.42	612.58	786.15	1148.72	1449.67	1812.22
Qda. de Acha	A	FONDO	27.20	95.70	148.90	301.80	432.70	619.60
		SUSP	47.60	109.00	169.10	419.70	706.70	1194.70
		TOTAL	74.70	204.70	318.00	721.50	1139.40	1814.30

GRÁFICO 11.3.2-1



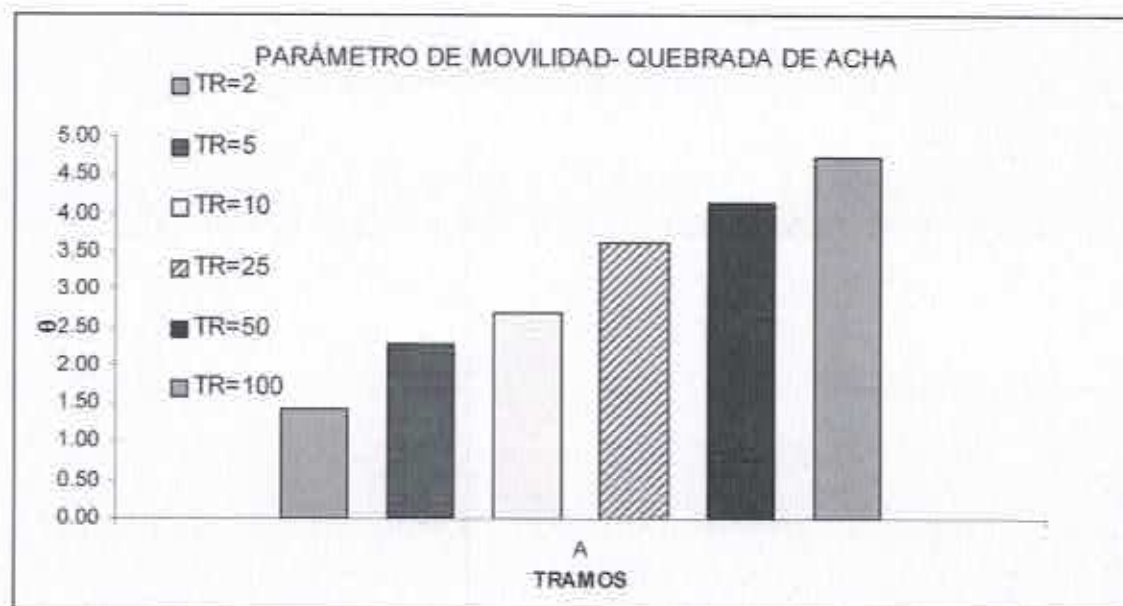
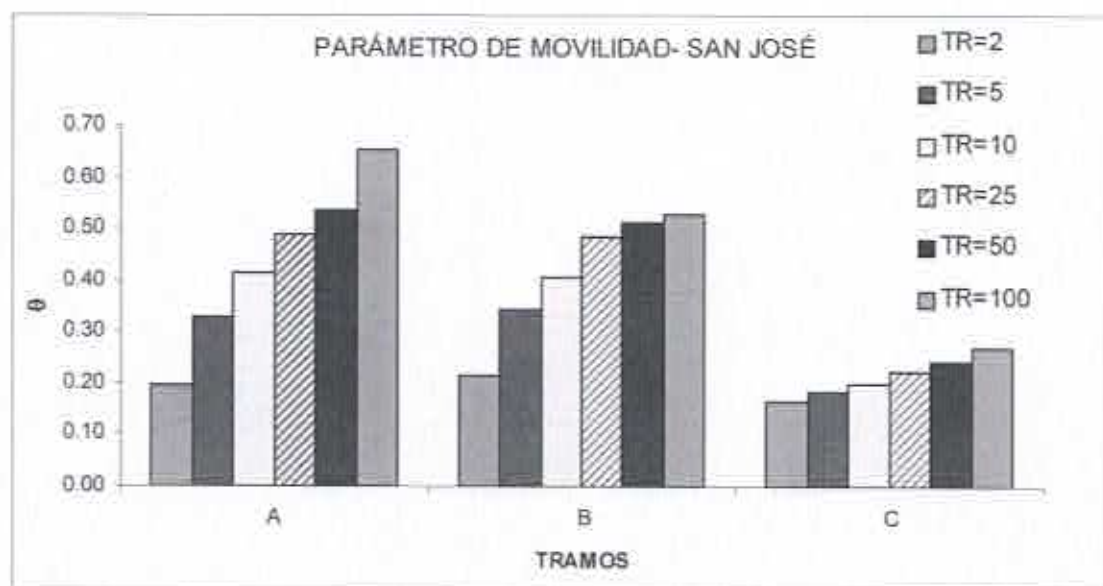
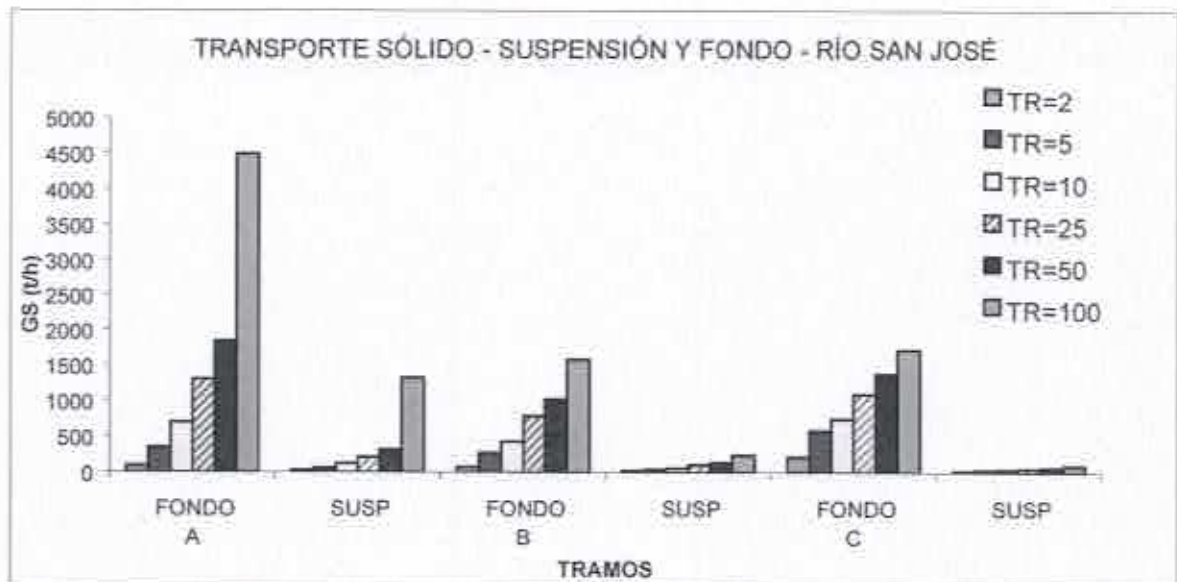
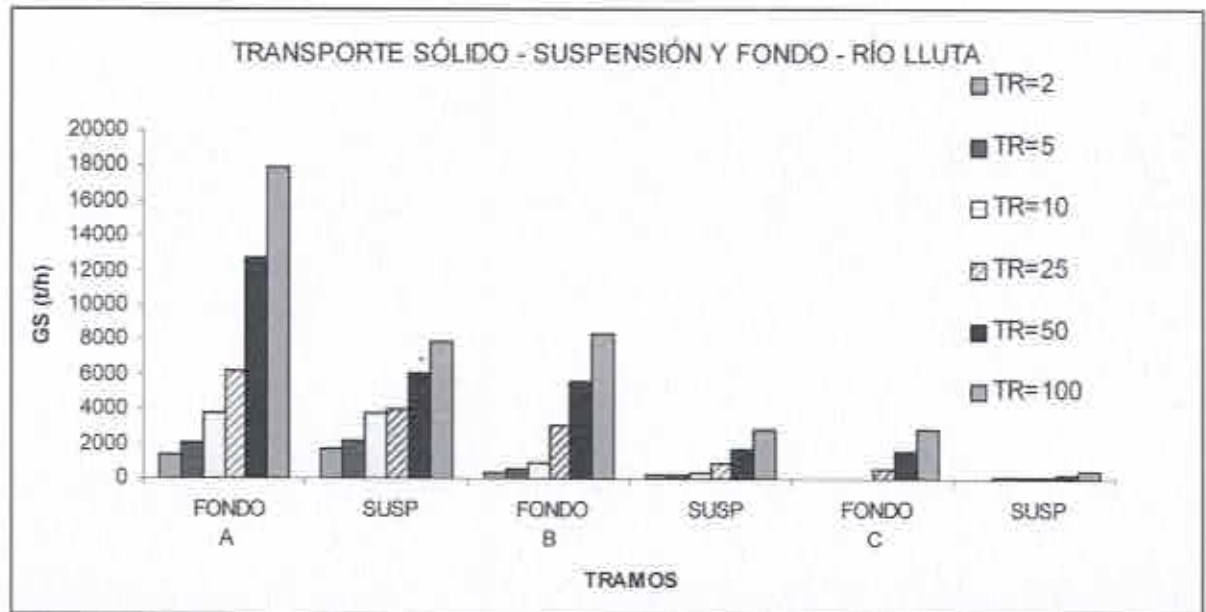


GRÁFICO 11.3.2-2



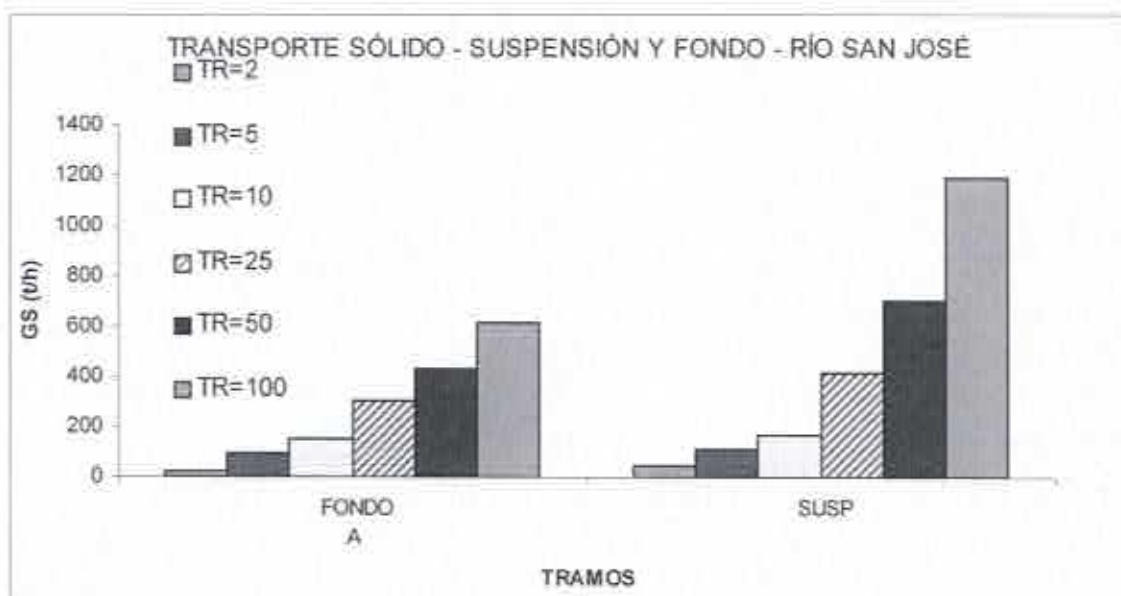
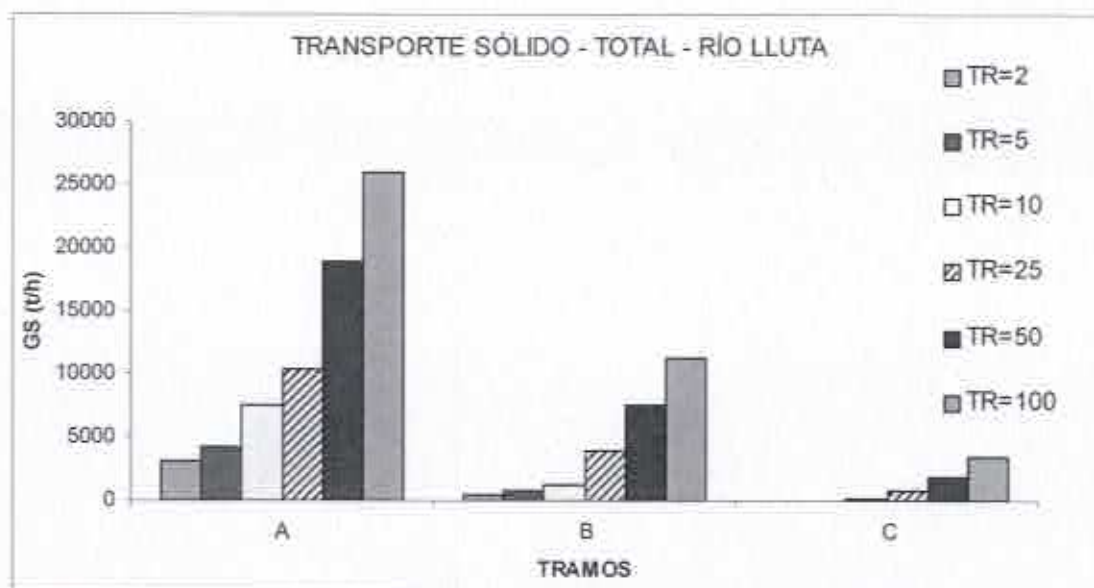


GRÁFICO 11.3.2-3



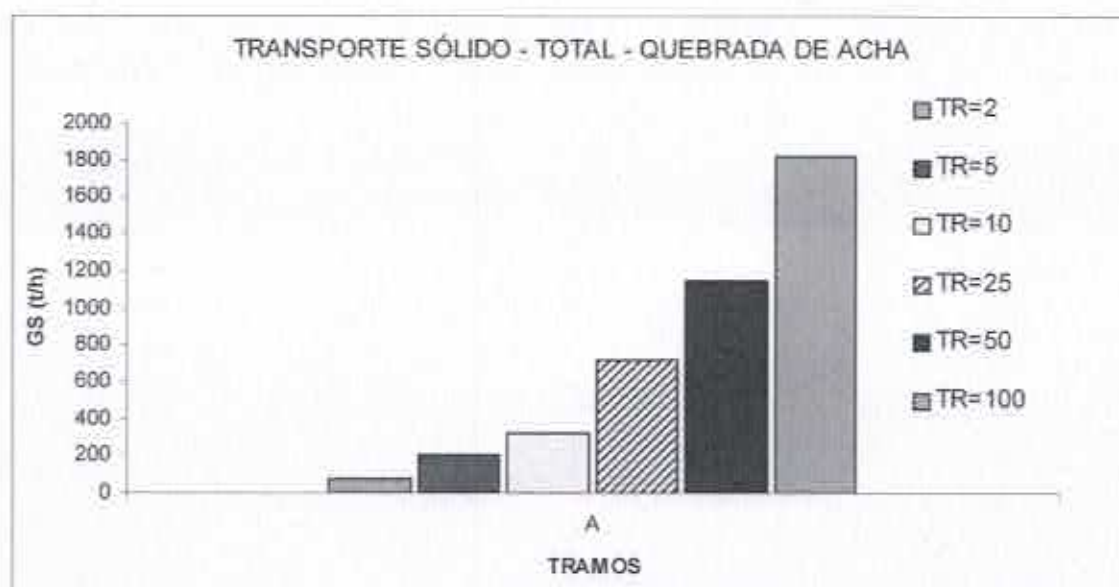
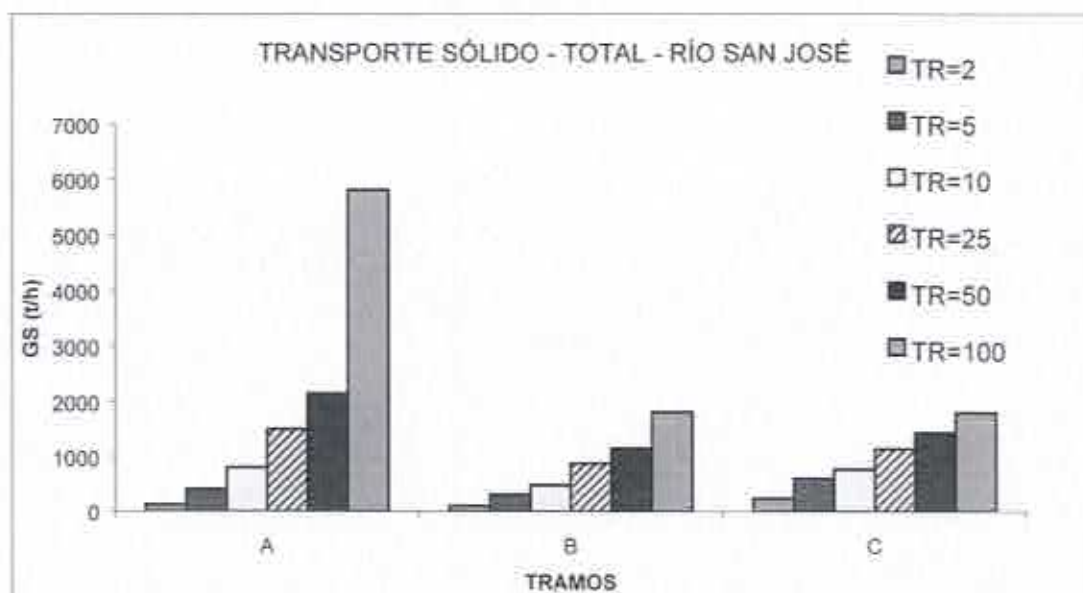


GRÁFICO 11.3.2-4

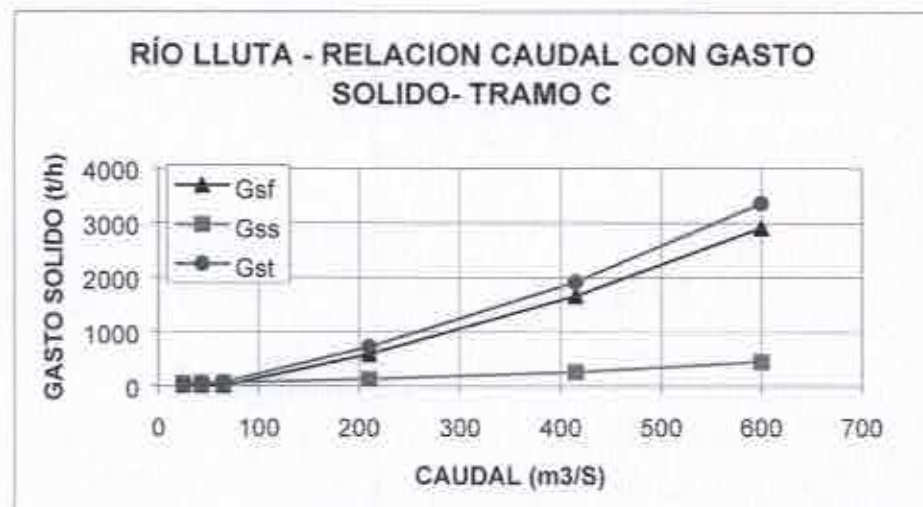
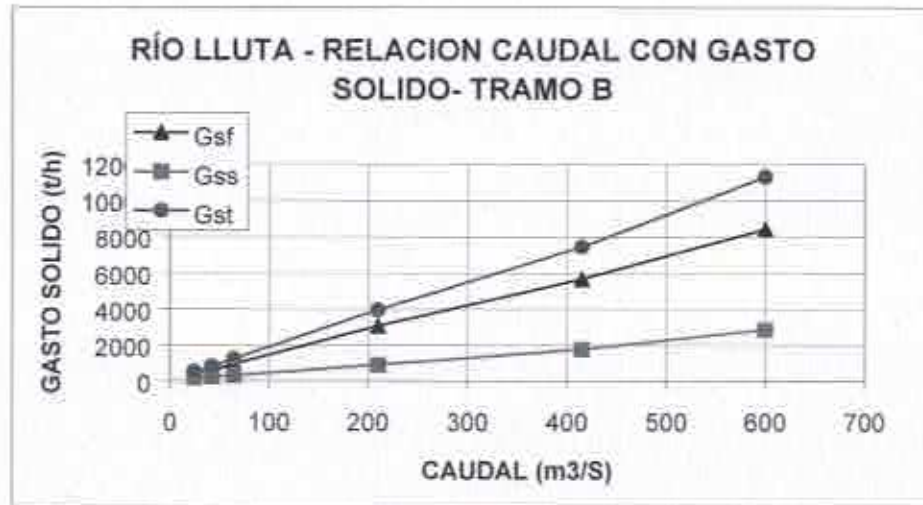
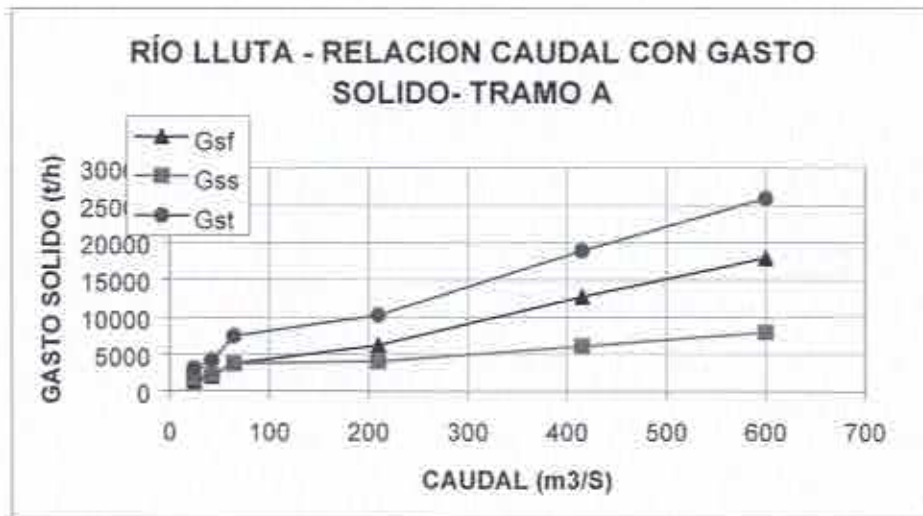


GRÁFICO 11.3.2-5

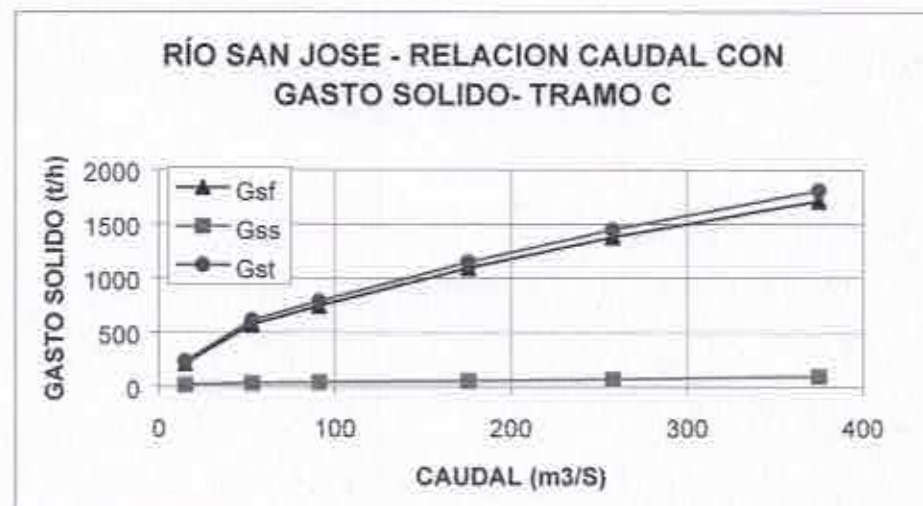
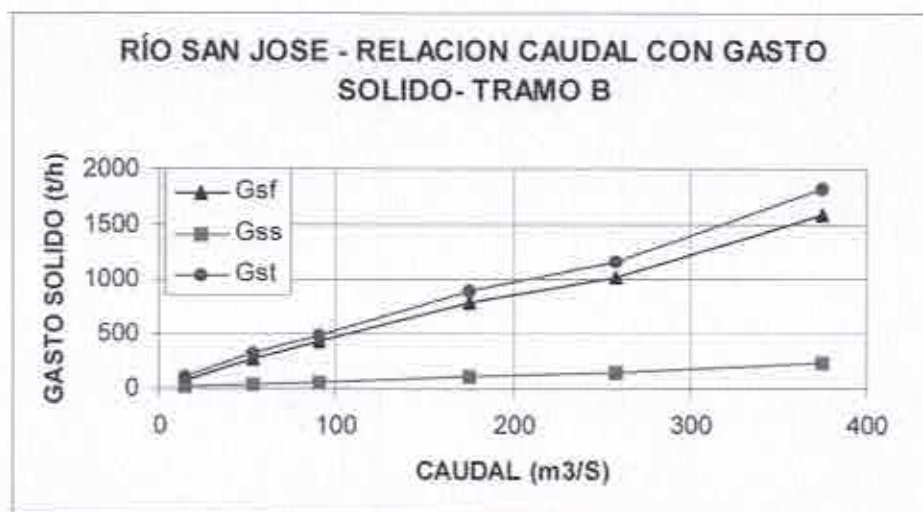
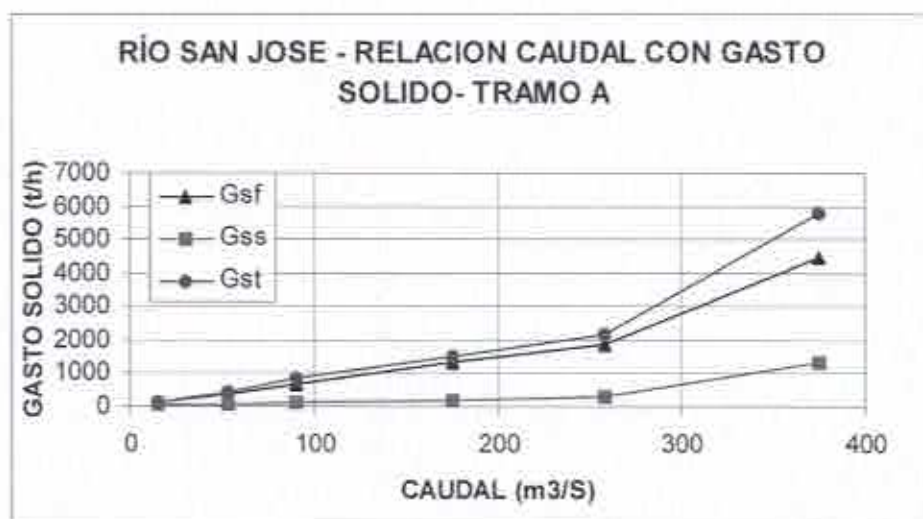
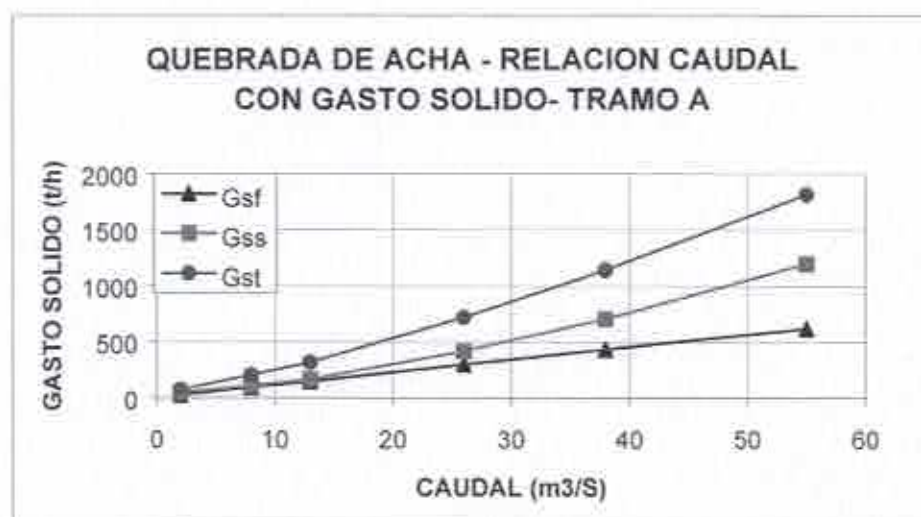


GRÁFICO 11. 3.2-6



11.3.3 Discusión de Resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos cabe destacar lo siguiente:

Las tasas de transporte sólido de los cauces indican que la capacidad de transporte en las cercanías a sus desembocaduras es mayor que en el sector de aguas arriba de la zona urbana de Arica. Esto se puede deber a la relación existente entre el tamaño de sedimento susceptible de ser transportado, la sollicitación hidrodinámica, la constitución y estado del cauce.

En ambos cauces se observa un predominio de la componente de arrastre de fondo. En la zona Urbana se incrementa el transporte en suspensión, sin llegar a ser dominante.

De acuerdo a lo anterior, el sedimento que puede ingresar por los cauces a la zona urbana de Arica es evacuado inmediatamente al mar por la mayor capacidad de transporte que presenta este sector, constituyéndose éstos cauces en vías de tránsito y evacuación del sedimento aportado por sus respectivas cuencas.

Considerando que en el sector urbano la componente de transporte en suspensión es importante, la fracción fina del sedimento aportado al sistema será favorecida o tendrá ventajas para alcanzar el mar.

El déficit en el suministro de sedimento a la zona urbana de los ríos por parte de los tramos de cauce superior, puede indicar que este sector presenta condiciones favorable para la erosión, socavación y/o degradación del lecho. Lo anterior junto a la granulometría extendida del sedimento que constituye el lecho, favorece el desarrollo del fenómeno de acorazamiento del cauce (Fotografía 11.3.3-1).

FOTOGRAFÍA 11.3.3-1
VISTA DEL CAUCE ACORAZADO



Evidencia de esto es que los cauces en este sector están conformados de preferencia por material grueso que no alcanza el mar y cuenta con un grado importante de acorazamiento. Además, en el entorno de las desembocaduras, se observa la presencia de material fino.

Se estima que, dadas las condiciones áridas de las cuencas de estos ríos, el sedimento fino que alcanza los cauces, transportado por acción de la escorrentía superficial y la acción eólica, puede ser significativa. Este gasto de lavado, producto de la pérdida de suelo de las cuencas no se ha considerado en el análisis presentado.

11.4 SOCACACIÓN GENERALIZADA DEL LECHO

En forma análoga al transporte de sedimentos, los fenómenos relacionados con la socavación de un cauce natural son de una complejidad aún no resuelta plenamente por el estado del arte.

Para el estudio mecánico-fluvial del sector urbano de los cauces, se llevó a cabo una estimación de la socavación general potencial del lecho. Esta socavación corresponde a la respuesta de corto plazo del lecho frente, como el que genera una crecida, y se calcula en forma independiente para cada sección transversal. Es decir, esta socavación es función de la geometría del perfil, su granulometría y los parámetros hidrodinámicos obtenidos del eje hidráulico correspondiente.

El análisis realizado no incluye los fenómenos de largo plazo como la degradación o erosión del lecho producto, por ejemplo, de una merma de los aportes sedimentarios al cauce o, al contrario, los problemas de sedimentación por un incremento de los mismos. Tampoco en este análisis preliminar se ha incluido los efectos de socavación local por obras de arte.

Este cálculo de socavación general, para los caudales de crecida, tiene por objeto caracterizar el comportamiento de los cauces e identificar zonas sensibles a este fenómeno.

11.4.1 Metodología

De acuerdo con la caracterización granulométrica realizada, por cauces y tramos, predomina el material grueso y extendido (grava). Excepciones a lo anterior lo constituyen las zonas de las desembocaduras al mar, donde predomina el sedimento fino (arena fina) y en la Quebrada de Acha (arena media a gruesa). También se puede destacar singularidades como la existente en el Río San José (Km 2700, Calicata D(C2)) que presentan bolones y rocas de tamaño mayor que sin duda impiden o controlan el desarrollo de la socavación general.

En consideración a lo expuesto, la socavación general de los lechos se estimó utilizando la fórmula propuesta por Lischtvan-Lebediev-Maza (L-L-M). Esta establece un criterio de socavación máxima, sobre la base de alcanzar una condición de equilibrio entre la velocidad media del escurrimiento y la velocidad media máxima para no erosionar el material de fondo.

La formulación general de este método, para cauces definidos constituidos por sedimento no cohesivo, es la siguiente:

$$h_s = \left[\frac{\alpha h_0^{5/3}}{4,7 \beta d_{84}^{0,28} \psi} \right] \left(\frac{d_{84}^{0,092}}{0,223 + d_{84}^{0,092}} \right)$$

Donde:

- h_s : altura de escurrimiento con lecho socavado
- h_0 : altura de escurrimiento inicial
- β : Coeficiente función del periodo de retorno considerado

$$\alpha = \frac{Q_d}{L_s H^{5/3}}$$

- ψ : coeficiente que considera la relación fluido-sedimento
- d_{84} : diámetro que define el 84% inferior de una granulometría
- Q_d : caudal de diseño
- H : profundidad media
- L_s : ancho superficial

con,	0.00005 m	< d_{84} < 0.0028 m	a=0.322
			b=0.030
	0.0028 m	< d_{84} < 0.182 m	a=0.223
			b=0.092

$$0,182 \text{ m} < d_{84} < 1,0 \text{ m} \quad a=0,191 \\ b=0,187$$

Finalmente la socavación (S) se determina como:

$$S = h_s - h_o$$

11.4.2 Cálculos y Resultados

Siguiendo la metodología presentada, se realizó el cálculo de la socavación general para cada sección de los cauces para los periodos de retorno estipulados. El proceso se presenta tabulado en los Anexos 11.4-1 y 11.4-2 (Cálculo de Socavación General), para los ríos Lluta y San José-Qda. de Acha, respectivamente, y en el Cuadro 11.4.2-1 se resume la socavación media y máxima, asociado a la frecuencia de crecida, para cada tramo de los cauces.

En este cuadro se observa que los valores medios de socavación por tramos no superan 1.7m en el Lluta, 1.0m para el Río San José y 0.4m en la Quebrada Acha. En cambio localmente en secciones específicas de los tramos se pueden alcanzar valores máximos de 8.5, 5.4 y 2.0 m respectivamente.

Las mayores socavaciones se concentran en el sector urbano de los cauces del Lluta y San José, siendo menores en el tramo alto.

Estos resultados se pueden apreciar en los Gráficos 11.4.2-1, donde se presentan para cada cauce la socavación media estimada por tramo y frecuencia. Se incluye además la desviación estándar para cada caso que permite identificar la dispersión que presenta la socavación en las secciones transversales respecto al valor medio presentado.

Se aprecia que la dispersión es mayor en aquellos tramos de mayor actividad sedimentológica y se incrementa directamente con la frecuencia asociada. Esto indica que el fenómeno de socavación se presenta preferentemente sólo en algunas secciones, con valores importantes, que merecen especial atención. En general corresponden a situaciones locales o singularidades que no representan la tendencia general del cauce.

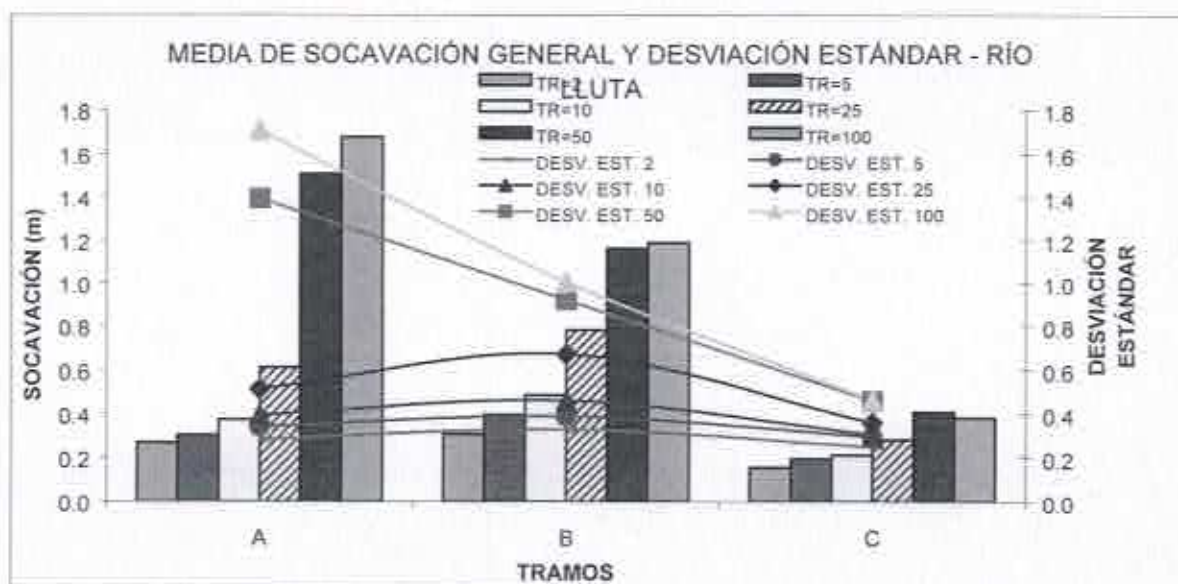
CUADRO 11.4.2-1
SOCAVACIÓN MEDIA Y MÁXIMA POR TRAMO

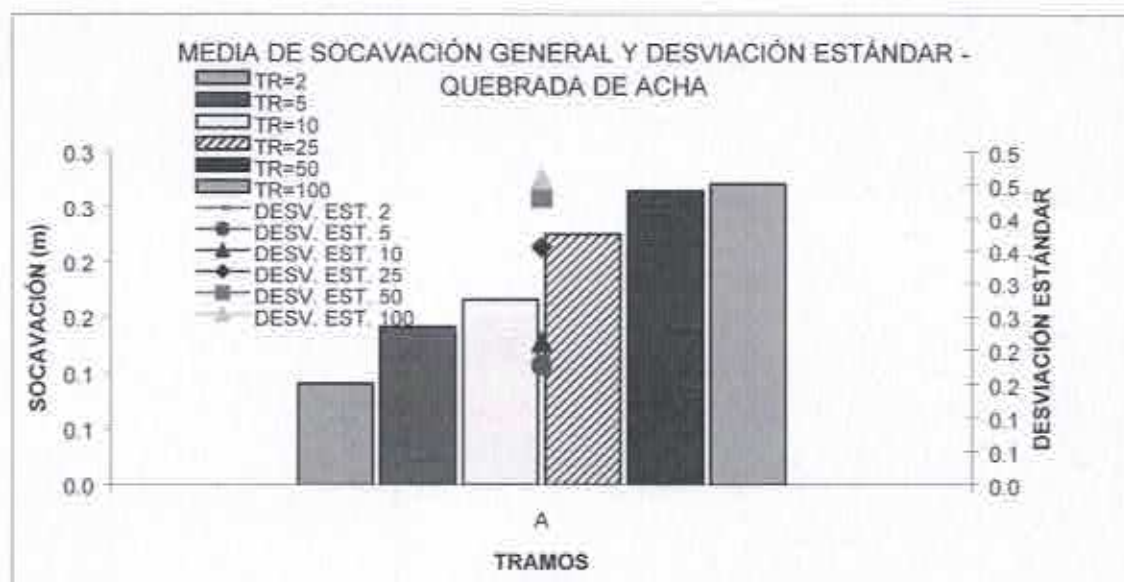
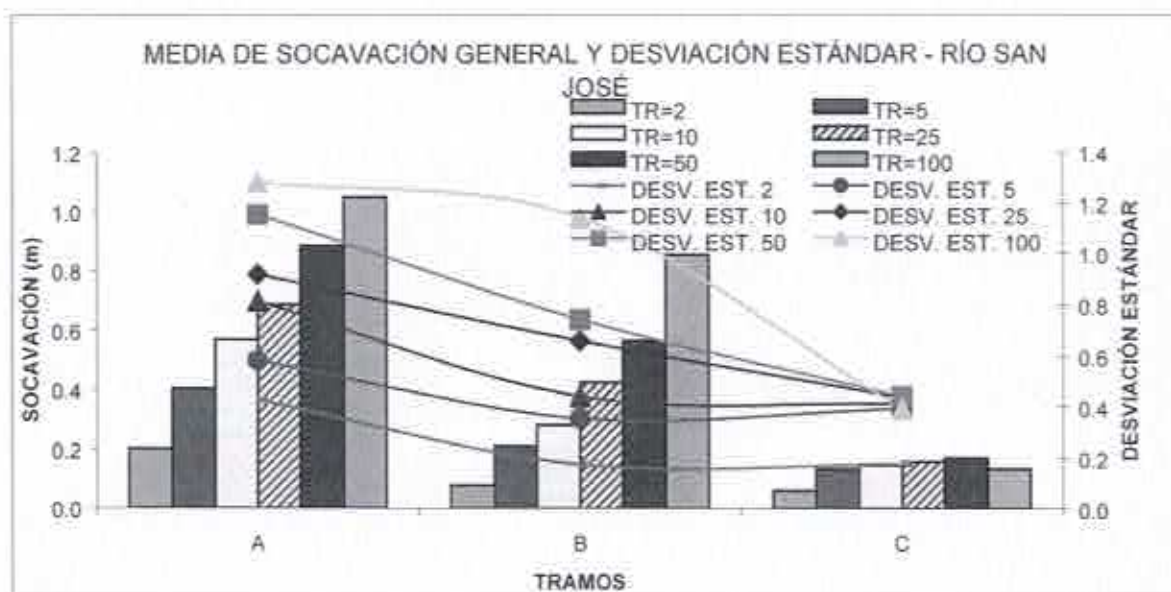
CAUCE	TRAMO	SOC (m)	TR (años)					
			2	5	10	25	50	100
Lluta	A	MEDIA	0.270	0.304	0.376	0.614	1.506	1.678
		MAXIMA	0.916	1.135	1.363	1.843	6.906	8.523
		DESV. EST.	0.284	0.342	0.397	0.515	1.395	1.709
	B	MEDIA	0.308	0.397	0.487	0.783	1.162	1.188
		MAXIMA	1.226	1.373	1.488	2.344	2.952	3.812
		DESV. EST.	0.330	0.390	0.462	0.673	0.921	1.005
	C	MEDIA	0.157	0.196	0.213	0.282	0.409	0.384
		MAXIMA	1.338	1.451	1.492	1.779	1.950	2.034
		DESV. EST.	0.249	0.295	0.307	0.361	0.460	0.465

CAUCE	TRAMO	SOC (m)	TR (años)					
			2	5	10	25	50	100
San José	A	MEDIA	0.203	0.404	0.569	0.686	0.883	1.049
		MAXIMA	2.386	2.301	2.625	3.562	4.253	4.389
		DESV. EST	0.425	0.582	0.814	0.918	1.155	1.282
	B	MEDIA	0.079	0.212	0.282	0.425	0.565	0.853
		MAXIMA	0.999	1.480	1.771	4.557	2.752	5.388
		DESV. EST	0.173	0.354	0.440	0.659	0.742	1.142
	C	MEDIA	0.060	0.134	0.148	0.158	0.172	0.134
		MAXIMA	1.157	2.408	2.549	2.726	2.858	2.584
		DESV. EST	0.176	0.392	0.411	0.435	0.442	0.392
Qda. Acha	A	MEDIA	0.091	0.141	0.165	0.225	0.265	0.271
		MAXIMA	0.623	0.516	0.561	1.473	1.821	2.009
		DESV. EST	0.169	0.178	0.212	0.355	0.431	0.460

Estos resultados se pueden apreciar en los Gráficos 11.4.2-1, donde se presentan los lechos originales y los del lecho socavado.

GRAFICO 11.4.2-1





11.4.3 Conclusiones

Sobre la base de los antecedentes generados en este análisis, conocimiento de la zona y bibliografía, se puede comentar y aseverar lo siguiente:

Los cauces presentan un incremento en la capacidad de transporte sólido al aproximarse al mar. Esto podría implicar que los cauces en el sector urbano constituyen vías de tránsito de los sedimentos aportados por la cuenca. La incorporación de material fino del cauce para suplir el desbalance sedimentológico producido, incrementa el mecanismo de acorazamiento de los lechos.

En las proximidades a las desembocaduras predomina la componente en suspensión del transporte sólido, lo que favorece la evacuación de sedimento fino al mar.

Hacia aguas arriba se invierte la composición del transporte total adquiriendo mayor importancia el arrastre de fondo.

La disminución en la capacidad de transporte sólido al aproximarse al mar favorece la depositación de material grueso sobre los lechos de los cauces. Esto provoca el acorazamiento de los cauces.

Si se considera un balance sedimentológico local, correspondiente a los tramos de cauces en la zona urbana, sobre la base de los resultados obtenidos de la situación actual, se puede aseverar lo siguiente:

- Río San José: la suma de capacidad de transporte sólido del tramo C del San José y Tramo A del Acha es mayor a la capacidad de transporte del tramo B del San José. Lo anterior implica que este tramo presenta tendencia a la depositación. El último tramo A del San José presenta mayor capacidad de transporte que el tramo B. Lo anterior implicaría que para suplir este incremento de la tasa de transporte, el sedimento adicional es aportado por el mismo cauce. Esto significa que este último tramo de cauce antes de descargar al mar presenta tendencia al fenómeno de socavación.
- Río Lluta: La capacidad de transporte del tramo B es mayor a la del tramo C, lo que indica que el tramo B presenta tendencia a la socavación para suplir el déficit de sedimento aportado desde aguas arriba. Sin embargo el tramo A presenta menor capacidad de transporte que el B, lo que favorece la depositación en este último tramo.

No obstante lo anterior, es importante tener presente que el análisis descrito corresponde a la situación local actual de los sistemas mecánico-fluviales y corresponden a procesos dinámicos variables en el tiempo con tendencia a un equilibrio en el largo plazo.

El fenómeno de acorazamiento del lecho observado en los cauces limita o controla el desarrollo de la socavación. En tramos con tendencia a la socavación puede intensificarse el grado de acorazamiento de los lechos (transporte y lavado de material fino).

La socavación estimada corresponde a la socavación potencial máxima alcanzada bajo una situación hidrodinámica permanente en el tiempo. Considerando que las ondas de crecidas que presentan los cauces son de corta duración, los valores estimados de socavación deben considerarse de referencia ya que difícilmente pueden alcanzar a desarrollarse plenamente. Lo anterior también debe ser considerado en conjunto con la tendencia al acorazamiento de los cauces en este sector, situación favorece el control de los fenómenos de socavación.

No obstante lo anterior, es importante tener presente que el análisis descrito corresponde a la situación local actual de los sistemas mecánico-fluviales y corresponden a procesos dinámicos variables en el tiempo con tendencia a un equilibrio en el largo plazo.

11.5 SOCAVACIÓN LOCAL

11.5.1 Socavación al Pie de Pilas

Al no contarse en la actualidad con modelos analíticos o numéricos capaces de describir el flujo en las vecindades de las pilas, es que se debe recurrir a estudios experimentales que se han desarrollado con motivo de estos fenómenos. De esta forma, han surgido una gran cantidad de fórmulas empíricas que pretenden servir de guía en la estimación de la socavación local al pie de pilas.

Se entiende entonces que su utilización debe ser cautelosa, ya que estas fórmulas fueron desarrolladas bajo condiciones experimentales particulares, no siendo directo su extrapolación a otros escenarios. Por ello se debe tener muy presente el campo de aplicabilidad de las metodologías propuestas, ya que la verificación de resultados para situaciones similares es de alta complejidad.

Teniendo presente lo anterior y considerando el caso ideal en que el escurrimiento es uniforme, permanente y la pila se considera como aislada, el cálculo de las socavaciones se desarrolla considerando las solicitaciones hidrodinámicas del perfil en que se emplaza la pila debido a una crecida para el periodo de retorno deseado, la ubicación de esta en relación al cauce del río, la granulometría del perfil, la forma, etc.

Para la estimación de la socavación máxima se aplicarán las fórmulas que consideran la socavación con arrastre incipiente o crítico, por considerarse la condición mas desfavorable.

11.5.1.1 Metodología

En virtud de las características de la granulometría existente en las zona de estudio, donde predomina el material grueso con granulometría extendida (grava), es que se debe de tener especial cuidado en la aplicación de las fórmulas empíricas a utilizar, debido a que su gran mayoría a sido ensayada para condiciones de fondos con grano fino.

De acuerdo con el escenario planteado, es que se ha decidido evaluar la socavación local en pilas con las fórmulas empíricas de Breusers, Nicollet y Shen (1977), Jain y Ficher (1979), Hincu (1965) y Shen, Schneider, Karaki y Roper (1966-1971).

- **Fórmula de Breusers, Nicollet y Shen (1977)**

Fórmula deducida en base a experiencias con sedimento fino no cohesivo (arenas), en que el rango del diámetro medio utilizado varía entre 0.2 y 6 mm.

$$\left(\frac{S}{b}\right)_{\text{critico}} = 2 \cdot \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$$

Donde:

S : Socavación máxima (m)

h	:	Altura de escurrimiento (m)
b	:	Diámetro de la pila (m)

Existen algunos antecedentes experimentales sobre socavación en lechos más gruesos (5 a 25mm) obtenidos en el Centro de Recursos Hídricos (U. de Chile) (Ayala y Martín, 1980) que pueden utilizarse para hacer extrapolaciones mejor fundamentadas.

Se entiende que la socavación en lechos de grano grueso uniforme es menor que la teórica predicha con la fórmula de Breusers et al. Por ello, se puede aplicar a este valor, un factor de corrección nunca menor a 0.2, extraído de la figura 5.4 del libro "Diseño Hidráulico de Puentes", L. Ayala, Universidad de Chile.

- **Fórmula de Jain y Fischer (1979)**

Fórmula deducida en base a experiencias con sedimento fino no cohesivo (arenas), en que el rango del diámetro medio utilizado varía entre 0.25 y 2.5 mm.

$$\left(\frac{S}{b}\right)_{crítico} = 1.84 \cdot Fc^{\frac{1}{4}} \left(\frac{h}{b}\right)^{\frac{3}{10}}$$

Donde:

S	:	Socavación máxima (m)
h	:	Altura de escurrimiento (m)
b	:	Diámetro de la pila (m)
Fc	:	Froude crítico de arrastre de Shields

Válido para:

$$1 < h/b < 2$$

$$0.29 < Fc < 0.63$$

Considerando:

$$Fc = 3.21 \cdot \tau_*^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{-1} \cdot LN\left(11 \cdot \frac{h}{D_{50}} \cdot x\right)$$

Siendo:

D_{50}	:	Diámetro del grano (m)
τ_*	:	0.060 si $Re \geq 400$
x	:	1.0 si $70 \leq Re \leq 100$

- **Fórmula de Hincu (1965)**

$$\left(\frac{S}{b}\right)_{\text{crítico}} = 2.42 \cdot Fc^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

S	:	Socavación máxima (m)
b	:	Diámetro de la pila (m)
Fc	:	Froude crítico de arrastre de Hincu

Considerando:

$$Fc = 1.54 \cdot \left(\frac{h}{D_{50}}\right)^{\frac{3}{10}}$$

Siendo:

D_{50}	:	Diámetro del grano (m)
h	:	Altura de escurrimiento (m)

- **Fórmula de Shen, Schneider, Karaki y Roper (1966-1971)**

$$\left(\frac{S}{b}\right)_{\text{crítico}} = 2 \cdot F^{0.43} \left(\frac{h}{b}\right)^{0.36}$$

Donde:

S	:	Socavación máxima (m)
h	:	Altura de escurrimiento (m)
b	:	Diámetro de la pila (m)
F	:	Froude del escurrimiento

Considerando:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

Siendo:

V	:	Velocidad del escurrimiento (m/s)
---	---	-----------------------------------

Todas las fórmulas anteriores son válidas para pilas de forma circular. Para las que tengan forma rectangular, la literatura especializada recomienda incrementar los resultados en un 40 %. Además son válidas para lechos finos, salvo la de Breusers et al. que presenta una corrección para lechos gruesos. Para el resto de las ecuaciones se puede aplicar, según lo publicado por Ayala (IX Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica, Sociedad Chilena de

CUADRO 11.5.1.2-2
SOCAVACIÓN LOCAL AL PIÉ DE PILAS. RÍO SAN JOSE

Cauce	Sector	Pila	Sección E.H.	TR	b (m)	h (m)	D50 (mm)	D85 (m)	V (m/s)	S (m)
San José	Pte. Capitán Avalos	central	94.70	100	0.24	5.20	30.00	0.12	5.06	0.18
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.47	6.45	30.00	0.12	2.81	0.38
		derecha	63.50		0.47	7.87	30.00	0.12	3.59	0.38
	Pte. Pedro Aguirre Cerda	izquierda	45.50		0.50	8.82	30.00	0.12	2.21	0.39
		derecha	45.50		0.50	8.82	30.00	0.12	2.09	0.39
	Pte. Santa María	izquierda	25.50		0.47	5.50	30.00	0.12	6.06	0.44
		derecha	25.50		0.47	5.90	30.00	0.12	6.06	0.45
	Pte. Capitán Avalos	central	94.70	50	0.24	4.44	30.00	0.12	4.36	0.18
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.47	5.81	30.00	0.12	2.34	0.36
		derecha	63.50		0.47	5.81	30.00	0.12	3.59	0.40
	Pte. Pedro Aguirre Cerda	izquierda	45.50		0.50	7.04	30.00	0.12	2.84	0.40
		derecha	45.50		0.50	7.04	30.00	0.12	2.52	0.39
	Pte. Santa María	izquierda	25.50		0.47	4.60	30.00	0.12	5.94	0.43
		derecha	25.50		0.47	5.94	30.00	0.12	5.00	0.43
	Pte. Capitán Avalos	central	94.70	25	0.24	1.43	30.00	0.12	5.81	0.17
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.47	3.89	30.00	0.12	2.43	0.35
		derecha	63.50		0.47	5.31	30.00	0.12	2.90	0.35
	Pte. Pedro Aguirre Cerda	izquierda	45.50		0.50	5.73	30.00	0.12	2.85	0.40
		derecha	45.50		0.50	5.73	30.00	0.12	2.85	0.38
	Pte. Santa María	izquierda	25.50		0.47	3.63	30.00	0.12	4.93	0.41
		derecha	25.50		0.47	4.23	30.00	0.12	4.93	0.41
	Pte. Capitán Avalos	central	94.70	10	0.24	0.79	30.00	0.12	5.04	0.15
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.47	2.50	30.00	0.12	2.34	0.34
		derecha	63.50		0.47	3.92	30.00	0.12	2.34	0.35
	Pte. Pedro Aguirre Cerda	izquierda	45.50		0.50	4.46	30.00	0.12	1.90	0.36
		derecha	45.50		0.50	4.46	30.00	0.12	1.90	0.36
	Pte. Santa María	izquierda	25.50		0.47	2.65	30.00	0.12	2.98	0.36
		derecha	25.50		0.47	3.05	30.00	0.12	2.98	0.36
	Pte. Capitán Avalos	central	94.70	5	0.24	0.48	30.00	0.12	4.22	0.14
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.47	1.55	30.00	0.12	1.80	0.31
		derecha	63.50		0.47	2.97	30.00	0.12	1.80	0.33
	Pte. Pedro Aguirre Cerda	izquierda	45.50		0.50	3.02	30.00	0.12	1.55	0.34
		derecha	45.50		0.50	3.02	30.00	0.12	1.55	0.34
	Pte. Santa María	izquierda	25.50		0.47	1.75	30.00	0.12	2.70	0.34
		derecha	25.50		0.47	2.15	30.00	0.12	2.70	0.34
	Pte. Capitán Avalos	central	94.70	2	0.24	0.34	30.00	0.12	1.53	0.11
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.47	0.02	30.00	0.12	1.25	0.11
		derecha	63.50		0.47	1.44	30.00	0.12	1.25	0.29
	Pte. Pedro Aguirre Cerda	izquierda	45.50		0.50	1.54	30.00	0.12	0.97	0.30
		derecha	45.50		0.50	1.54	30.00	0.12	0.97	0.30
	Pte. Santa María	izquierda	25.50		0.47	0.75	30.00	0.12	1.82	0.29
		derecha	25.50		0.47	1.15	30.00	0.12	1.82	0.30

Ingeniería Hidráulica), un factor que se entrega tabulada en la citada referencia, con lo que se obtendría la socavación válidas para un lecho acorazado o de granulometría gruesa uniforme

11.5.1.2 Cálculos y Resultados

Siguiendo la metodología presentada, se realizó el cálculo de la socavación local al pié de pilas para cada sección de los cauces en que se presenten estas singularidades, para los periodos de retorno estipulados. El proceso se presenta tabulado en el Anexo 11.5-1 (Cálculo de Socavación Local en Pilas) y en el Cuadro 11.5.1.2-1 se resume la socavación máxima para cada pila asociada a su respectivo puente y a la frecuencia de crecida, junto con los parámetros considerados para su cálculo.

Estos resultados, como se ha mencionado en los antecedentes teóricos, se han corregido para lechos de grano grueso, adoptando como factor común el valor de 0.25, ya que según recomendaciones realizadas en referencias revisadas, no se puede aplicar un factor menor a 0.2 y por simple extrapolación este mínimo no se respetaba para las condiciones de escurrimiento del tramo en estudio.

El valor adoptado de socavación corresponde a un promedio de los métodos de Breusers, Nicollet y Shen (1977), Jain y Ficher (1979), y Shen, Schneider, Karaki y Roper (1966-1971), dado a que todos presentaban valores similares y no fue posible realizar una distinción notoria sobre el método de mayor seguridad en la entrega de resultados.

En los Cuadros 11.5.1.2-1 y 11.5.1.2-2 se observa que los valores de socavación para las pilas de puentes no superan el valor de los 45 cm, el que se da en el puente Santa María para el periodo de retorno de 100 años, además que el comportamiento es similar en todos los sectores, es decir, una tendencia a la reducción de la socavación a medida que disminuimos en periodo de retorno.

Además se aprecia una clara tendencia al aumento de la socavación a medida que nos acercamos a la zona de la desembocadura. Lo que se debe al encajonamiento que se produce en esta zona, que hace disminuir la sección transversal del escurrimiento, provocando un incremento de la velocidad y de la altura de escurrimiento del sector.

Estos valores deben ser agregados a los de la socavación general, para considerar la real degradación que se espera genere una crecida en el sector deseado.

CUADRO 11.5.1.2-1
SOCAVACIÓN LOCAL AL PIÉ DE PILAS, RÍO LLUTA

Cauce	Sector	Pila	Sección E.H.	TR	b (m)	h (m)	D50 (mm)	D85 (m)	V (m/s)	S (m)
Lluta	Pte. Chacalluta	central	46.50	100	1.10	2.59	16.00	0.09	5.51	0.41
		central	46.50	50	1.10	2.17	16.00	0.09	5.20	0.39
		central	46.50	25	1.10	1.63	16.00	0.09	4.80	0.35
		central	46.50	10	1.10	1.07	16.00	0.09	3.84	0.32
		central	46.50	5	1.10	0.90	16.00	0.09	3.64	0.31
		central	46.50	2	1.10	0.69	16.00	0.09	3.21	0.29

11.5.2 Socavación al Pie de Estribos

Al igual como acontece con la socavación local en pilas, para los estribos solo se cuenta con estudios experimentales, por lo que las aplicaciones y consideraciones que se deba tener con los resultados son válidas para estas singularidades igualmente.

Luego, estas fórmulas empíricas son extraídas al considerar el caso ideal en que el escurrimiento es uniforme y permanente, el cálculo de las socavaciones en estribos se desarrolla considerando las sollicitaciones hidrodinámicas del perfil en que se emplaza el estribo debido a una crecida para el periodo de retorno deseado, la penetración del estribo en el cauce, la granulometría del perfil, la forma, etc.

11.5.2.1 Metodología

Las fórmula con que se ha decidido trabajar producto de su mayor apoyo experimental, son las propuestas por Lui, Chang y Skinner (1961), Laursen (1963) y Gill (1972) para las que se ha considerado estribos de parámetros verticales, normales a la corriente y de punta rectangular.

- Fórmula de Lui, Chang y Skinner (1961)

Fórmula deducida en base a experiencias con sedimento no cohesivo y uniforme.

$$\left(\frac{S}{h}\right) = 2.4 \cdot \left(\frac{b}{h}\right)^{\frac{2}{5}} \cdot F^{\frac{1}{3}} \quad \text{para } \frac{b}{h} \leq 25$$

$$\left(\frac{S}{h}\right) = 4.0 \cdot F^{\frac{1}{3}} \quad \text{para } \frac{b}{h} > 25$$

Donde:

S	:	Socavación máxima (m)
h	:	Altura de escurrimiento (m)
b	:	penetración del estribo (m)
F	:	Froude del escurrimiento

Considerando:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

Siendo:

V	:	Velocidad del escurrimiento (m/s)
---	---	-----------------------------------

En el caso de secciones naturales, con distribución no uniforme de caudales, se utiliza en vez de b (penetración del estribo), la penetración efectiva (b'), la que se calcula mediante la fórmula:

$$b' = \frac{C_o}{1 - C_o} \cdot e$$

en que :

$$e = 2.75 \cdot S$$

$$C_o = \frac{QE}{QE + Qe}$$

e	:	Extensión lateral del bulbo de socavación
C_o	:	Coefficiente de obstrucción de estribos
QE	:	Caudal interceptado por el estribo = $AE \cdot VE$
Qe	:	Caudal que escurre en la zona próxima al estribo (Extensión lateral del bulbo de socavación) = $Ae \cdot Ve$
AE	:	Área mojada correspondiente al flujo interceptado por el estribo
Ae	:	Área mojada correspondiente a la extensión lateral del bulbo de socavación

En este caso el número de Froude debe calcularse tomando la velocidad media de aproximación y su altura media, mediante las expresiones:

$$V = \frac{QE + Qe}{AE + Ae}$$

$$h = \frac{AE + Ae}{b + e}$$

Como se puede apreciar, el cálculo debe realizarse por tanteos, debido a que la socavación queda en función de la extensión lateral del bulbo de socavación (e), el que a su vez depende de la socavación.

- **Fórmula de Laursen (1963)**

$$\frac{b}{h} = 2.75 \cdot \frac{ds}{h} \left[\left(\frac{1}{12} \cdot \frac{ds}{h} + 1 \right)^{\frac{7}{6}} - 1 \right]$$

Donde:

ds	:	Socavación máxima (m)
h	:	Altura de escurrimiento (m)
b	:	penetración del estribo (m)

- **Fórmula de Gill (1972)**

$$\frac{ds + h}{h} = 8.375 \cdot \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0.25} \cdot \left(\frac{B}{B - b} \right)^{\frac{6}{7}}$$

Donde:

ds	:	Socavación máxima (m)
h	:	Altura de escurrimiento (m)
b	:	penetración del estribo (m)
B	:	Ancho del Canal (m)

11.5.2.2 Cálculos y Resultados

Siguiendo la metodología presentada, se realizó el cálculo de la socavación local al pie de estribos para cada sección de los cauces en que se presenten estas singularidades, para los periodos de retorno estipulados. El proceso se presenta tabulado en el Anexo 11.5-2 (Cálculo de Socavación Local en Estribos) y en el Cuadro 11.5.2.2-1 se resume la socavación máxima para cada estribo asociada a su respectivo puente y a la frecuencia de crecida, junto con los parámetros considerados para su cálculo.

Dada la poca información con que se cuenta para la socavación en estribos con lecho grueso, es que se debió buscar en publicaciones extranjeras fórmulas que nos ayudaran a complementar y dar mayor seguridad en los cálculos. Estos esfuerzos no fueron muy fructíferos, debido a que el fenómeno que ocurre en los estribos es de mucho mayor complejidad que el ocurrido en las pilas. Es por ello que es comprensible que los estudios en pilas estén mucho mas avanzados que los realizados en estribos, realizando experiencias para varias formas, anchos, caudales, etc. que permiten tener un mayor rango de aplicación.

Por lo anterior, es que los valores encontrados en el cálculo de la socavación en estribos sea fuertemente sobreestimado llegando a valores hasta de 6 metros de socavación, lo que dado las condiciones hidrodinámicas de la zona, el material que conforma el lecho y la corta duración de las crecidas, se consideran imposibles de alcanzar. Por ello, y en forma absolutamente estimativa, se ha considerado la aplicación de un factor de corrección, de la misma forma como sugiere la literatura especializada para las pilas, el cual corresponde a un valor de 0.3, el que está por sobre el mínimo recomendado para pilas y nos entrega cierto margen de seguridad.

Luego, utilizando la fórmula que nos entregó mejores valores y mas seguros, se aplica el factor antes mencionado y el resultado es el que sigue, donde apreciamos valores máximos de socavación de 1,43 metros en ambos puentes para la frecuencia de 100 años, y una misma tendencia a la disminución de los valores calculados al ir descendiendo en periodos de retorno.

CUADRO 11.5.2.2-1
SOCACACIÓN LOCAL AL PIÉ DE ESTRIBOS. RIO SAN JOSE

Cauce	Sector	Estribo	Sección	TR	he	hE	b	a	ve	vE	B	d50	S
					(m)	(m)	(m)	(m)	(m/s)	(m/s)	m	m	Laursen (m)
San José	Pte. Capitán Avalos	izquierda	94.70	100	5.20	3.13	5.80	4.22	5.06	4.56	26.40	0.03	1.43
		derecha	94.70		5.20	2.63	3.40	5.40	5.06	5.56	26.40	0.03	0.90
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50	50	6.45	2.61	2.85	1.40	3.20	2.81	24.80	0.03	1.43
	Pte. Capitán Avalos	izquierda	94.70		4.44	2.37	5.80	4.22	4.36	3.98	26.40	0.03	1.09
		derecha	94.70	25	4.44	1.87	3.40	5.40	4.36	4.74	26.40	0.03	0.64
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		5.81	1.97	2.85	1.40	2.87	2.34	24.80	0.03	1.08
	Pte. Capitán Avalos	izquierda	94.70	10	1.43	0.88	5.80	4.22	5.81	5.50	26.40	0.03	0.41
		derecha	94.70		1.43	0.38	3.40	5.40	5.81	6.12	26.40	0.03	0.13
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50	5	3.89	0.05	2.85	1.40	2.43	1.96	24.80	0.03	0.06
	Pte. Capitán Avalos	izquierda	94.70		0.79	0.00	5.80	4.22	5.04	4.97	26.40	0.03	0.00
		derecha	94.70	2	0.79	0.00	3.40	5.40	5.04	5.10	26.40	0.03	0.00
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		2.50	0.00	2.85	1.40	2.34	2.34	24.80	0.03	0.00
	Pte. Capitán Avalos	izquierda	94.70	5	0.48	0.00	5.80	4.22	4.22	4.13	26.40	0.03	0.00
		derecha	94.70		0.48	0.00	3.40	5.40	4.22	4.31	26.40	0.03	0.00
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50	2	1.55	0.00	2.85	1.40	1.80	1.80	24.80	0.03	0.00
	Pte. Capitán Avalos	izquierda	94.70		0.34	0.00	5.80	4.22	1.53	1.55	26.40	0.03	0.00
		derecha	94.70	2	0.34	0.00	3.40	5.40	1.53	1.51	26.40	0.03	0.00
	Pte. Tucapel	izquierda	63.50		0.02	0.00	2.85	1.40	1.25	1.25	24.80	0.03	0.00

11.5.3 Socavación al Pie de Umbrales

En los tramos finales de ambos ríos se presentan secciones de fondos revestidos, las que posteriormente pierden esta condición, por lo que estas singularidades deben ser estudiadas desde el punto de vista de la socavación local. Estas singularidades corresponden a:

- Río San José: en la salida del puente ferrocarril Arica-Tacna.
- Río Lluta: en la salida de la alcantarilla del puente Las Machas

Para estos casos el problema se puede plantear como un chorro horizontal que incide tangencialmente sobre el lecho del río.

11.5.3.1 Metodología

Las ecuaciones ocupadas para determinar la socavación máxima medida desde el fondo de aguas abajo se presentan a continuación.

- Fórmula de Ivanissevich

$$S = ht \cdot 1.04 \cdot cv^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{H}{ht} \right)^{\frac{3}{4}} \cdot \left(\frac{ht}{D_{90}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

S	:	Socavación máxima (m)
ht	:	Altura de escurrimiento del torrente sobre el umbral (m)
H	:	Bernoulli de aguas arriba menos la altura de aguas abajo (m)
D ₉₀	:	Diámetro característico del sedimento (m)
Cv	:	Coefficiente de velocidad

Considerando:

$$cv = \frac{Vu}{\sqrt{2 \cdot g \cdot H}}$$

Siendo:

Vu	:	Velocidad del escurrimiento sobre el umbral (m/s)
----	---	---

- **Fórmula de Mason y Arumugan (1985)**

Esta fórmula es una recopilación de 31 ecuaciones para determinar la socavación local al pie de umbrales con flujo torrencial, según una disposición general que se explicará con posterioridad.

$$S = hc \cdot \left(\frac{hd}{hc} \right)^{0.1} \cdot \left(\frac{H}{D_{50}} \right)^{0.05} \cdot \left(\frac{hd}{H} \right)^{0.1}$$

Donde:

S	:	Socavación máxima (m)
hd	:	Altura de escurrimiento de aguas abajo sobre el fondo fluvial (m)
hc	:	Altura crítica del flujo a la salida del umbral (m)
H	:	Bernoulli de aguas arriba menos la altura de aguas abajo (m)
D ₅₀	:	Diámetro característico del sedimento (m)

- **Fórmula de Bormann and Julien (1991)**

$$\frac{ze + zf}{ho} = 0.61 \cdot \left(\frac{Vo^2}{g \cdot ho} \right)^{0.8} \cdot \left(\frac{ho}{D_m} \right)^{0.4} \cdot \frac{\text{sen } \alpha_j}{(\text{sen } (25^\circ + \alpha_j))^{0.8}}$$

Donde:

ze	:	Socavación máxima (m)
zo	:	Altura del umbral sobre el lecho fluvial (m)
ho	:	Altura del flujo sobre el umbral (m)

V_o	:	Velocidad sobre el umbral (m/s)
D_m	:	Diámetro característico del sedimento (m)

Considerando:

$$c_j = 0.32 \cdot sen \alpha_b + 0.15 \cdot LN \left(1 + \frac{z_j}{h_0} \right) + 0.13 \cdot LN \left(\frac{h_u}{h_0} \right) - 0.051 \cdot LN \left(\frac{V_o}{(g \cdot h_0)^{0.5}} \right)$$

Siendo:

α_j	:	Ángulo de bajada del umbral (°)
h_u	:	Altura de escurrimiento de aguas abajo sobre el fondo fluvial (m)

11.5.3.2 Cálculos y Resultados

Utilizando las fórmulas presentadas con anterioridad, se realizó el cálculo de la socavación local al pie de umbrales para cada sección de los cauces en que se presenten estas singularidades, para los periodos de retorno estipulados. El proceso se presenta tabulado en el Anexo 11.5-3 (Cálculo de Socavación Local al Pié de Umbrales) y en el Cuadro 11.5.3 2-1 se resume la socavación máxima elegida para cada umbral asociada a la frecuencia de crecida, junto con los parámetros considerados para su cálculo.

En este cuadro se entregan los valores de socavación adoptados, que corresponden a los dados por la fórmula de Bormann and Julien (1991), por ser el mas reciente y el que considera una mayor cantidad de parámetros de importancia para este tipo de cálculos.

Se puede apreciar que los valores de socavación para el puente Arica-Tacna duplican a las socavaciones para el puente las Machas en casi todos sus periodos de retorno, menos en el de 25 años, en que ambos presentan un aumento considerable en la socavación, debido a que desde esta frecuencia ya no se produce desborde en los puentes, y por ende, se genera un aumento considerable de las velocidades en estas secciones.

Por esta razón es que no se ha considerado la ecuación de Mason y Arumugan (1985), ya que no considera a la velocidad como un parámetro valioso para la evaluación de la socavación, sino que solo considera la altura de carga, entregando valores muy bajos cuando se produce un encajonamiento del flujo con baja altura de agua y alta velocidad.

La ecuación de Ivanisovich tampoco fue incluida en el resumen por entregar valores demasiado conservadores, que corresponden a una envolvente superior de las socavaciones mas que a su estimación.

CUADRO 11.5.3.2-1
SOCACACIÓN LOCAL AL PIÉ DE UMBRALES

cauce	sector	sección	TR	ht	Vu	hd	H	D50	D90	hc	Socavación arrastre general	Socavación Bormann (m)
Liuta	Pte. Las Machas	6.2	100	3.67	2.79	1.94	1.25	16	105	3.67	1.29	1.59
		6.2	50	3.46	2.59	1.78	1.15	16	105	3.46	1.25	1.27
		6.2	25	2.81	4.15	1.64	1.23	16	105	2.81	0.61	3.12
		6.2	10	1.94	2.43	1.24	0.29	16	105	1.76	0.38	1.19
		6.2	5	1.76	1.94	1.04	0.17	16	105	1.54	0.30	0.78
		6.2	2	1.56	1.45	0.84	0.09	16	105	1.33	0.27	0.45

cauce	sector	sección	TR	ht	Vu	hd	H	D50	D90	hc	Socavación arrastre general	Socavación Bormann (m)
San José	Pte. Arica-Tacna	6.2	100	3.26	4.12	2.18	1.95	16	105	3.76	1.05	3.48
		6.2	50	3.07	2.8	2.89	0.85	16	105	3.05	0.88	2.30
		6.2	25	2.36	3.64	2.51	0.83	16	105	2.36	0.69	3.00
		6.2	10	1.87	2.93	2.01	0.67	16	105	1.87	0.57	1.87
		6.2	5	1.56	2.55	1.72	0.55	16	105	1.56	0.40	1.37
		6.2	2	0.89	3.11	1.29	0.46	16	105	1.05	0.20	1.39

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

Leo C. van Rijn (1993), *Principles of Sediment Transport in Rivers, Estuaries and Coastal Seas*. Aqua Publications, The Netherlands.

H.N.C. Breusers y A.J. Raudkivi (1991), *Scouring*. IAHR Hydraulic Structures Design Manual (2). A.A. Balkema, Rotterdam.

José Antonio Maza Álvarez y Manuel García Flores (1993), *Manual de Ingeniería de Ríos, Erosión en Ríos*. Comisión Nacional del Agua, México.

Soulsby Richard (1997). *Dynamics of Marine Sands*. HR Wallingford, England.

Luis Ayala Riquelme (1983), *Diseño Hidráulico de Puentes*, Departamento de Ingeniería, Universidad de Chile, Programa de Educación Continuada, Temporada de Invierno 1983.

Horacio Mery M. (1997), *Curso de Diseño de Obras Hidráulicas*, Departamento de Ingeniería, Universidad de Chile.

D.L. Vischer, W. H. (1998), *Dam Hydraulics*, Wiley Series in Water Resources Engineering.

Luis Ayala y Alexis Lillo (1989), *Socavación en Torno a Pilas Fundadas en Lechos que Experimentan Acorazamiento*, IX Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica, Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica.

Francisco Balio y Erico Orsi (1999), *Time Evolution of Scour Around Bridge Abutments*, Politecnico di Milano, Dpto. I.I.A.R (Hydraulics and Enviorements).

El problema de las inundaciones de la ciudad de Arica es más amplio que el de la evacuación de las aguas lluvias que precipitan sobre el sector inundado. De hecho las inundaciones tienen diferentes causas: a) desborde de los cauces naturales que atraviesan el sector urbano durante las crecidas, b) elevación del nivel del agua subterránea sobre la superficie del suelo, c) acumulación de aguas lluvias en zonas bajas con drenaje insuficiente y d) zonas en las cuales se interrumpe el drenaje natural. En el caso particular de la ciudad de Arica, las inundaciones no se deben a una sola causa específica sino a la combinación de ellas, o coexisten sectores con diferentes tipos de problemas.

De los anteriores, el primer y tercer punto son los de mayor incidencia en los registros de problemas por inundaciones en la ciudad de Arica. Producto de las características meteorológicas de la zona, los dos puntos anteriores tienen orígenes independientes y en períodos distintos de gestación:

- **Invierno del hemisferio sur.** El desplazamiento hacia el Norte del anticiclón del Pacífico permite la llegada, aunque debilitados, de los frentes de mal tiempo provocando ocasionalmente precipitaciones en la ciudad de Arica.
- **Invierno altiplánico.** Fenómeno que provoca abundantes precipitaciones en la zona altiplánica en el período estival, generando importante escorrentía superficial en las cuencas de los ríos Lluta y San José y eventualmente precipitaciones en la ciudad de Arica. Las precipitaciones son de origen convectivo, producto del levantamiento de masas de aire cargadas de humedad provenientes de la zona amazónica y en menor medida desde el África ecuatorial.

Los desbordes de los ríos son evidentemente los de peores consecuencias, como lo demostró el año 2001 con la caída de 8 puentes a lo largo del río Lluta y los extensos desbordes del río San José el año 1973. En ambos cauces, el área aportante de las crecidas se restringen al sector alto de la cuenca, a más de cien kilómetros de la ciudad y sobre la cota 1.500 m, por lo que en su paso por la ciudad, los ríos no reciben aportes adicionales. Por lo tanto, las inundaciones producidas por las crecidas altiplánicas que no encuentran la capacidad suficiente en los cauces urbanos, no tienen relación con la capacidad de drenaje propia de la ciudad, sólo con la capacidad de porteo de los respectivos ríos. La capacidad de las cajas de ambos ríos se encuentran en un estado crítico, muy sensibles a cualquier cambio de sus respectivas secciones o aumento de rugosidad.

Por su parte, el drenaje urbano no depende del río San José, ya que la topografía de la ciudad presenta curvas de niveles perpendiculares al eje del cauce y de desarrollo paralelo por lo que, no se generan vías de escurrimiento hacia el río. En este sentido, las calles se comportan como las vías de escurrimiento del drenaje urbano. Este fenómeno además, está influenciado por la dinámica demográfica de la ciudad, es decir, se deben agregar los efectos de la urbanización propiamente tal, las cuales incrementan la proporción de suelos impermeables y acelera el tiempo de respuesta a las precipitaciones, provocando el aumento de los volúmenes escurridos y de los caudales máximos hacia aguas abajo.

Por otro lado y como consecuencia de lo anterior, en los sectores más bajos de la ciudad y donde se presentan depresiones respecto a la red vial (ej. Hotel El Paso, Conjunto habitacional entre Gral. Lagos y Velásquez), se produce inundación de corta

duración y que responde a filtraciones desde las calles que se encuentran a mayor cota y al escurrimiento directo desde estas calles. También se observan afloramientos en las depresiones existente en la entrada sur de la ciudad, en lo que fue el antiguo trazado del río San José.

El Diagnóstico del drenaje urbano de la ciudad de Arica, separado según lo señalado previamente, se resume en los siguientes problemas:

- i) **Producto de las Aguas Lluvias sobre la ciudad**
 - En términos generales, no se presenta un problema agudo de drenaje, ni se solicita medidas urgentes para mantener el normal comportamiento de la ciudad. Los problemas detectados son muy puntuales y responden a los siguientes casos:
 - i) Puntos de inundación o apozamiento, en los que producto de la topografía del sector, o inclusive pavimentos hundidos, en caso de lluvias actúan como zona colectoras que no tienen ningún medio para evacuar las aguas.
 - ii) La parte baja de la ciudad, donde disminuye fuertemente la pendiente de terreno y que corresponde al final de los sectores de drenaje, reciben los aportes de éstos, los que llegan con mayor velocidad por varias vías de acceso. A ello se le suma que las principales vías poseen poca o nula pendiente, lo que favorece el almacenamiento de las aguas. Aunque se han dispuesto de varios sumideros en el sector, aparentemente no son suficientes para absorber el gasto líquido afluente a ellas.
- ii) **Producto de las crecidas de los ríos Lluta, San José y Qda. De Acha**

Río Lluta

- Los desbordes e inundaciones se producirán en las zonas correspondiente al tramo de la desembocadura, aguas abajo de la terraza. Lo anterior se ve reflejado para caudales superiores a $210 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir para $T = 25$ años. Este sector del río corresponde a una zona incluida en el área de expansión urbana de la ciudad de Arica, donde existe una extracción de áridos bastante importante, que produce alteraciones en el comportamiento del río. En esta zona se han construido una serie de protecciones de riberas, constituidas por gaviones y tetrápodos.
- Las alcantarillas que conforman el puente Las Machas, en la desembocadura del río Lluta, sólo funcionarían como tal hasta el caudal de $210 \text{ m}^3/\text{s}$; a partir de ese caudal, los cálculos realizados muestran que esa estructura se ve sobrepasada por las aguas. Es decir, la zona de expansión de la ciudad de Arica se verá sobrepasada para eventos con período de retorno superior a 25 años.
- El resto del cauce comprendido en la zona de expansión urbana, no presentan problemas de desbordes para el caudal de $600 \text{ m}^3/\text{s}$.

- En muchas secciones el escurrimiento tiene velocidades muy altas, lo que indica claramente que el potencial de erosión es alto, principalmente para caudales iguales o superiores a los 210 m³/s. Para este caudal, las velocidades en el cauce superan en muchas secciones los 3 m/s, lo que corresponde a una velocidad que puede provocar serios problemas de erosión en las riberas del cauce.
- Para caudales superiores a los 400 m³/s ($T > 50$ años), el escurrimiento tendría alternadamente secciones con régimen torrencial y de río, lo que implicaría la existencia de resaltos hidráulicos en determinados sectores del cauce. Esta situación aumenta el potencial erosivo de las aguas.

Rio San José

- Los principales problemas en el río San José se generan para caudal de período de retorno 100 años, funcionando apropiadamente para período de retorno de 50 años e inferiores.
- Para caudal superior a 200 m³/s se producen velocidades elevadas de escurrimiento, lo que implica un alto potencial de socavación en los puentes y de erosión de las riberas. Lo último reviste mayor importancia en los sectores donde se han establecido poblaciones colindantes con la caja del cauce. En las singularidades, se alcanzan velocidades sobre 5.5 m/s, y en general, el río tiene velocidades totales del orden de 3,0 m/s.
- A excepción del tramo final, desembocadura, el río San José posee un régimen subcrítico con algunos episodios de crisis entorno a las contracciones de caja y en los puentes.
- En los sectores de puentes, el río San José sufre un angostamiento que en el caso de los puentes Pedro A. Cerda y Tucapel, implica el desborde del río: peralte y flujo a presión bajo éstos.
- En el caso del puente Alejandro Azola, se detectó problemas de conducción debido al espesor de la viga del puente, lo que reduce considerablemente la altura libre de escurrimiento.
- En las cepas de los puentes Santa María, Pedro Aguirre Cerda, Tucapel y Capitán Avalo (Saucache), se detectaron socavaciones profundas, dejando a la vista las fundaciones de algunas cepas, lo que implica un potencial riesgo de debilitamiento de los puentes, en particular los puentes con más de 50 años de antigüedad.
- En el sector de la desembocadura, aguas abajo de los puentes ferroviarios, se genera el desborde de la crecida hacia la ribera norte o derecha, debido a que no existía un perfil apropiado del cauce. Sin embargo, durante el mes de mayo y junio del 2003, se realizaron obras de mejoramiento de dicho tramo: pretil de material fluvial y gaviones, reperfilamiento del fondo del cauce y limpieza de la sección bajo el puente FFCC Arica-Tacna, por lo que se ha solucionado este punto conflictivo.

- Aguas arriba del puente Tucapel, el río se desborda sobre el pretil construido en la ribera sur o izquierda.
- Una gran actividad de extracción de áridos desde la caja del río, lo que reduce su capacidad hidráulica y aumenta el arrastre de sedimento.
- En este tramo, el río no posee obras de protección o de encauzamiento, sólo en los puentes de FFCC en el sector de la desembocadura.
- En la población del sector Cerro El Sombrero, es un punto crítico producto de posibles crecidas de la Qda. De Acha fuera del área urbana y fuera del área de estudio. Esta quebrada no tiene su ribera derecha claramente definida, confundiéndose el cauce con las urbanizaciones del sector. Aunque no se registra escurrimiento en este cauce hace mucho tiempo, ello no implica que siga existiendo un potencial riesgo de inundación de las poblaciones ahí asentadas.
- Aunque la Qda. de Acha posee escurrimiento de baja velocidad, ha forjado un trazado muy cercano a la Ruta 5 (salida sur), de fuerte curvatura y con una distancia de menos de 10 m con la calzada del camino. La velocidad de escurrimiento aunque no es crítico con respecto al potencial de erosión de la ribera, alcanza valores límites, por lo que debe ser considerado como un tramo que requiere protección.
- Existe una planicie inmediatamente aguas arriba del puente Luis Berreta, que en caso de crecida, es empleada como zona de inundación. Cualquier intervención que se proyecte en estos terrenos, deberá ser analizada detenidamente para verificar que no influya hidráulicamente sobre el cauce y genere desbordes.

13. DEFINICIÓN DE LAS VÍAS PRINCIPALES DE ESCURRIMIENTO

13.1 INTRODUCCIÓN

En base a todos los antecedentes históricos de inundaciones anteriores, estudio de topografía urbana, análisis de cotas, diagnóstico del patrón de drenaje de la ciudad, etc., se han definido todas aquellas calles que pertenecientes al área urbana, constituyen de acuerdo a sus características topográficas, las vías principales de escurrimiento de la ciudad de Arica, de manera de señalarlas como eventuales zonas de riesgo.

Este análisis también consideró la verificación de la factibilidad de la evacuación gravitacional de los puntos bajos ubicados en estas vías en caso de ocurrencia de escurrimientos por ellas, para lo cual se proponen obras en los casos necesarios.

En el plano "Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución", escala 1:5.000 y separado en 6 láminas, se ilustran las distintas vías de escurrimiento existente para las aguas lluvias que precipitan sobre la ciudad de Arica y el curso de los cauces de ambos ríos, Lluta y San José. A continuación se describe y justifican las vías indicadas.

En la identificación del patrón de drenaje se presentaron 10 subdivisiones o sectores de drenaje de la ciudad de Arica:

- | | | |
|-----|-----|---|
| 1. | SC | : Sur - Area Centro |
| 2. | SSJ | : Sur - Ribera río San José |
| 3. | NSJ | : Norte - Ribera río San José |
| 4. | NI | : Norte - Area Industrial |
| 5. | SM | : Sur - Urbanización camino al Morro |
| 6. | SE | : Sur - Urbanización entorno extensión calle 21 de mayo |
| 7. | NP | : Norte - Urbanización sector playa Chinchorro |
| 8. | NCH | : Norte - Población Chinchorro |
| 9. | NE | : Norte - Área de expansión |
| 10. | SFM | : Sur - Falda Morro |

En el mismo capítulo, se señaló que los cauces del río San José y de la quebrada de Acha, aunque atraviesan la ciudad de Arica por el sector de mayor densidad poblacional y de mayor esorrentía, no posee puntos de desagüe, ni descargas de aguas lluvias. En términos generales, éstos no reciben aportes de la ciudad, sólo conducen las aguas aportadas por las zonas altas de sus respectivas cuencas. Por lo tanto, no se asocia ninguna superficie de drenaje urbano a al río San José, ni a la quebrada de Acha. Similar caso se experimenta en el río Lluta en la zona expansión urbana contemplada en el nuevo Plan Regulador Comunal que está en proceso de aprobación.

13.2 DESCRIPCIÓN DE LAS VÍAS PRINCIPALES DE ESCURRIMIENTO

A continuación se identifican y detallan las vías principales de escurrimiento, agrupándolos de acuerdo a los sectores de drenaje antes señalados (Figura 13-1).

13.2.1 Cauces Naturales

- **Río Lluta**

Actualmente fuera de la zona urbana, pero que está inserto en una longitud cercana a los 5,0 km en la zona futura de expansión urbana (Plan Regulador Comunal en proceso de revisión), el río Lluta representa el cauce más importante de la región, cuya cuenca aportante supera los 4.000 km². La fuerza y energía de sus crecidas han dejado en reiteradas oportunidades, consecuencias de alto costo: derrumbe de puentes, aislamiento y desprendimiento de terrenos.

En este sentido, aunque su impacto directo sobre la ciudad de Arica y sus habitantes es menor que el del río San José, los efectos de las crecidas de esta vía principal de escurrimiento son más críticos y afectan a una población mayor.

- **Río San José**

El río San José tiene una extensión de más de 7,0 km en su trazado urbano y aunque no forma parte activa del drenaje de las aguas lluvias de la ciudad, sí tiene relevancia al definir los problemas de inundación que aqueja a la ciudad. Los principales problemas de inundación sufridos por la ciudad se deben a los desbordes de éste cauce.

Uno de los puntos críticos, además de los sectores de los puentes, corresponde a la altura de la intersección de las calles Juan Antonio Ríos con Miguel Ahumada, 400 m aguas abajo del puente Saucache, donde el río tiende a buscar su antiguo cauce que estaba trazado por la actual calle 18 de Septiembre.

El río San José es por lo tanto, la vía de escurrimiento más relevante de la ciudad de Arica, localidad que está emplazada en la desembocadura del cauce que drena una cuenca de más de 3.000 km², y por la cual se han registrado caudales superiores a los 100 m³/s, cifra importante si se considera que la caja del río en el tramo urbano tiene un ancho promedio de 10 m.

- **Quebrada de Acha**

Cauce afluente al río San José, que pese a tener una longitud urbana menor a 1,0 km, también ha sido responsable de varios episodios de inundaciones de la ciudad. Por un lado, están las poblaciones periféricas a la ciudad y que se encuentran en la ribera derecha de la quebrada donde no hay un encauzamiento claro.

Por el otro, están las poblaciones cercanas al Estadio C.Dittborn que en alguna oportunidad han recibido los desbordes de la quebrada cuando ésta, presenta crecidas junto con el río San José. Esto último se relaciona con lo señalado en el punto anterior y que se relaciona con el cambio de trazado del río San José, que a su vez implicó la modificación en el cauce de la quebrada.

A diferencia del río San José, la quebrada de Acha ha presentado déficit de escorrentía durante varios años.

13.2.2 Avenidas y Calles

▪ **1.SC : Sur - Area Centro**

Esta área corresponde al sector con más edificación y mayor cubierta asfáltica por unidad de superficie de la ciudad de Arica. Es por lo tanto, el sector con mayor rendimiento de flujo superficial en la ciudad.

Debido a lo anterior y a su relieve, en este sector se concentra la mayor cantidad de calles que son potenciales vías de escurrimiento:

- 18 de Septiembre
- Maipú
- Chacabuco

Estas calles tienen dirección norponiente, paralelas al trazado del río San José y descienden desde la meseta en la entrada sur de la ciudad hacia el puerto. Funcionan como los puntos de salida de la subcuenca.

Sin embargo, debido a que en general la ciudad de Arica no posee puntos de descarga de aguas lluvias urbanas hacia el mar (naturales o artificiales), estas vías principales de escurrimiento, al igual que de las demás subcuencas costeras, no cumplen cabalmente su función drenante ya que al alcanzar la planicie costera las aguas se acumulan en el sector. Por tal motivo, el drenaje en el sector céntrico de la ciudad debe complementarse con instalación de sumideros.

Puesto que los caudales que escurren sobre las calles no representan problemas de anegamiento, además de la fuerte pendiente de las calles, sólo se requieren sumideros en los puntos de acumulación o puntos bajos. A lo largo de la subcuenca 1.SC se presentan varios sectores de acumulación de agua o puntos bajos.

▪ **2.SSJ : Sur - Ribera río San José**

Area colindante por el sur con el sector 1 SC y 6 SE, limita al norte con el río San José. La parte alta del sector está definida por la ribera sur del río San José en la confluencia de la Quebrada de Acha, es decir, en el límite urbano de la ciudad, según el futuro Plan Regulador. Se aprecia una diferencia de más de 60 m de altura entre los extremos del sector.

Este sector posee características similares al anterior, por lo cual las calles que operan como vías principales de escurrimiento que a continuación se identifican, se definen por los mismos criterios. Por lo tanto, se debe complementar con un conjunto de sumideros que se detallan en el plano citado y que se especifican en el capítulo de Proposición y Análisis de Alternativas.

- Juan Antonio Ríos
- Independencia
- Lastarria

A diferencia de la subcuenca 1.SJ, el punto de acumulación de agua de las vías anteriores, Avda. General Velázquez presenta un problema adicional y es que se encuentra sobre el nivel de los terrenos adyacentes: Hotel El Paso, Casino, Universidad de Tarapacá (Campus Velázquez) y un conjunto habitacional, y por lo tanto, la lenta evacuación de las aguas resulta en la inundación de las anteriores. Por tal motivo, el sistema de evacuación debe complementarse con un colector drenante en la Avda. General Velázquez.

▪ **3.NSJ : Norte - Ribera río San José**

Franja que se desarrolla en forma paralela al río San José sobre su ribera norte o izquierda. Presenta una mejor capacidad de drenaje que los sectores anteriores, principalmente por tener menor coeficiente de escorrentía y menor pendiente de terreno, lo que facilita el proceso de filtración y aumenta el tiempo de concentración, disminuyendo los efectos de acumulación de agua en la zona baja.

Las vías principales de escurrimiento que se identifican en esta subcuenca no presentan las mismas solicitaciones que las anteriores precisamente por lo señalado en el párrafo previo. Las calles que a continuación se nombran, por lo tanto representan un menor grado de relevancia dentro de la red de vías de escurrimiento.

- Diego Portales
- Santa María
- Gonzalo Cerda

Se presentan pocos puntos bajos con problemas, los cuales requieren la construcción de sumideros conectados al sistema de colectores unitarios.

▪ **4.NI : Norte - Area Industrial**

Este sector ubicado inmediatamente al norte del sector 3 NSJ, también se desarrolla en forma paralela al río San José. De características similares al sector anterior, pero con coeficiente de escorrentía aún menor. Es decir, en esta área de drenaje el comportamiento ante eventos de lluvia, el caudal que llega a las calles y sus posibles efectos, son menores que en el sector 3 NSJ.

Dado el relieve de la subcuenca y el trazado y características de las calles, se consideran parte de las vías principales de escurrimiento las calles:

- Santa María
- Renato Rocca
- Alejandro Azolas

La intersección de éstas, se considera como un punto bajo donde se pueden producir situaciones de inundación por la falta de salida de las aguas. De hecho, estas dos

calles no tienen una vía de conexión con la costa o puntos más bajos. Por lo que deben ser reforzadas con sumideros conectados a la red unitaria de colectores.

▪ **5.SM : Sur - Urbanización camino al Morro**

Esta subcuenca de calles de pendiente fuerte y casas apegadas, descarga la totalidad de sus aguas lluvias al sector 1 SC a través de la calle Rafael Sotomayor (vía principal de escurrimiento). La calle citada opera como sección de control de la subcuenca.

▪ **6.SE : Sur - Urbanización entorno extensión calle 21 de mayo**

Sector ubicado en terrenos de fuerte pendiente y mayor cota, descarga sus aguas al sector 1 SC, por medio de varias calles, pero principalmente por la extensión de la calle 21 de mayo. Sus características son similares a los del sector 5.SM, con la diferencia que las calles no siguen un trazado cuadrículado y de calles rectas, si no más bien, calles curvas.

Debido a lo anterior, no se puede definir una vía principal de evacuación, ya que todas las calles aportan en el drenaje del sector. En la calle 21 de mayo, la cual intersecta todas las calles que operan como vías secundarias de drenaje, se acumula en parte el agua, por lo que se debe disponer de sumideros para resolver este problema.

Dado que no existe un punto de control claramente especificado para esta subcuenca y considerando la poca superficie aportante asociada, no se ha clasificado a ninguna calle como vía principal de escurrimiento.

Al igual que las otras subcuencas que limitan con las faldas de cerros, el aporte del caudal del área no urbanizada resulta insignificante a nivel de subcuenca y a nivel de calles, debido a:

- i) Son terrenos altamente arenosos, de alta permeabilidad e infiltración, por lo que no se genera escorrentía superficial (coeficiente de escorrentía muy bajo)
- ii) La intensidad de precipitación de la ciudad de Arica es mínima, por lo que, aún con condiciones de suelos impermeables, la poca superficie resulta en escurrimiento superficial despreciable (en el análisis hidrológico de la subcuenca, se consideró la cueca 6SE en su totalidad).

▪ **7.NP : Norte - Urbanización sector playa Chinchorro**

Sector se encuentra desconectado del resto de la zona, dividido por la Avda. Santa María, posee trazado de calles en todos los sentidos y se encuentra en terrenos de muy poca pendiente, en sector de desarrollo inmobiliario en la playa Chinchorro. No posee vías claramente definidas para evacuación de las aguas lluvias.

▪ **8.NCH :** **Norte - Población Chinchorro**

El último sector del área urbano actual. Corresponde al límite norte de la ciudad. Posee las mismas características de escorrentia que el sector 3.NSJ y 4.NI, ya que consiste principalmente en áreas urbanas de iguales cualidades a las anteriores.

En la parte alta, es decir, sobre la cota de la avenida Santa María, el trazado cuadriculado de las calles, resulta en arterias paralelas y perpendiculares a las curvas de nivel. Las vías perpendiculares se intersectan con la avenida Santa María, siendo ésta receptora de todas las descargas, lo cual la convierte en la vía principal de escurrimiento y la cual encuentra su propio punto de descarga en la calle Eifel, que conduce las aguas al sector bajo de la subcuenca, área baldía que actualmente puede ser empleada como zona de inundación. Lo anterior señala que deben tenerse las precauciones necesarias para la futura urbanización de estas propiedades, partiendo por un proyecto de drenaje (trazado y cotas de calles tal que descarguen en la playa) que debe contemplar la parte alta de la subcuenca y tal que la continuación de la calle Eifel se proyecte hasta la playa con un diseño que permita la conducción de los escurrimientos superficiales afluentes. Estas medidas se deben considerar como parte del proyecto inmobiliario que intervendrá en el sector y debe regirse por el Plan Regulador de la ciudad.

▪ **9.NE :** **Norte - Área de expansión**

Sector que actualmente se encuentra fuera del límite urbano, está incorporado dentro del radio urbano de acuerdo al nuevo Plan Regulador que está en proceso de revisión. Aquí se proyecta un desarrollo inmobiliario destinado al sector residencial. Hacia el norte de este sector, en los márgenes inmediatos del río Lluta, se establecerá una franja de restricción, tanto por razones ambientales como por ser zona de alto riesgo de inundación.

Esta área tiene la agravante que posee una gran extensión en relieve de baja cota y poca pendiente, en especial entorno a la desembocadura del río Lluta, por lo que es susceptible a los desbordes de este cauce. Por otra parte, asumiendo realizadas las obras de encauzamiento del río y por ende erradicando la causa de desborde, las características topográficas antes señaladas siguen siendo causal de problemas de drenaje en la zona de expansión, ya que al igual que la zona señalada en la subcuenca 8.NCH, la pendiente mínima y la falta de una vía natural de drenaje superficial se conjugan para potenciar la inundación de estas propiedades en caso de precipitaciones en la ciudad. Es por ello, que aquí también se debe exigir que el desarrollo inmobiliario y urbanización de nuevas extensiones contemple proyectos de drenaje, como es trazar las calles tal que permita el escurrimiento hacia la playa o crear un cauce artificial que intercepte la escorrentia superficial urbana. En el Plan Regulador, aún en proceso de revisión, deben quedar especificados los ejes viales que se emplearán como principales vías de escurrimiento y por lo tanto, deberán ser construidos contabilizando las obras necesarias para asegurar que el escurrimiento superficial alcance la playa. Estas medidas se deben considerar como parte del proyecto inmobiliario que intervendrá en el sector y debe regirse por el Plan Regulador de la ciudad.

▪ **10.SFF : Sur- Faldeo Morro**

Subcuenca que drena la ladera norte del Morro de Arica y parte del casco viejo de la ciudad hasta la calle San Marcos. No posee una definición clara de las vías de escurrimiento ya que el sentido dominante de flujo es en dirección al río San José, es decir, en descenso desde las faldas del Morro. Por lo tanto, las lluvias que precipitan sobre la subcuenca 10.SFM fluyen hacia la subcuenca 1.SC.

13.2.3 Listado de Vías de Escurrimiento

Las vías principales de escurrimiento de la ciudad de Arica (considerando límite urbano futuro) que se ilustran en la Figura 2-1, son:

- **Cauces Naturales**
 1. Río San José
 2. Quebrada de Acha
 3. Río Lluta
- **Avenidas y Calles**
 - **Area Urbana Actual**
 4. 18 de Septiembre
 5. Maipú
 6. Chacabuco
 7. Juan Antonio Ríos
 8. Independencia
 9. Lastarria
 10. Diego Portales
 11. Santa María
 12. Gonzalo Cerda
 13. Alejandro Azola
 14. Renato Rocca
 15. Rafael Sotomayor
 16. Eifel
 - **Area de Expansión Urbana**
 17. Extensión Calle Eifel
 18. Calle Proyectada A
 19. Calle Proyectada B
 20. La Ponderosa
 21. Calle Proyectada C

INSERTAR FIGURA 13-1

La proposición de soluciones para el sistema de drenaje y evacuación de aguas lluvias de la ciudad de Arica tiene como objetivo fundamental definir un sistema integral de drenaje tal que minimice el monto de las inversiones requeridas y que por lo tanto maximice el uso de la infraestructura actualmente existente de colectores y cauces naturales.

Desde el punto de vista físico cualquier sistema de evacuación y drenaje de aguas lluvias puede separarse en dos componentes; un sistema mayor y un sistema menor.

El sistema mayor incluye todas aquellas vías colectoras y de evacuación cuyas obras por la importancia que revisten, se diseñan para un período de retorno superior a 25 años. Esta componente está asociada a canales y principalmente a cauces naturales los cuales constituyen los elementos receptores de las redes de drenaje destinados a conducir las aguas lluvias fuera del área de generación de las mismas.

El sistema menor, por su parte, incluye a todos los sistemas colectores y de evacuación cuyas obras se diseñan para un período de retorno inferior a 25 años. Esta componente está asociada principalmente a redes de colectores que recogen las aguas lluvias en las propias áreas donde éstas se generan o aquellas que las concentran para conducirlas hacia un cauce receptor.

En el presente capítulo se definen los criterios empleados para la proposición de las distintas alternativas de solución a los problemas señalados previamente: se definen los trazados, las alternativas constructivas y el dimensionamiento de los colectores, así también las obras requeridas en los cauces naturales. De acuerdo a este esquema, se presentan los siguientes capítulos:

- 14.1 Análisis Conceptual de las Alternativas. Se realiza el análisis de los problemas diagnosticado y se definen las posibles vías de solución.
- 14.2 Descripción de Alternativas a Evaluar. Se presenta la descripción técnica y la aplicación de las alternativas señaladas en el numeral 14.1.
- 14.3 Verificación, Dimensionamiento y Costeo de las Alternativas. Primero se verifica la viabilidad de la alternativa (cálculo del comportamiento hidráulico). En caso favorable se dimensiona y costea la obra.

Como se señaló, existen dos fuentes principales de inundación, los cuales son independientes entre sí: producto de las aguas lluvias y producto de las crecidas de los cauces. Las soluciones planteadas en el presente acápite, se separan de igual forma y el análisis de sus respectivas operaciones, también se consideran en forma independiente.

14.1 ANÁLISIS CONCEPTUAL DE LAS ALTERNATIVAS

14.1.1 Alternativas para Solucionar Problemas Producto de las Aguas Lluvias sobre la ciudad

La ciudad de Arica no presenta problemas relacionados con el drenaje urbano de las aguas lluvias que precipitan directamente sobre la ciudad, que requieran soluciones urgentes. En forma global, no se justifica disponer de una red separada de colectores de aguas lluvias, ello aunque la falta de infraestructura de evacuación de aguas lluvias implique que durante los eventos, las calles de la ciudad operarán como vías evacuadoras durante cortos periodos de 4 a 5 horas. Ello se debe principalmente porque:

- La lámina de agua que escurre sobre las calles no supera la altura de solera.
- La duración de las lluvias son de corta duración y de muy baja recurrencia.
- Los puntos conflictivos corresponden a puntos bajos topográficos donde se acumula el agua.
- Las Avdas. General Velázquez y Costanera Máximo Lira son las vías más perjudicadas, debido a que están en la parte baja de las subcuencas y no tienen pendiente, por lo que la acumulación de agua es mayor.
- El área de expansión futura, se encuentra sobre terrenos de muy poca o nula pendiente.

En base a la información incorporada en capítulos anteriores y a lo señalado anteriormente, se pueden definir como áreas principales a sanear dentro del área actualmente urbanizada, las comprendidas en (ver Figura 14.1-1):

- Avda. General Velásquez, sector Casino y Universidad de Tarapaca (A)
- Sector Avda. Costanera Máximo Lira y Pedro Montt, entre 21 de Mayo y Chacabuco (B)
- 21 de Mayo y Vicuña Mackenna, sector Hospital (C)

Aunque los demás puntos identificados en el diagnóstico sufren el mismo problema, no corresponden a arterias principales y la superficie afectada es menor, por lo cual no se señalan como áreas principales. Cabe señalar que, dada la magnitud de las obras que se proponen, no se hace necesario definir un orden de prioridad de sectores a sanear, ya que se pueden considerar como parte de un solo proyecto integral de mejoramiento de la infraestructura.

Puesto que los problemas señalados previamente se producen en forma recurrente, manteniendo la salvedad en cuanto a la superficie afectada y dado que la magnitud de las precipitaciones no son altas, las soluciones planteadas para un período de retorno de 2 años, son igualmente efectivas para 5 y 10 años en el caso de colocación de sumideros, como se señaló en el estudio hidrológico.

Otra consideración importante a resaltar, es que por condiciones topográficas y calidad de suelos, el crecimiento de la ciudad está limitado por los cerros que lo bordea (Morro y Cerro Chuño), por lo cual, tal como se expresa en el Plan Regulador propuesto, el área urbana sólo puede extenderse paralela a la costa hacia el río Lluta. Por lo tanto, las soluciones aquí propuestas para el sector urbano actual, son igualmente válidas para la

FIGURA 14.1-1 (autocad)

FIGURA 14.1-1 (autocad) - parte atrás

situación futura puesto que no se proyectan aumentos considerables de la escorrentia urbana en los puntos de control definidos en el Diagnóstico.

Las soluciones propuestas para el área urbano actual son las siguientes, según los problemas identificados:

- i) Acumulación de agua en puntos bajos: Instalación de sumideros que se conectan a los colectores de aguas servidas existentes. Debido a la característica peculiar de la ciudad, no se justifica la construcción de una red de aguas lluvias separada, por lo que en este caso, se debe gestionar los permisos con el servicio sanitario local.
Número Total de Sumideros Propuestos: 36
- ii) Acumulación de Aguas en Avda. General Velázquez e Inundación de terrenos bajo cota de calle (Edificios habitacionales, Casino, Hotel El Paso y Universidad de Tarapacá): Colector de 750 m de longitud con descarga directa al río San José. Este colector tendrá doble función: colector de aguas lluvias y dren de aguas subsuperficiales, tal de evitar posibles afloramientos en las propiedades antes señaladas. Esta alternativa contabiliza 4 sumideros.

En el caso de la Avda. General Velázquez, se propone una obra de mayor envergadura ya que además de corresponder a la parte baja y salida de la subcuenca, se encuentra en una *terrazza* que al acumular agua y debido a la alta permeabilidad del suelo de la ciudad de Arica, aflora en las propiedades identificadas. Se propone un colector separado para disminuir la carga sobre el sistema de alcantarillado local

En total se propone la instalación de un máximo de 40 sumideros, los cuales se distribuyen en puntos bajos de las calles, donde se acumulan las aguas lluvias. Aunque la duración de los eventos son cortos y por lo tanto, es viable emplear las calles como vías de escurrimiento y tal de concentrar el mayor caudal en menos números de sumideros, se debe señalar que la calidad del suelo sobre la cual se ha construido la ciudad de Arica, posee una alta concentración salina y está compuesto principalmente por grava, arena gruesa y limo, por lo que es altamente poroso, permeable y erosionable. La pavimentación de las calles por lo tanto, tienen un alto potencial de deterioro y especialmente si existe una acción prolongada del agua sobre sus bases. Para resguardar las inversiones en infraestructura vial de la ciudad, se propone un mayor número de sumideros tal de solucionar la problemática de los puntos bajos y disminuir el tiempo de acumulación.

Los sumideros existentes fueron construidos, tanto por la Empresa de Servicios Sanitarios de Tarapacá (ESSAT), con el objetivo de evitar inundaciones de viviendas y calles producto de roturas reiteradas de cañerías, como por la I. Municipalidad de Arica, con el objetivo de solucionar problema de inundación por puntos bajos. Por lo tanto, la responsabilidad de la mantención de dichos sumideros también es compartida, siendo cada organismo el encargado de asegurar el correcto funcionamiento de los sumideros que cada uno construyó. Sin embargo, de acuerdo a lo señalado por el Área de Disposición de ESSAT (unidad responsable de la mantención y operación de la red de colectores de aguas servidas), los sumideros pertenecientes a la I. Municipalidad se encuentran embancados e interfieren con la correcta operación de sus colectores. Pese a ello, ESSAT se muestra dispuesta a cooperar con la I. Municipalidad de Arica para la construcción de nuevos sumideros, pero en este compromiso debe quedar claramente establecido el acuerdo de mantención periódica de los sumideros (con penalidad a la I.

Municipalidad por no cumplimiento del acuerdo) o un contrato entre ambos entes, acordando una tarifa mensual, semestral o anual, en que la I. Municipalidad paga a ESSAT tal de delegar toda la responsabilidad de mantenimiento y operación de los nuevos sumideros, con penalidad a ESSAT por no cumplimiento del contrato. La formalización de este acuerdo se debe realizar entre la Gerencia de Ingeniería de ESSAT y la Dirección de Obras Municipales de la I. Municipalidad de Arica.

Por su parte, para el área de expansión urbana (Figura 14.1-1) las soluciones van dirigidas a la planificación de las urbanizaciones, expresándose en el Plan Regulador Comunal de Arica y las exigencias en la construcción o urbanización. Se deberá favorecer avenidas más anchas, las calles definidas como vías principales de escurrimiento (las que se dirigen hacia la playa), en las intersecciones deberán tener mayor pendiente que las otras calles. Todas las calles que llegan al borde costero, deberán considerar la habilitación de descargas directas a la playa. También se debe fomentar la mantención de áreas verdes para facilitar el drenaje. Las calles definidas como vías principales de escurrimiento recibirán los aportes de la zona alta del área de expansión urbana

14.1.2 Alternativas para Solucionar Problemas Producto de las crecidas de los cauces

Este punto tiene por objeto presentar y describir la parte del Plan Maestro que tiene relación con la planificación y manejo de las aguas provenientes de las zonas altas (fuera del área urbana) y medias asociadas a los cursos superficiales: río Lluta, río San José y Quebrada de Acha.

La concepción de este plan se basa en la idea de proteger la ciudad de Arica de las inundaciones que se producen debido a los desbordes que presentan los cauces que por ella atraviesan.

El diagnóstico de la situación actual de los cauces en estudio, los cuales se analizaron mediante el cálculo del eje hidráulico correspondiente a períodos de retorno de 2 a 100 años, sirvió de base para el desarrollo del presente capítulo, correspondiente al análisis general de alternativas de solución.

Debido a las diferencias en las características de los cauces: geometría, caudal, material del lecho, régimen de escurrimiento y rasgos de las riberas, las proposiciones presentadas se diferencian por cauces.

En el caso de los cauces naturales, se estudiarán las soluciones para los períodos de retorno de 25 y 100 años. Para la proposición de las soluciones se contempló en primer lugar aquellas definidas en estudios previos con las dimensiones indicadas en dichos proyectos. En segundo término, se incorporaron aquellas opciones propuestas por el Consultor en base a la situación y disposición de los cauces y la ubicación de los principales problemas.

A partir de lo anterior, se modelarán los cauces para una proposición dada y para período de retorno 100 años, verificando que se solucionarán los problemas de inundación y potencial erosión de riberas, verificando el cumplimiento de las condiciones de diseño.

En caso de no cumplirse dicha condición, se modificará la geometría de la sección propuesta, en cuanto a dimensiones transversales o pendiente, pero siempre optando por el caso óptimo técnico económico, es decir, el diseño del menor costo posible.

14.1.2.1 Río Lluta

En el sector urbano, el problema del río Lluta se concentra principalmente en los posibles desbordes en el último kilómetro de cauce, entre la terraza y la desembocadura.

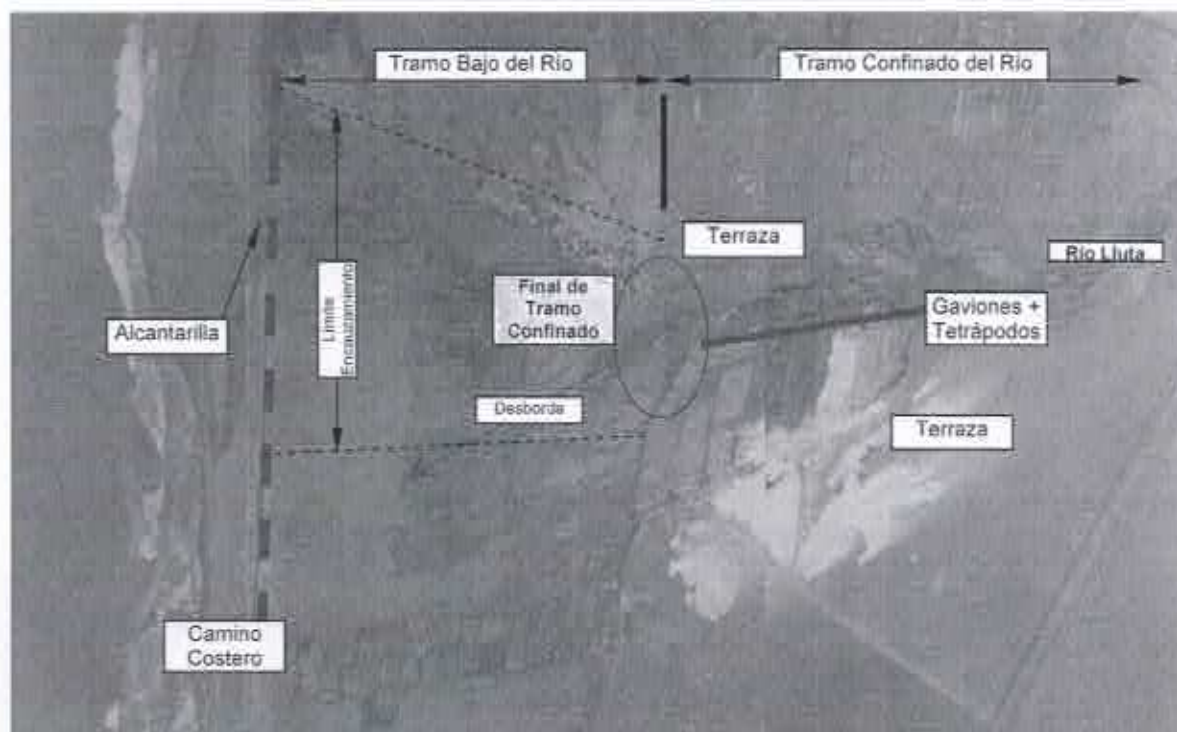
Producto de la crecida del año 2001, la reconstrucción de los puentes viales y de ferrocarriles implicaron una fuerte inversión en obras de protección fluvial de las riberas aguas arriba de los puentes. Por lo que, gran parte del tramo urbano futuro del río Lluta ya cuenta con obras de protección de los puentes y de las riberas. Estas protecciones consistieron en enrocado con material de tipo *liparita* (roca volcánica) de densidad seca de $2,36 \text{ ton/m}^3$ y de diámetro promedio 0,70 m. Según información de profesionales involucrados en el proyecto de defensa, de las canteras disponibles, no se pueden extraer rocas de mayor tamaño debido a la meteorización experimentada por las rocas, y tampoco se encontraron canteras con roca de mayor densidad.

En cuanto a las causas de los desbordes en la parte baja y en particular, por la preferencia en escurrir hacia el sur (hacia la ciudad), se detectan dos motivos principales:

- El cauce, en el tramo de geometría confinada, tiene un trazado con muchas curvas. Al entrar al tramo bajo del río, aguas abajo de la terraza, la confinación de la geometría desaparece, siendo la sección transversal prácticamente una planicie, a excepción de los movimientos de tierra realizados por las autoridades para encauzar caudales de menor magnitud. Es decir, en caso de crecidas, los pretilos serán sobrepasados o no tendrán la estabilidad suficiente para contener el escurrimiento. Por otro lado, el confinamiento en la ribera sur por medio de gaviones y tetrápodos se termina antes que la terraza de la ribera norte o derecha, por lo que el flujo encuentra un punto de alivio en la ribera sur. Esto se enfatiza más al agregar el efecto de las curvas del cauce (ver fotografía).
- La alcantarilla Las Machas, aunque funciona adecuadamente como acueducto para caudales menores, para las crecidas de más de 25 años de período de retorno se ve sobrepasada y su efecto es el opuesto al deseado, obstruyendo el libre escurrimiento del río.

La solución propuesta para el río Lluta considera la creación del Santuario de la Naturaleza de los Bofedales del río Lluta, proyecto ambicionado por la comunidad y autoridades locales. De este modo, la alternativa de controlar los desbordes es ampliar la sección de escurrimiento del río, de 40m aprox., que confinaban las obras de movimiento de tierra y la alcantarilla, a más de 400 m de ancho, con lo cual se producirá una altura y velocidad de escurrimiento mucho menor. Lo anterior se complementará con un aumento de la vegetación que aporta como disipador de energía.

FIGURA 14.1-2
DESCRIPCIÓN DEL DESBORDE EN TRAMO BAJO RÍO LLUTA



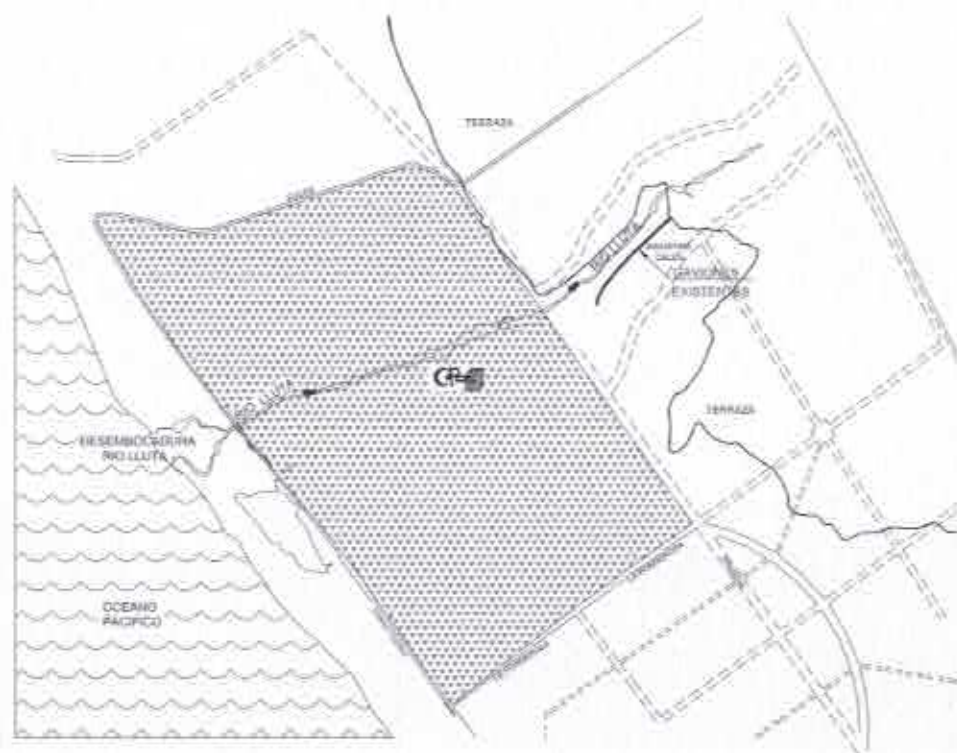
En este marco, en el presente estudio se evaluará la alternativa de delimitar el área de inundación, restringiendo el flujo de las crecidas dentro de la superficie destinada al santuario de la naturaleza y zona de protección del cauce (Figura 14.1-3), de acuerdo a lo contemplado en las correcciones del Plan Regulador Comunal de Arica. La alternativa considera emplear pretil de material fluvial compactada, con talud y ancho de coronamiento que asegure la estabilidad de la estructura. En el tramo de aguas arriba del pretil, donde termina el tramo confinado del cauce, se debe reforzar el pretil ya que la velocidad en esta sección supera los 3,5 m/s y el régimen de escurrimiento se acerca a la crisis, lo que representa condiciones no favorables para las obras de encauzamiento. Para esto último se evalúan dos tipos de refuerzo:

- Uso de Geotubos (TC Mirafi) en el tramo de aguas arriba de los pretiles
- Pretil con protección de enrocados

No se considera el uso de gaviones, ya que los elevados caudales del río Lluta, el arrastre de material y la velocidad a la salida del tramo confinado, generan una gran sollicitación sobre la estructura de gaviones, contra lo cual se deberá proteger con otra estructura (como Tetrápodos o roca), como es la obra de protección construida aguas arriba. En adición, tampoco es recomendable el uso de estructuras metálicas en ambientes marinos, especialmente cuando las estructuras están sometidas frecuentemente a la abrasión.

También formará parte de este análisis, evaluar la capacidad de la alcantarilla Las Machas bajo la nueva proposición y en caso requerido, recomendar su reemplazo por un puente que posea una sección de escurrimiento mayor y más libre que la obra existente.

FIGURA 14.1-3
PROPOSICIÓN DE ÁREA DE PROTECCIÓN DE AVE Y FAUNA EN LA DESEMBOCADURA
DEL RÍO LLUTA, PLAN REGULADOR COMUNAL DE ARICA



14.1.2.2 Río San José

En el resumen del diagnóstico anterior, se destacó que el río San José posee capacidad limitada para conducir la crecida de período de retorno 100 años. Además de los desbordes pronosticados con el modelo, también se han identificado sectores en las que se producen velocidades elevadas de escurrimiento, lo cual representa un potencial riesgo de erosión de las riberas y socavación de los puentes.

La problemática del río San José por lo tanto se traduce en la necesidad de mejorar su capacidad de conducción y reforzar los taludes, en especial en el sector de los puentes. Para ello se propone como solución general, el revestimiento de las laderas del río. De acuerdo con las características físicas del cauce del río San José se determinarán los posibles anchos basales medios por tramos, pendiente de los taludes, pendientes longitudinales del cauce por tramos y otros antecedentes que permitan establecer las características de las futuras secciones necesarias para regularizar el cauce.

FIGURA 14.1-4
TRAMO DE RÍO SAN JOSÉ QUE REQUIERE OBRAS DE PROTECCIÓN



Enseguida, se presentan las consideraciones hechas para el presente estudio. Cada una de las alternativas siguientes, pueden ser consideradas como parte de una solución global, como también pueden ser tomadas como alternativas independientes. Por lo tanto, a continuación sólo se describen los distintos elementos de modificación del comportamiento hidráulico del río y posteriormente, se propondrán las combinaciones de éstas.

i) Alternativas de Nuevos Trazados

El análisis hidráulico para el caso de regularización, indica que la velocidad media del escurrimiento es superior a 3 m/s para 25 años de período de retorno. Esto hace necesario revestir el cauce, ya que las velocidades admisibles para el tipo de material que conforman las riberas y fondo del río son del orden de 1,5 m/s a 2,0 m/s.

Otro aspecto relevante del diseño hidráulico es el trazado del eje longitudinal del cauce, el cual al encontrarse emplazado en medio de una zona densamente poblada y sólo disponiendo de una franja mínima entorno al cauce, no permite mayores cambios sin incurrir en expropiaciones. Aunque el río posee un trazado muy sinuoso en todo el sector de interés, no se detectaron desbordes significativos en las curvas y menos que sean causadas por éstas. En tal sentido, aunque siempre es recomendable un cauce de trazado recto, en este caso no se requiere.

Finalmente, se puede indicar que de acuerdo con la información disponible a este nivel de estudio, donde no se puede cuantificar con exactitud los costos asociados, principalmente aquellos relacionados con las interferencias y, por otro lado, considerando el comportamiento hidráulico del anteproyecto del río, se estima oportuno no estudiar alternativas de cambio de trazados.

Sin embargo, cabe señalar que la regularización del cauce por medio de un alineamiento de su trazado, requiere considerar la relocalización de viviendas en algunos tramos donde la presión urbana ha generado estrechamientos, que no son compatibles con la capacidad hidráulica requerida para el río San José. Éstas estarán limitadas a un mínimo, aprovechando en la medida de lo posible, el cauce y franja ribereña actual y aceptando ensanches sólo cuando hidráulicamente no exista otra alternativa. Cabe destacar que en muchos casos, las viviendas referidas se han instalado u ocupado propiedades ribereñas sin permiso y en forma irregular.

ii) **Uso de Zonas de Inundación**

Una de las alternativas para amortiguar la solicitación de una crecida sobre un cauce, es el uso de zonas de inundación. El principio de operación es el mismo que el efecto de regulación de un embalse.

Este consiste en disponer de una superficie suficientemente extensa, tal que se pueda almacenar temporalmente una parte importante del volumen de agua conducido durante la crecida, además de la retención de sedimentos arrastrados por el río. Esta propiedad es sensible a la curva de almacenamiento de la zona de inundación. Su uso se recomienda principalmente en sectores que presenten condiciones topográficas adecuadas para almacenar las aguas, para caudales bajos, o caudales altos pero de corta duración.

Para condiciones de grandes caudales, el volumen de almacenamiento disponible se verá ocupado rápidamente, por lo que la disminución del caudal de conducción será mínima. Por otro lado, las solicitaciones a las que se verán sometidas las obras de retención serán mayores, por lo cual las dimensiones y costos de éstas serán proporcionalmente mayores.

En el proyecto en estudio, se puede diferenciar una zona de inundación sobre el río San José aguas arriba de la confluencia del río San José y Quebrada de Acha, en el kilómetro 6,0 del cauce (en el sector del cerro Sombrero). La amortiguación de la crecida y retención de material se logra con el uso de una barrera frontal de tipo *Rubber Dam* o presa de goma, de 2,0 m a 4,0 m de altura y del orden de 120 m de largo.

Se destaca que esta obra genera un mayor beneficio para caudales de bajo período de retorno, hasta 10 años. Para crecidas mayores, la capacidad de acumulación es superada por el volumen de agua y material asociado a la crecida, con un porcentaje muy bajo de amortiguación, por lo que desde el punto de vista de las grandes crecidas esta obra no reviste una solución significativa.

El principal aporte recae en el control de sedimentos y material de arrastre en eventos que se catalogan como normales, contribuyendo a la conservación de la limpieza de la playa Chinchorro.

iii) **Alternativas de Mejoramiento de las Pendientes**

Las características físicas del cauce del río San José son determinantes para definir los posibles anchos basales, los taludes y la pendiente longitudinal del cauce por tramos. Con respecto al último, se plantean dos opciones: Sin caídas y Con caídas.

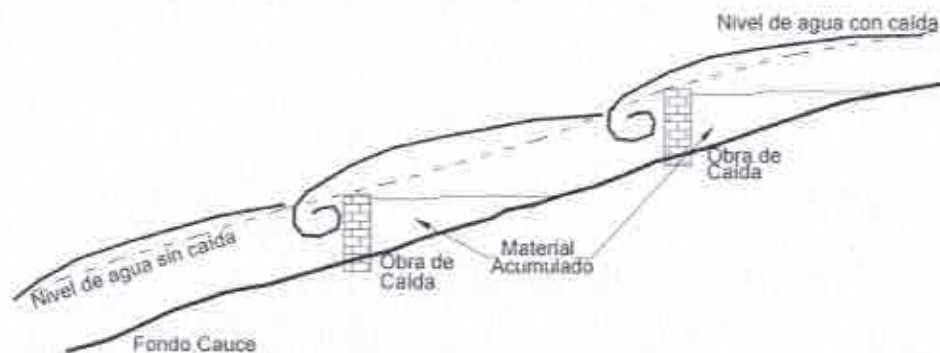
En ambos casos y tal como se señaló previamente, se procura mantener una pendiente relativamente uniforme en el tramo de estudio, teniendo en cuenta los cruces e interferencias con servicios existentes, principalmente con los puentes que no deben ser modificados. Estos por lo tanto son condiciones que rigen la definición de la pendiente de proyecto.

La alternativa de caída, acusa el uso de obras de hormigón con dissipador, ubicados principalmente aguas abajo de los puentes, con el fin de reducir la pendiente del

rio en los puentes y con ello producir una disminución de velocidad, tal como se muestra en la siguiente figura.

La propuesta anterior se debe compatibilizar con la altura de cauce disponible.

FIGURA 14.1-5
ESQUEMA CAÍDA DE PENDIENTE DE FONDO



iv) Alternativas de Geometría de la Sección Transversal

Uno de los aspectos más importantes para definir el tipo de sección es aquella que minimiza el perímetro para un área dada. De acuerdo a este criterio, la semicircunferencia es la sección que cumple con el requisito anterior, pero por razones constructivas se descarta inmediatamente dado los caudales que son necesarios conducir.

Desde el punto de vista de la construcción y el mantenimiento, las secciones trapeciales son las más adecuadas.

Para la definición de la sección trapecial más conveniente es necesario tener presente tres factores principales:

- La pendiente de los taludes, la cual estará condicionada por el desgaste de éstos y la estabilidad del suelo de fundación.
- Minimizar el ancho superior de la sección requerida en aquellos casos en que la sección del canal se prolongue por terrenos actualmente ocupados y que son necesarias para permitir el ensanchamiento y regularización del cauce.
- Tipo de material empleado: hormigón armado, albañilería de piedra, gaviones con hormigón proyectado, etc.

En general, se puede decir que, de acuerdo a las observaciones de terreno y del análisis de las estratigrafías de las calicatas del presente estudio, el lecho del río San José se encuentra en un suelo natural, constituido principalmente por grava arenosa de baja compacidad, con contenidos variables de finos limosos, presentando una estructura visiblemente rígida y estable, pero muy erosionable con el agua. Esta unidad estratigráfica corresponde a una depositación fluvial. Los materiales descritos anteriormente, presentan inclinaciones de taludes muy verticales.

v) Alternativas de Revestimientos

Existen diferentes tipos de revestimientos para el tratamiento de los taludes de canales, entre los cuales los más comunes son los siguientes:

- hormigón
- mampostería de piedra
- enrocados
- gaviones
- revestimiento asfáltico

De acuerdo a los análisis preliminares realizados con el fin de determinar las velocidades que alcanzaría el agua para el período de retorno considerado, se pudo descartar algunos tipos de revestimiento debido a requerimientos de tipo hidráulico.

Es así como, al analizar las alternativas que presenten un coeficiente de rugosidad bajo, por ejemplo $n = 0,016$ para el caso de revestimiento asfáltico y revestimiento de hormigón, se desprende que las velocidades que alcanza el flujo son superiores a 8 m/s, lo cual no admite la aplicación de revestimientos asfálticos.

Para el caso de revestimientos más rugosos, como es el caso de la mampostería de piedra y gaviones con un coeficiente de rugosidad de $n = 0,022$, las velocidades que se alcanzan, en general, son mayores que 5 m/s, lo cual obliga a revestir con shotcrete los muros de gaviones. La mampostería de piedra por su parte, se descarta por la estrechez de la caja del río en este tramo ya que esta obra, si no se emplea en conjunto con hormigón armado, requiere un talud mínimo de $H:V = 3:2$, lo que resulta en un aumento de 18 m de la caja.

Otra alternativa inicialmente considerada para proteger los puentes, es el uso de enrocado. Sin embargo, la escasez de canteras de roca y su lejanía de la ciudad, además de la reducida caja de río disponible, hacen no viable esta opción.

Finalmente, con todos los antecedentes expuestos anteriormente, se recomienda para los análisis hidráulicos y de costos que se realizarán en el capítulo siguiente, el uso de los siguientes revestimientos que son factibles de construir bajo las condiciones analizadas:

- revestimientos de hormigón
- gaviones con protección de shotcrete

Para los análisis siguientes se recomienda también considerar el uso de combinaciones de distintos revestimientos.

14.1.2.3 Quebrada de Acha

En el tramo aguas arriba de la quebrada de Acha o en el inicio del área urbana, la ribera derecha se pierde con la urbanización existente. En este sector el cauce no posee la capacidad para conducir crecida alguna, por lo que se hace menester una obra de contención en la ribera derecha.

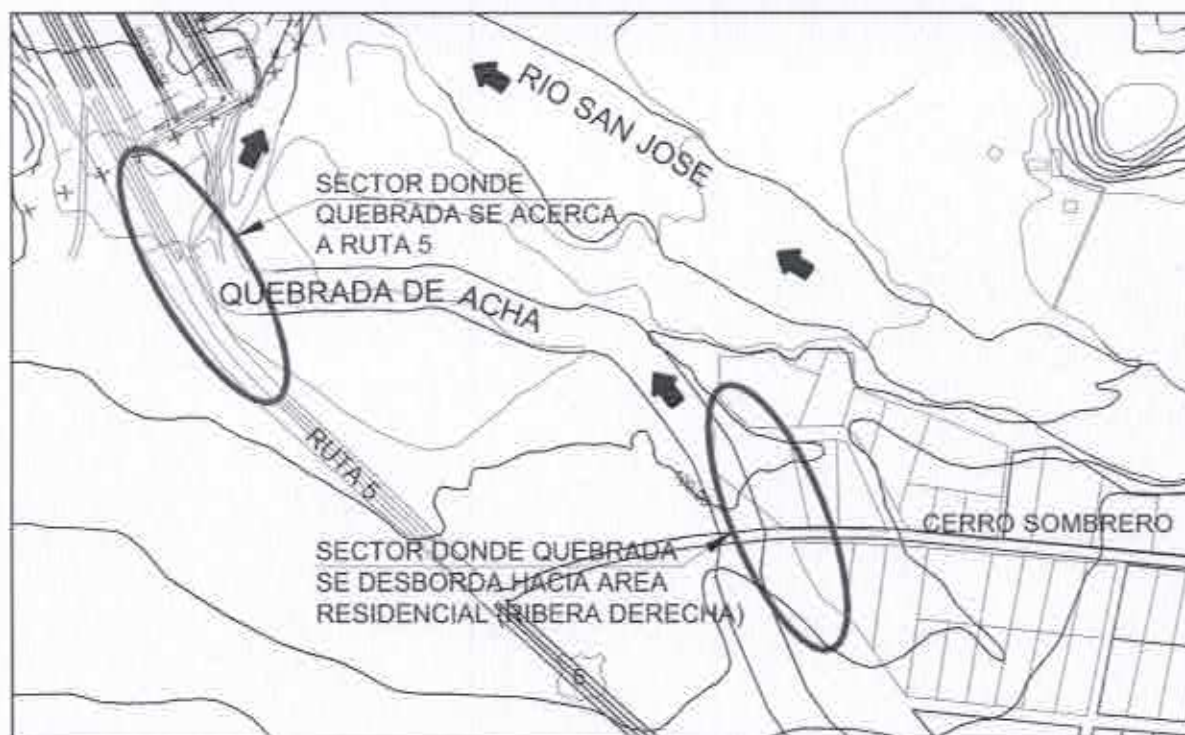
El talud izquierdo del cauce se observa estable y de altura suficiente para contener las crecidas. Por otro lado, la velocidad de escurrimiento no supera los 2,0 m/s, lo que habilita el uso de cualquier solución sin requerir de protecciones especiales. Aunque el cauce muestra un gran potencial de arrastre de sedimentos, esta sollicitación es de baja frecuencia de ocurrencia y de corta duración, lo que sumado a la velocidad inferior a 2,0 m/s, permite considerar que el escurrimiento no es perjudicial para la seguridad de las obras, por lo que se propone el uso de gaviones sin hormigón proyectado, o pretil con material fluvial impermeabilizado con geomembrana.

Esta obra deberá ser compatible con las vías de comunicación entre el sector de Cerro Sombrero y la Ruta 5.

Otro punto de importancia en la Qda. de Acha, corresponde al sector donde el cauce se encuentra próximo a la Ruta 5. Aunque no se observan puntos relevantes de erosión, la importancia de la red vial impone la necesidad de proteger su talud (ribera izquierda de la Qda. de Acha). Para ello se considera el uso de gaviones, y puesto que se emplaza en una curva donde aumenta la velocidad, también se contabiliza recubrimiento de hormigón proyectado.

En la Figura 14.1-6 se presentan ambos sectores considerados, sector población Cerro Sombrero y curva de la quebrada que se ubica próximo a la Ruta 5.

FIGURA 14.1-6
UBICACIÓN SECTORES DE INTERÉS EN QUEBRADA DE ACHA



14.2

DESCRIPCIÓN DE LAS ALTERNATIVAS EVALUADAS

En el punto anterior, se propusieron una serie de alternativas de solución a los problemas diagnosticados, tomando en cuenta las restricciones de terreno, utilización de las riberas, geomorfología y condiciones de escurrimiento de la situación actual.

El presente acápite corresponde a la descripción y proposición teórica de las distintas alternativas antes señaladas, para lo cual se incluyen figuras que ilustran las secciones tipos de las obras contempladas. Su análisis detallado y verificación de la viabilidad de su aplicación, se aborda en el siguiente capítulo 14.3.

A continuación se definen cada una de las alternativas, y los periodos de retorno evaluados, para solucionar los problemas previamente identificados. En el Anexo 14.2 se presentan los antecedentes técnicos de los materiales considerados en los prediseños.

En el Plano "Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Solución", se identifican y ubican cada uno de las obras que a continuación se nombran.

Drenaje Aguas Lluvias de la Ciudad de Arica (Arica)

Zona Urbana Actual

1. Instalación de Sumidero (A.1) - T=2, 5 y 10 años
2. Colector de aguas lluvias y Drenaje Subsuperficial Gral. Velázquez (A.2) - T=2, 5 y 10 años

Zona de Expansión Urbana

3. Planificación y Diseño de Red Vial para que operen como vías principales de escurrimiento en área de expansión urbana (A.3)

Mejoramiento Cauce Río Lluta (LLuta)

1. Pretil de Material Fluvial en límites de área de protección o santuario (LL.1) - T=25 y 100 años
2. Protección de Pretil en tramo aguas arriba, prolongación de la protección de gaviones y tetrápodos existentes en ribera sur. Alternativa con Enrocados (LL.2) - T=25 y 100 años
3. Aumento de estabilidad del Pretil en tramo aguas arriba, prolongación de la protección de gaviones y tetrápodos existentes en ribera sur. Alternativa con Geotubos (LL.3) - T=25 y 100 años
4. Peralte de los gaviones existentes frente a Planta Celite (LL.4) - T=100 años

Mejoramiento Cauce Río San José (San José)

1. Barrera de Goma aguas arriba confluencia con Qda. de Acha (SJ.1) - T=10, 25 y 100 años
2. Caidas aguas Abajo de Puentes (SJ.2) - T=25 y 100 años

3. Muro Vertical de hormigón armado, Fondo sin revestir (SJ.3) - T=25 y 100 años
4. Muro Vertical de hormigón armado, con radier de mampostería de piedra (SJ.4) - T=25 y 100 años
5. Gaviones con protección de hormigón proyectado (SJ.6) - T=25 y 100 años
6. Perfilamiento y Limpieza de Cauce (SJ.6) - T=25 y 100 años

Mejoramiento Cauce Quebrada de Acha (Quebrada de Acha)

1. Gaviones sin protección (QA.1) - T = 25 y 100 años
2. Pretel de material fluvial con geomembrana (QA.2) - T = 25 y 100 años
3. Protección con Gaviones Revestidos (QA.3) T=25 y 100 años.

Junto con la descripción de la obra, se presenta esquema de ésta y su costo por metro lineal, el cual será empleado posteriormente para el costeo de las distintas soluciones.

En conjunto con las obras propuestas, se deben considerar los programas de prevención, recomendaciones, mantención y operación que se describen en el acápite posterior.

A.1 Instalación de Sumideros

En la Figura 14.2-1 se entrega la geometría del sumidero y detalle de conexión al sistema de aguas servidas.

El sumidero se debe ubicar, de acuerdo a las recomendaciones del Manual de Carreteras (Vol. 3), tal de cumplir con lo siguiente:

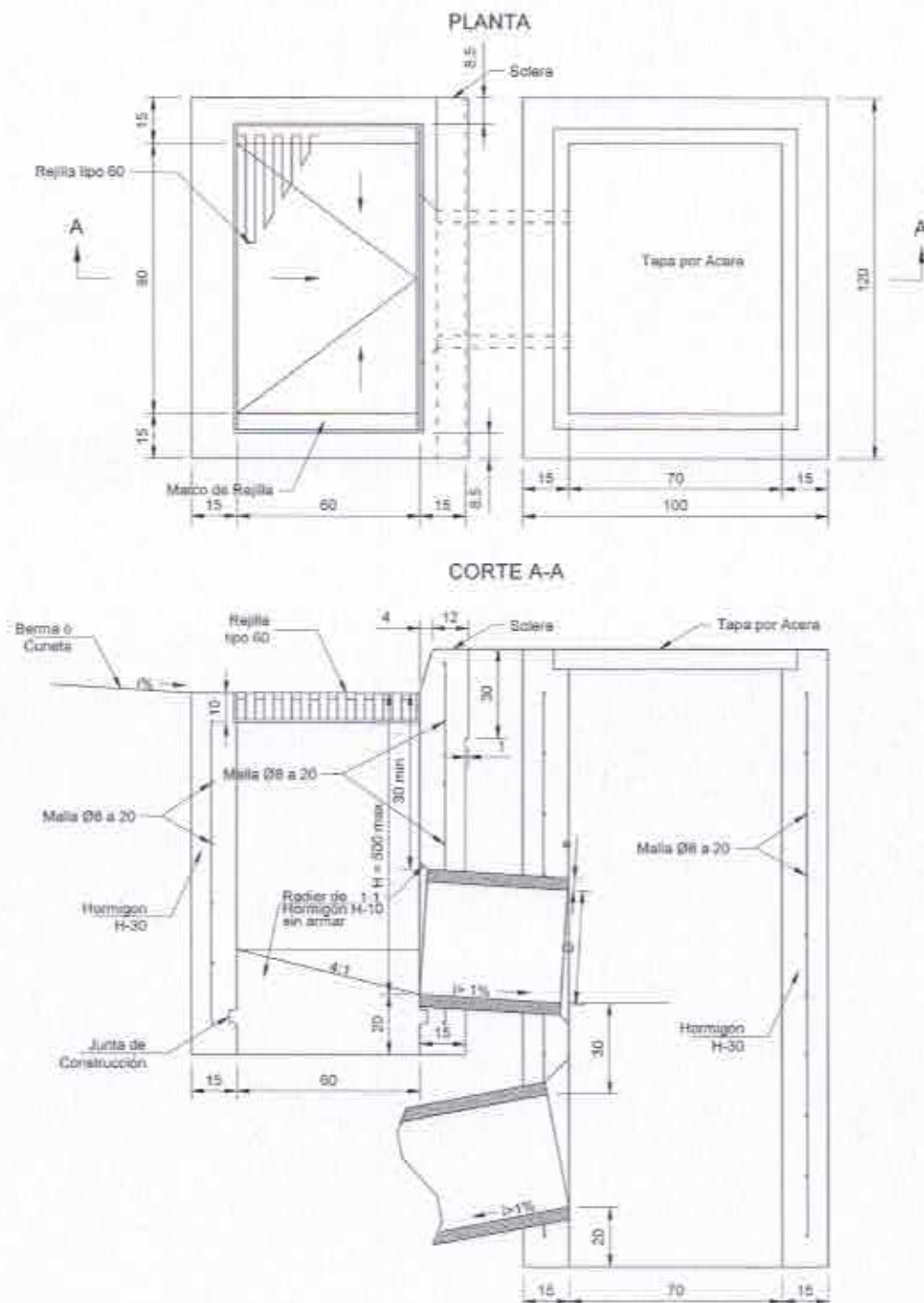
- En calles con cruces, la ubicación usual es la intersección en el extremo de aguas arriba del cruce, fuera del espacio destinado al tránsito de peatones.
- Operación del sumidero no deberá verse afectada por el volumen y movimiento de vehículos.
- Se ubican en las cercanías de conductos de desagüe.
- El espaciamiento de los sumideros ubicados en medianas hundidas, el proyectista deberá considerar la permeabilidad del suelo y su erosionabilidad.
- Se preferirá el uso de rejilla de fierro fundido en la zona sur y de fierro laminado en la zona central y norte

En vista de los resultados operacionales de los sumideros existentes en la ciudad, se contempla el uso de sumideros horizontales Tipo R1, cuyas dimensiones se especifican en el Manual de Carreteras (Vol. 4, lámina 4.106.201). Debido a que éste estará conectado a un sistema de colectores de aguas servidas, el sumidero contará con una cámara decantadora con el fin de proteger el sistema unitario. En la Figura 14.2-1 se incluye la geometría de la cámara, de la cual sale una tubería de Cemento Comprimido (CC) que se conecta a la clave del colector.

El sistema de colectores de aguas servidas de la ciudad de Arica, se extiende a lo largo de todas las calles de la ciudad, por lo que no se requiere proyectar o extender ningún colector.

En el siguiente cuadro se cubica y determina el costo asociado a un sumidero horizontal Tipo R1 construido en la cuneta y conectado al colector de aguas servidas ubicado en el centro de la calzada.

FIGURA 14.2-1
SUMIDERO HORIZONTAL TIPO R1 CON DECANTADOR



CUADRO 14.2-1
PRESUPUESTO SUMIDERO HORIZONTAL TIPO R1 CON DECANTADOR
 (con conexión a colector)

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo (\$)
Excavación Material Común	m ³	4	1.700	6.800
H30 con moldaje	m ³	1,2	90.000	108.000
H10	m ³	0,2	45.000	9.000
Tapa de acera	Ud	1	95.000	95.000
Rejilla	Ud	1	65.000	65.000
Enfierradura	Kg	55	950	52.250
Tubería CC 200 mm	M	3	1.900	5.700
Conexión a Colector	Ud	1	7.800	7.800
Demolición y Reposición Calzada	m ²	4	8.500	34.000
Subtotal				383.550
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		115.065
TOTAL sin IVA				498.615

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

A.2 Colector Gral. Velázquez

Corresponde al único colector de aguas lluvias proyectado para Arica, consta de un solo tramo que se extiende a lo largo de la calle General Velázquez, entre Dr. Juan Noe y Juan Antonio Ríos, para finalmente descargar en el río San José.

Este colector también operará como dren, por lo que deberá ser del tipo ranurado, colocado entre material granular bien graduado y protegido por geomembrana. La descarga en el río San José, se ubica sobre cota de crecida y consiste en un dado con alas laterales, todo de hormigón armado.

Los colectores de aguas lluvias pueden en general estar conformados por los siguientes tipos de materiales:

- Cemento Comprimido, interior liso.
- PECC, polietileno de alta densidad y alto peso molecular, interior liso
- SPIROPECC, polietileno de alta densidad y alto peso molecular, exterior corrugado, interior liso
- PVC
- Acero Corrugado

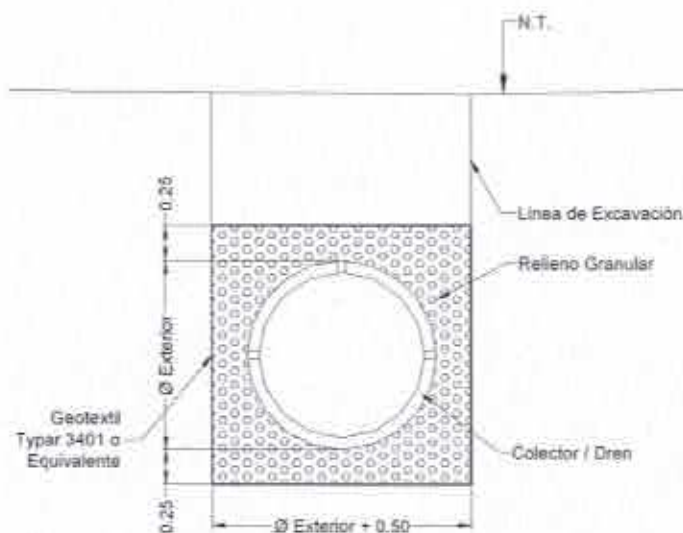
Contempla el uso de tuberías con 3 perforaciones cada 6 m que permiten el flujo del agua hacia y fuera de la tubería. Para evitar la erosión alrededor de la tubería por el arrastre del material fino, la tubería se debe envolver con un geotextil permeable (Geotextil Typar 3401 o equivalente).

En la siguiente figura se presenta un esquema de esta alternativa.

FIGURA 14.2-2
TRAZADO COLECTOR GENERAL VELÁZQUEZ

Figura Autocad

FIGURA 14.2-3
ESQUEMA SECCIÓN TRANSVERSAL COLECTOR



CUADRO 14.2-2
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN COLECTOR

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Relleno Granular	m ³	2.900
Geotextil	m ²	2.500
H25	m ³	80.000
Cámara de Inspección	ud	300.000
Acero	kg	950
Tuberías de Cemento Comprimido		
$\phi = 200$ mm	ml	4.100
$\phi = 250$ mm	ml	5.100
$\phi = 300$ mm	ml	6.200
$\phi = 400$ mm	ml	12.500
$\phi = 450$ mm	ml	14.200
$\phi = 500$ mm	ml	18.700
Tuberías de Polietileno Alta Densidad		
$\phi_{ext} = 180$ mm	ml	3.300
$\phi_{ext} = 250$ mm	ml	6.300
$\phi_{ext} = 315$ mm	ml	9.950
$\phi_{ext} = 355$ mm	ml	12.600
$\phi_{ext} = 400$ mm	ml	16.000
$\phi_{ext} = 450$ mm	ml	20.100
$\phi_{ext} = 500$ mm	ml	24.950

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

A.3

PLANIFICACIÓN RED VIAL EN ZONA DE EXPANSIÓN URBANA

Las obras anteriores se concentran en el área urbano actual, ya que son los sectores donde se detectaron fallencias de drenaje. La zona de expansión urbana por su parte, corresponde a un sector sin vías principales de urbanización, sólo la proposición de red vial según trazados del Plan Regulador Comunal. Además de los problemas de inundación producto del desborde del río Lluta, no ha presentado problemas producto de las lluvias sobre la ciudad.

Dado que este sector se proyecta como sector de densidad poblacional media a baja y con construcciones de bajo coeficiente de escorrentía, se concluye que el aporte de escorrentía superficial será mínima, por lo cual no se contemplan obras de drenaje ni evacuación, sólo normativas y consideraciones de urbanización y planificación.

De acuerdo a lo establecido en el Plan Regulador Comunal (Figura 14.2-4), el sector en cuestión poseerá cuatro ejes viales principales, tres de los cuales se dirigen en sentido a la playa:

- Calle Proyectada A (no se ha nombrado aún)
- La Ponderosa (calle existente sin pavimento, que será ampliado y pavimentado)
- Sucre (actual acceso desde la playa con población Nueva Frontera)

Como parte de la planificación de estas nuevas áreas urbanas, las vías antes señaladas deberán considerarse como vías principales de escurrimiento, por lo que las calles deberán contemplar cunetas (lo que no se observa en la mayoría de las calles existentes de la ciudad) e intersecciones diseñadas de acuerdo al Manual de Carretera (punto 3.704.2) y tal que el flujo continúe por estas vías.

Esta área se proyecta como futura urbanización de bajo coeficiente de escorrentía, equivalente o menor al determinado para el Sector 5 de acuerdo al estudio hidrológico. De acuerdo a los planos del Plan Regulador, se considera que la zona de expansión se podrá dividir en 2 o 3 sub áreas de drenaje, cuya superficie es menor que del Sector 5 referido. Por lo tanto, es válido considerar que el caudal máximo a esperar para la zona de expansión, será menor $0,12 \text{ m}^3/\text{s}$ para $T=2$ años y $0,51 \text{ m}^3/2$ para $T=10$ años.

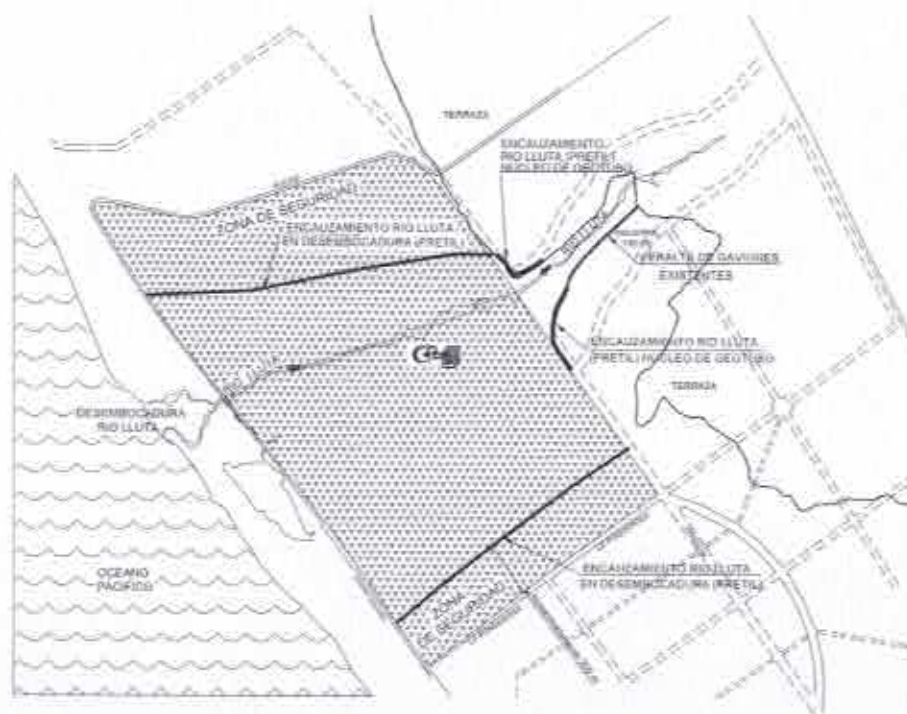
LL.1

PRETIL CON MATERIAL FLUVIAL

Esta obra busca integrar el encauzamiento del río Lluta en la desembocadura con la proposición del Plan Regulador Comunal de Arica, en la que se define Zona de Protección de Ave y Fauna (ZP4) o también referido como Santuario de la Naturaleza, la cual se presenta en la siguiente figura.

Los límites de ZP4, están dados por las calles existentes: La Ponderosa en el sur y Sucre en el norte. Dado que estos caminos no se modificarán y el ancho requerido para un manejo conservador del cauce, se contempla que el pretil proyectado se emplace dentro del límite ZP4, tal de dejar un área de amortiguación o de seguridad, entre el pretil y límite de la zona de protección. En la siguiente figura se grafica lo antes señalado.

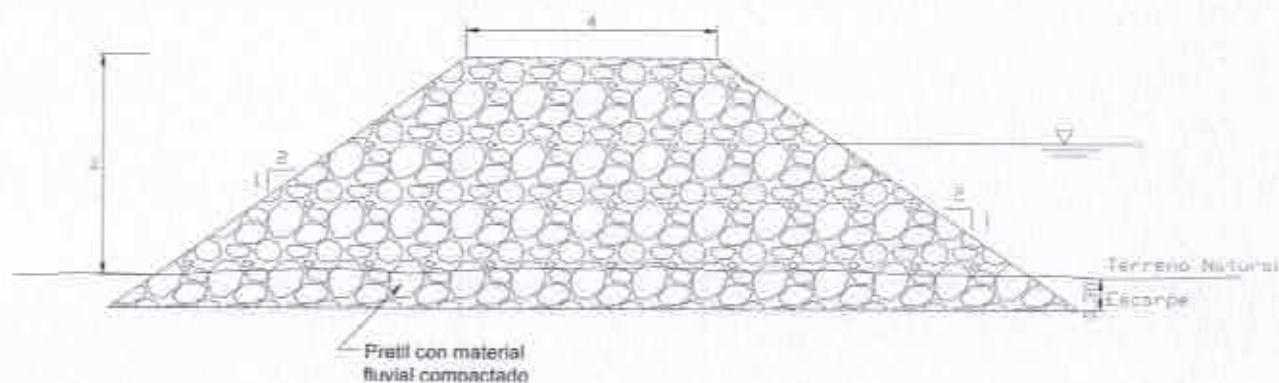
FIGURA 14.2-4
TRAZADO OBRA DE PRETIL EN RÍO LLUTA



El pretil se construirá con material fluvial proveniente del cauce del río, su altura aproximada será de 3,5 m, con talud H:V = 2:1 en ambos lados y de 4,0 m de ancho de coronamiento. Para su construcción, se considera movimiento de tierra y compactación.

Como se indicó previamente, el tramo bajo del cauce del río Lluta se inicia donde se terminan las obras de gavión y tetrápodos en la ribera sur (ribera norte está definido por una terraza). Para controlar los desbordes, el pretil propuesto en la ribera sur se debe conectar a la obra señalada, en tanto, el pretil de la ribera norte deberá llegar hasta la terraza. Sin embargo, la estructura del pretil en los últimos 300 m del tramo aguas arriba es distinta, más estable y resistente a altas velocidades. Para esto último se evalúan los proyectos LL.2 y LL.3 siguientes.

FIGURA 14.2-5
ESQUEMA DE OBRA DE PRETIL SIMPLE



CUADRO 14.2-3
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN PRETIL

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Relleno Granular Compactado	m ³	3.500

Valor Unidad de Fomento (UF); \$16.966,47 (27/06/2003)

Posterior a las crecidas importantes, se debe realizar una inspección de las obras y perfilar nuevamente los pretils en los tramos dañados. Lo anterior se aplica a lo largo de todo el tramo de proyecto, inclusive en los sectores con refuerzo (proyectos LL.2 y LL.3).

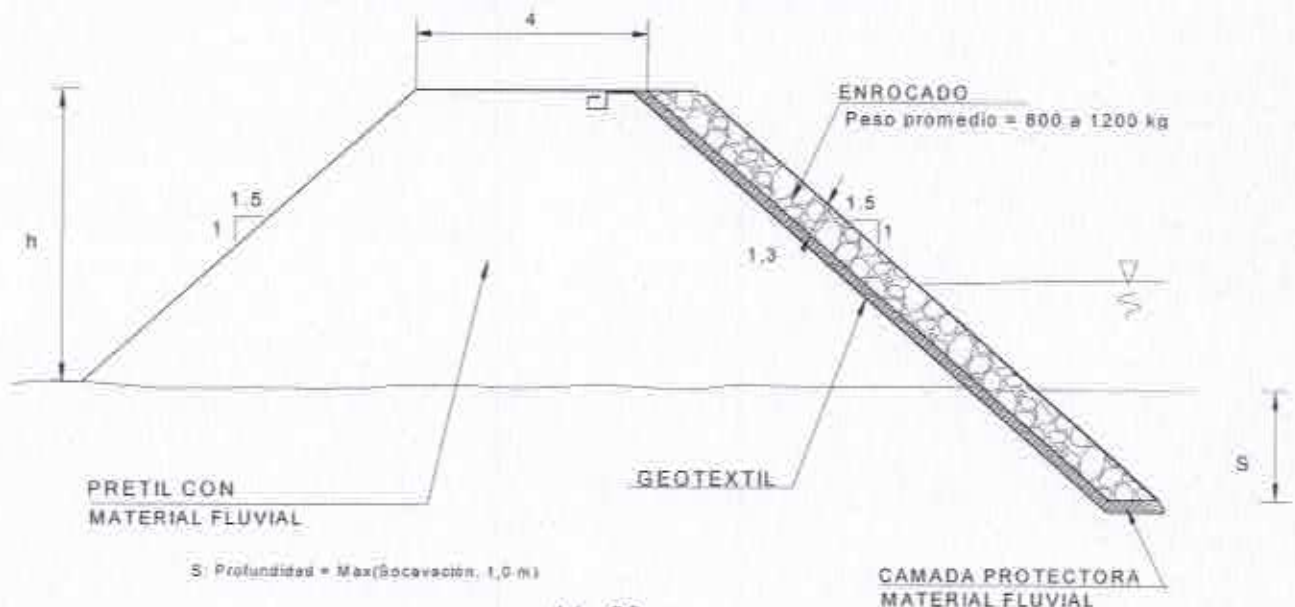
Esta obra se debe complementar con la arborización de la caja delimitada por los pretils en las riberas de inundación, manteniendo la franja actual de cauce con las mismas características actuales. Es decir, se debe mantener un eje principal de cauce el cual debe poseer un menor coeficiente de rugosidad que el resto de la caja.

LL.2 PROTECCIÓN PRETIL CON ENROCADO

La obra de pretil LL.1 se extiende hasta el límite de aguas arriba como se señaló en LL.1, pero en talud a cauce, se protege con enrocado de iguales características que del empleado en la protección de los puentes viales y de ferrocarril. Del informe del estudio de protección de los puentes del ferrocarril Arica - La Paz, se tiene que para escurrimiento de velocidad entre 4 a 5 m/s, se emplea un enrocado de 800 a 1200 kg, diámetro medio comprendido entre 0,85 a 1,0 m y dispuesto en dos capas, lo que resulta en espesor de 1,3 m.

En la siguiente figura se presenta el esquema de construcción de esta obra y en el Cuadro 14.2-4, se detalla la cubicación y precios unitarios asociados a esta obra.

FIGURA 14.2-6
ESQUEMA DE OBRA PRETIL CON ENROCADO



CUADRO 14.2-4
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN PRETIL CON ENROCADO

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Relleno Granular Compactado	m ³	3.500
Enrocado	m ³	25.000
Geotextil	m ²	2.500

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

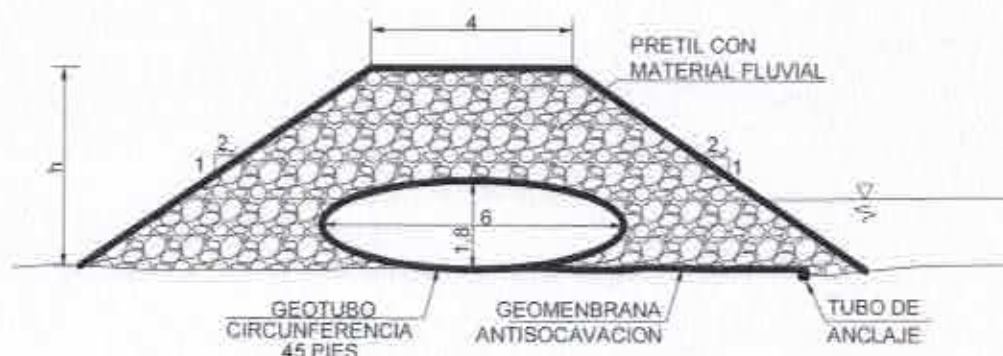
LL.3 PRETIL REFORZADO CON GEOTUBOS

La obra de pretil LL.1 se extiende hasta el límite de aguas arriba como se señaló en LL.1, pero con una estructura reforzada en su núcleo mediante el empleo de geotubos. Por lo tanto, la obra de contención definida aquí (LL.3) tiene el mismo comportamiento hidráulico que el pretil de material fluvial (LL.1).

El geotubo de calidad TC Mirafi o equivalente, consta de un cuerpo tubular de geomembrana (poliéster GT 500) de perímetro 45 pies (13,7 m) el cual se rellena con arena y agua, este último se drena por medio de los poros. Una vez instalado, la sección transversal del geotubo de forma elíptica, tiene un ancho de 6,0 m y altura de 1,8 m. El núcleo se protege además con una geomembrana antisocavante.

En la siguiente figura se presenta el esquema de construcción de esta obra y en el Cuadro 14.2-6, se detalla la cubicación y precios unitarios asociados a ella.

FIGURA 14.2-7
ESQUEMA DE OBRA PRETIL CON GEOTUBO



En caso de las crecidas de período de retorno superiores, las elevadas velocidades que se producen al inicio del tramo con protección, estimadas en 4 a 5 m/s, implican la erosión del pretil. Sin embargo, la estructura del geotubo (diseñado para resistir los embates de temporales marítimos) no se verá afectada, manteniendo la estanqueidad del cauce y por ende, evitando el desborde. Por lo tanto, se debe contabilizar además, el trabajo anual (posterior a las crecidas), de mantención de las estructuras, que consiste en el

uso de bulldozer por un periodo no superior a 4 horas (\$30.000/hora en Junta de Vigilancia Río Lluta).

CUADRO 14.2-5
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN PRETIL CON GEOTUBOS

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Relleno Granular Compactado	m ³	3.500
Geotubo	ml	180.000
Geotextil	m ²	2.500

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

LL.4 PERALTE DE LOS GAVIONES EXISTENTES

En la ribera izquierda, frente al recinto de la Planta Celite Chile, se construyó una fila de gaviones protegidos con tetrapodos, con el objetivo de evitar posteriores desbordes como los generados durante crecidas del año 1998 y 1999.

El proyecto en este punto, sólo requiere del aumento de la cota de coronamiento de la protección, para lo cual sólo se requiere la instalación de una fila de cajas de gaviones de 3x1x1 m (\$22.500 m³, UF=16.966,47 al 27/06/2003).

SJ.1 BARRERA DE GOMA

Como una alternativa complementaria, se ha pensado que en el caso del río San José es posible proponer el uso de barreras de goma como una manera de controlar el transporte de sedimentos a la entrada del sector urbano de este cauce.

La barrera de goma es una bolsa o cilindro de goma hermética, colocada a través de un curso de agua, inflada con aire o con agua. Cuando es inflada se levanta y bloquea el paso del agua, pudiendo funcionar como vertedero dentro de ciertos rangos de operación; cuando permanece desinflada queda extendida y plana sobre su fundación permitiendo el flujo de agua libremente. (Figura 14.2-8).

Para el río San José se ha realizado un primer análisis de utilizar este tipo de estructura hidráulica al inicio de la zona urbana del cauce, inmediatamente aguas arriba de la confluencia con la Quebrada de Acha. En este sitio, mostrado en la Figura 14.2-9, se tiene una curva de volumen embalsado que permite almacenar unos 37.400 m³ para una barrera de 4 metros de altura máxima (Figura 14.2-8), con una superficie de 27 hectáreas aproximadamente.

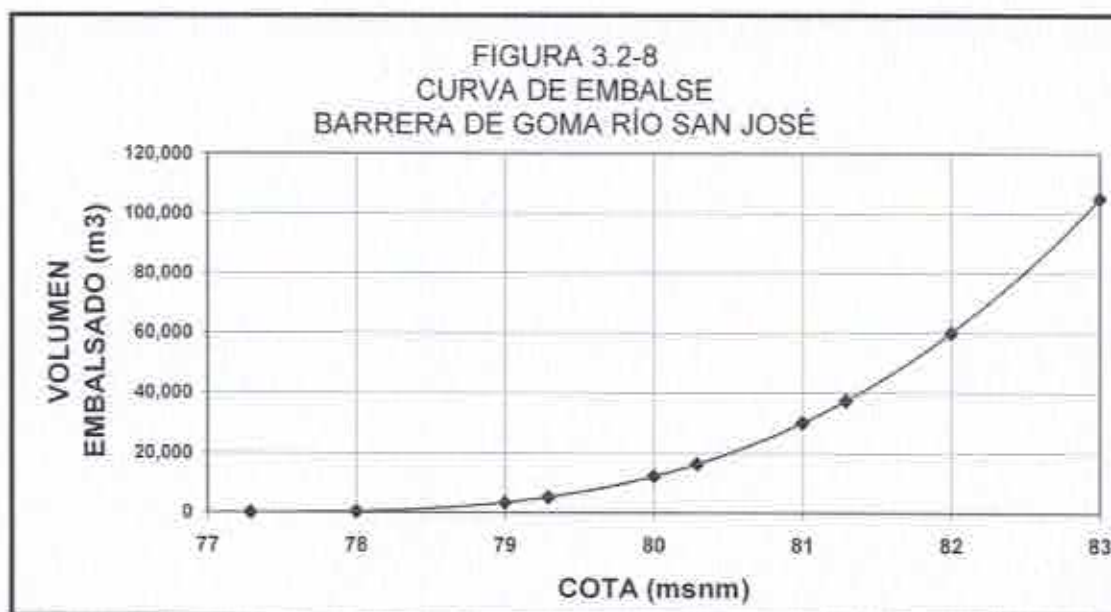
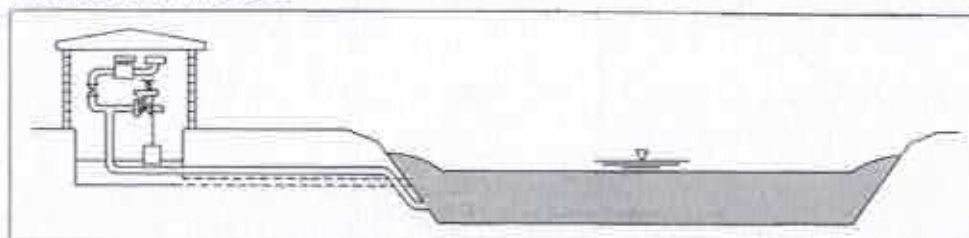
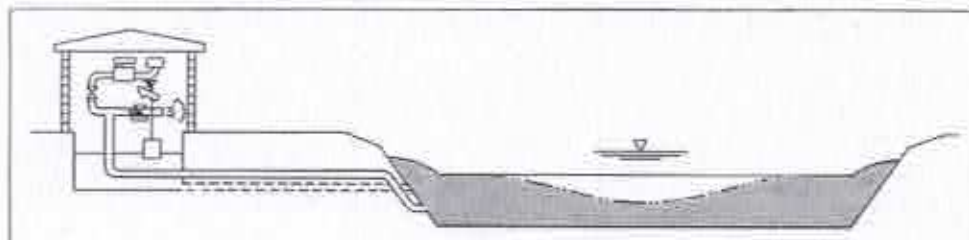


FIGURA 14.2-9
ESQUEMA DE UNA BARRERA DE GOMA

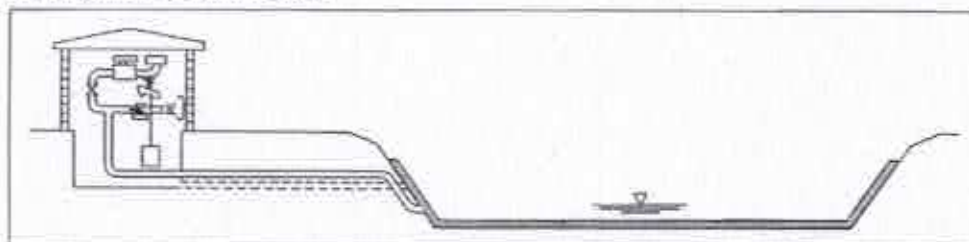
TOTALMENTE INFLADA.



DURANTE EL DESINFLADO.



TOTALMENTE DESINFLADA.

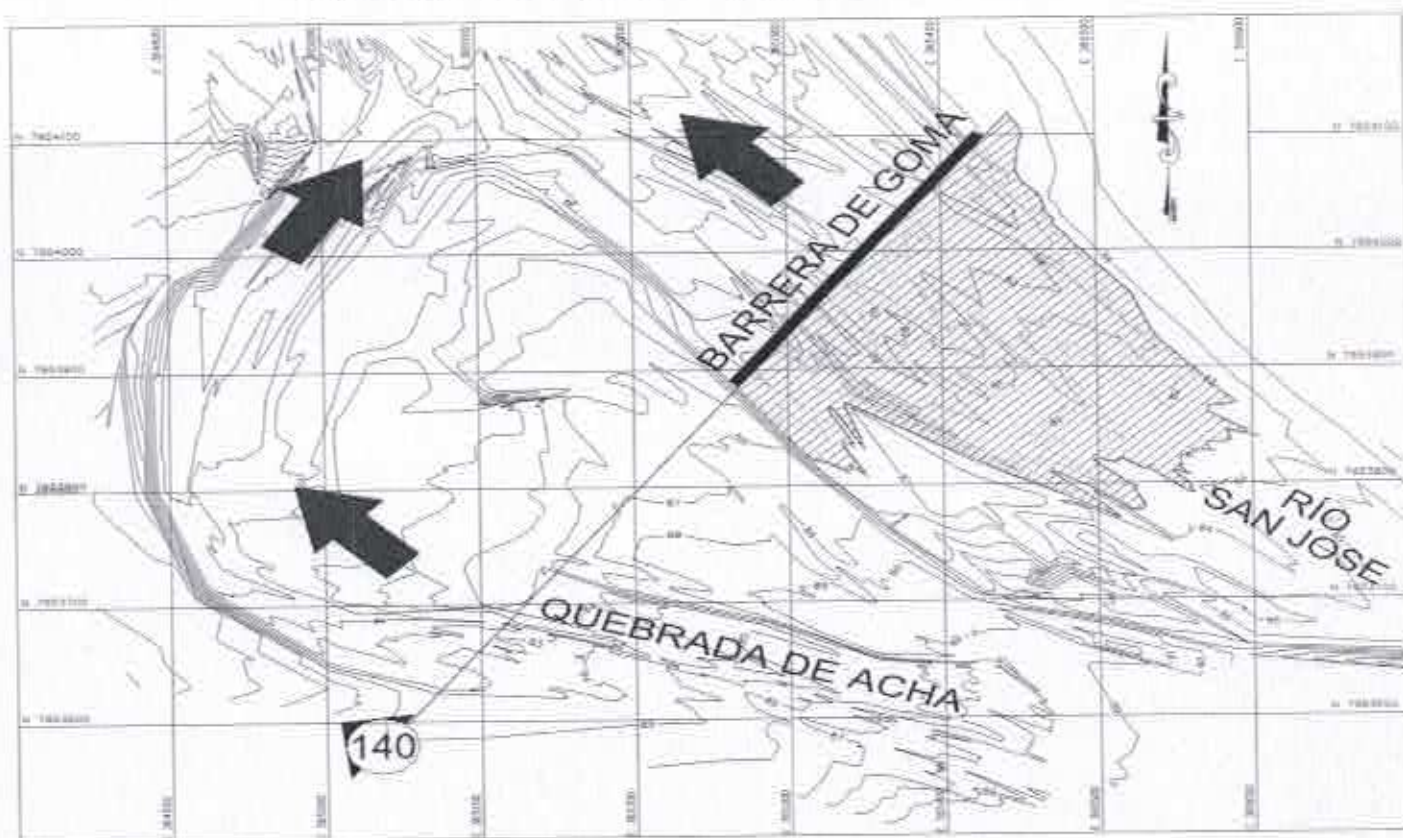


En el caso de las barreras de goma, el sedimento que se acumularía estaría constituido por gravas y arena, las que pueden ser removidas una vez terminado el escurrimiento de las aguas y desinflada la barrera de goma.

De acuerdo con la Figura 14.2-10, en la ubicación definida para es primer análisis de esta obra, la barrera tendría una longitud de unos 120 m, con una cota de fundación a los 78 msnm y una altura del umbral de la barrera de aproximadamente 82 msnm. Considerando que a esa cota el cauce tiene un ancho de unos 260 m, sería necesario construir un umbral de 140 m, formado por un muro vertedero de enrocados.

En el Cuadro 14.2-6 se presenta el listado de precios unitarios de las partidas principales requeridas por la obra.

FIGURA 14.2-10
UBICACIÓN EN PLANTA DE UNA BARRERA DE GOMA



CUADRO 14.2-6
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN BARRERA DE GOMA

Item	Unidad	PU (\$)
H30	m ³	90.000
Excavación Material Común	m ³	1.700
Enrocado	m ³	25.000
Barrera H=2 m (L=120 m)	ud	619.200.000
Barrera H=4 m (L=120 m)	ud	2.520.200.000

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

SJ.2 FONDO DE CAUCE CON CAÍDAS

El objetivo principal de esta obra es proteger la infraestructura vial existente, es decir, proteger los puentes de la socavación. Para ello se considera la disminución de la velocidad de escurrimiento entorno al puente. Se proyectan gradas aguas abajo de los puentes, con lo cual se eleva la cota de fondo hacia aguas arriba y se reduce la pendiente de fondo. El consecuente aumento de la altura de agua, implica la disminución de la velocidad.

Se analizará la conveniencia de dicha obra contemplando un tramo ed influencia de 150 m, con la caída a 50 m aguas abajo del puente. Puesto que los puentes A.Azolas y P.A.Cerda se encuentran próximos, sólo se proyectará una caída que sea funcional para ambos puentes. Por lo tanto, las caídas de aproximadamente 2,5 m, se encuentran aguas abajo de los puentes: Santa María, A.Azola y Tucapel.

SJ.3 MURO DE HORMIGÓN ARMADO, SIN REVESTIMIENTO DE FONDO

Se proyecta el cauce con muro de hormigón armado de 30 cm de espesor, de talud H:V=1:4 (para mejorar su estabilidad ante muro vertical). Con el uso de barbacanas con geotextil, se permite el flujo de aguas desde la napa hacia el cauce y se evita la erosión entorno a las entradas de las barbacanas producto del arrastre del fino. El fondo de cauce, se perfila con material propio de cauce. No se contabiliza su revestimiento.

Aunque el terreno natural permite cortes verticales, como los que se observan a lo largo de todo el cauce, pueden producirse cortes por causas externas por lo que se debe considerar el muro de hormigón opere como elemento estructural.

Para mejorar su comportamiento hidráulico, el tramo en estudio se subdivide en tramos de pendiente constante, definida por las cotas de fondo en los puentes.

El proyecto considera como altura de revestimiento de cada subtramo, la altura normal más una revancha de 0,50 m. Talud arriba de la sección revestida, se mantiene con sus condiciones naturales ya que se encuentra sobre el nivel máximo de aguas. El talud sin proteger, puede ser revestido con materiales geosintéticos tipo geomanta (permite crecimiento de vegetación) para mejorar su aspecto escénico y proteger contra la erosión eólica.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

PROTECCIÓN TALUDES CON



CUADRO 14.2-7

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Geotextil	m ²	2.500
H30 con moldaje	m ³	95.000
Barbacanas	ud	900
Acero	kg	950

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

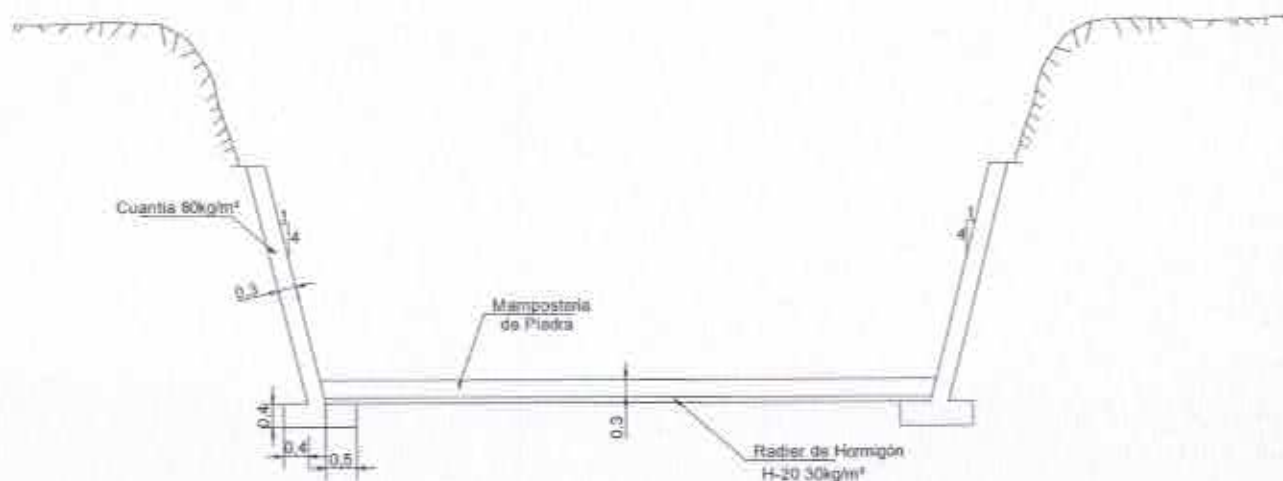
SJ.4

Similar al proyecto SJ.3, con la diferencia que se mejora el fondo de cauce con revestimiento de mampostería de piedra. Con ello se protege todo el tramo de los efectos erosivos y de socavación.

En el capítulo de dimensionamiento de las obras se determinará la altura y ancho basal más conveniente. En la figura adjunta, se ilustra una sección tipo de la obra

señalada. En la siguiente figura se ilustra la obra señalada. En el Cuadro 14.2-8 se resume el costo de las partidas principales.

FIGURA 14.2-12
PROTECCIÓN TALUDES CON
MURO DE HORMIGÓN ARMADO CON RADIER DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA



CUADRO 14.2-8
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN PROTECCIÓN
MURO DE HORMIGÓN ARMADO CON RADIER REVESTIDO

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Geotextil	m ²	2.500
H30 con moldaje	m ³	95.000
Mampostería de Piedra	m ³	50.000
Barbacanas	ud	900
Acero	kg	950

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

SJ.5 GAVIONES CON PROTECCIÓN DE HORMIGÓN PROYECTADO

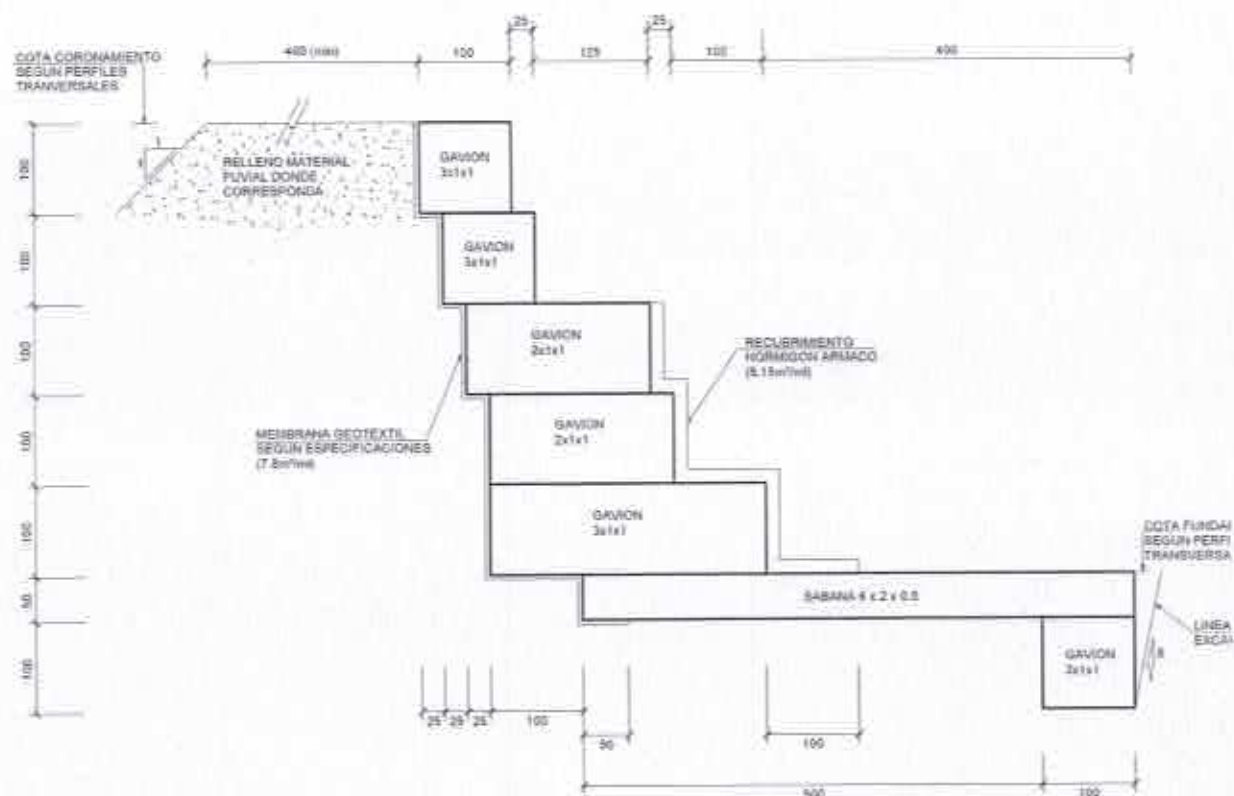
Esta alternativa contempla una sección de taludes escalonados, con una fila de gaviones (tipo caja de dimensión 3,0 x 1,0 x 1,0 m) por estrato hasta alcanzar la altura deseada. Las laderas son bastantes estables y aceptan hasta taludes verticales, siempre que no estén en presencia de los efectos erosivos del agua, por lo que los gaviones no deben ser diseñados para resistir el empuje del suelo. Entre el terreno y el muro de gaviones se coloca un geotextil permeable (filtro permeable) que permite el flujo de agua pero evita el transporte de finos.

La obra debe contar con una estructura de protección contra socavación a pie de muro, por lo que se contabiliza una alfombra de gaviones de dimensiones 6,0 x 2,0 x 0,5

m, colocada a la cota de fundación (por lo menos 1,0 m bajo la cota de fondo del cauce o profundidad de socavación). Al final y bajo de la alfombra se coloca un diente antisocavación con gaviones de 3x1x1.

La obra completa será revestido con hormigón proyectado (shotcrete) de espesor mínimo 5 cm, con lo cual se protege la integridad de la estructura metálica de los gaviones. En la siguiente figura se esquematiza la obra señalada y en el Cuadro 14.2-9 se resumen las partidas, cubicación por metro lineal y precio unitario.

FIGURA 14.2-13
PROTECCIÓN TALUDES CON
GAVIONES REVESTIDOS CON HORMIGÓN PROYECTADO
PERFIL TIPO



CUADRO 14.2-9
PRECIOS UNITARIOS CONSTRUCCIÓN PROTECCIÓN CON
GAVIONES REVESTIDOS CON HORMIGÓN PROYECTADO

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Comùn	m ³	1.700
Geotextil	m ²	2.500
Gaviones	m ³	22.500
Hormigón Proyectado (H20 e=5 cm)	m ²	6.000

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

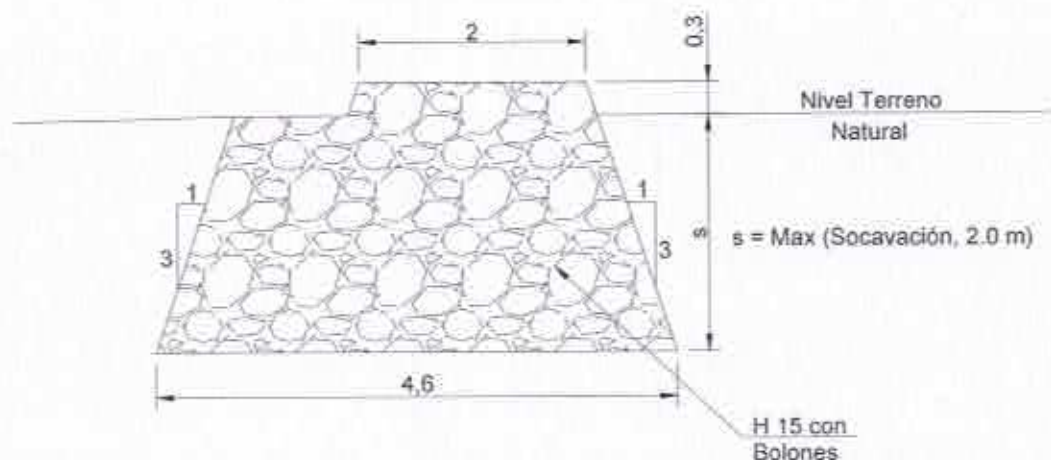
Como se señaló en el reconocimiento de los cauces, el río San José en el tramo urbano posee una serie de irregularidades que son fáciles de erradicar: escombros, material de tamaño irregular en fondo, basura, arbustos y árboles. Todos éstos se suman para obstruir el flujo y por ende, son responsables de los elevados coeficientes de rugosidad del cauce. Por lo tanto, la alternativa preliminar que se considera es rectificar, perfilar y limpiar el cauce del río San José, con el fin de reducir la rugosidad y con ello evitar los problemas de desbordes.

La proposición SJ.6 contempla por lo tanto, las siguientes medidas en el cambio de las condiciones originales del río:

- Pendiente constante por tramos
- Reducción de cambios fuertes de geometría. Homogenizar el perfil transversal
- Reducción de angostamientos
- Proyectar muros guardarádieres, que además sirven de galibo.

El objetivo de esta última medida, es proteger las cepas de los puentes existentes contra la avanzada de la socavación a la que están sometidas y que por otro lado, complementa las labores de perfilamiento y mantenimiento del cauce. En la siguiente figura, se ilustra la sección transversal tipo del galibo considerado a una distancia no superior a los 10 m aguas abajo de la cepa de los puentes.

FIGURA 14.2-14
PROTECCIÓN DE CEPAS DE PUENTES.
SECCIÓN TIPO DE GALIBO



Aunque los problemas principales se observan en el tramo identificado al inicio de este acápite, las obras anteriores son aplicables y recomendables para todo el tramo del río San José en su tramo urbano.

CUADRO 14.2-10
PRECIOS UNITARIOS ASOCIADOS A LAS LABORES
DE MEJORAMIENTO DE LA RUGOSIDAD DEL CAUCE

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Limpieza de cauce	ml	500
Retiro de material	m ³	5.000
Mampostería de Piedra	m ³	50.000

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

Como complemento de este proyecto que está enfocado más a la planificación y manejo de los cauces, más que a la proposición de obras civiles, se puede destacar la necesidad de insertar dentro del Plan Regulador Comunal actualmente en revisión, recomendaciones y restricciones en el uso del suelo en las riberas y proponer el empleo de éstas como áreas de esparcimiento.

Además de intervenir el recorrido del río San José según las proposiciones técnicas correspondientes, se propone ejecutar varias acciones que se deben tomar en consideración para prevenir el crecimiento de las construcciones hacia las riberas del Río San José.

Se plantea la necesidad de hacer un catastro de la situación actual de todas las edificaciones que se encuentren colindando con los bordes del lecho del río por parte de la Dirección de Obras de la Municipalidad. En este catastro se deben identificar por tipología y uso las edificaciones existentes y establecer las construcciones que no tengan Permisos de Edificación, las que se encuentran en peligro estructural y de inestabilidad, para determinar las edificaciones que se deban erradicar y las que puedan mantenerse.

Según este catastro, se procederá regularizando las construcciones para congelar el crecimiento de las edificaciones u poder preservar los bordes de la ribera del río como zona de protección.

Desde el punto de vista urbano el Río San José debería tener una presencia importante para el sector que lo colinda. Para lograr esto se debería transformar el curso del río en un hito importante para su entorno, de manera de generar un recorrido visual-peatonal en todo el transcurso donde éste se integra a la ciudad, cuando sus riberas colindan con las vías vehiculares, creando una zona intermedia entre el río y la ciudad. En estos puntos se han ido creando por los vecinos pequeñas plazas de forma bastante incipiente.

De esta manera, desde el punto de vista ambiental y paisajístico se propone la creación de un circuito peatonal en todo el borde del río donde es factible hacerlo, es decir cuando éste recupere los bordes de su ribera, creando jardines duros con distintas texturas y colores dados por distintos tipos de áridos existentes en los mismos bordes del río (bolón, piedra, ladrillo, arena) y algunos puntos de encuentro, creando pequeños quinchos techados con materiales de la zona, como puede ser coligüe y hojas de palmas.

Se debe aprovechar la riqueza de los materiales que el mismo río nos proporciona, que son áridos de distintos tamaños, colores y texturas y son de gran belleza.

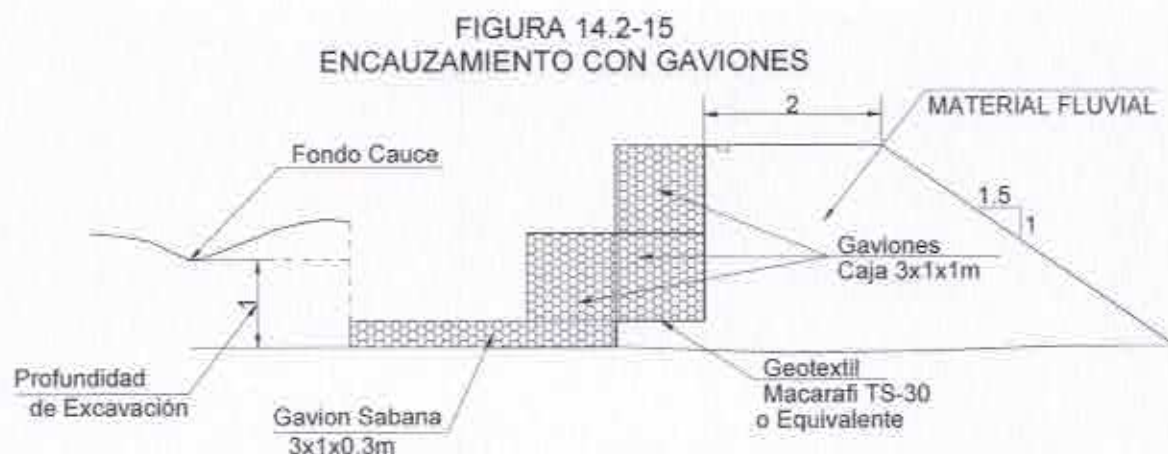
Se debe incluir en estas plazas de encuentro especies autóctonas que sean fáciles de mantener y no requieran grandes cantidades de agua para su crecimiento.

Lo propuesto anteriormente, también debe reflejar la necesidad de evitar la construcción ribereñas, manteniendo una franja de 10 m aproximadamente hacia cada lado de la caja, puesto que los taludes verticales presentan un alto potencial de erosión y derrumbe ante los efectos erosivos del agua. Tal como se señaló, existe una variedad importante de tipos de construcciones adyacentes a la caja del río, por lo que la franja de protección de ribera que se desea establecer, dependerá del tipo de construcción. En el caso de las construcciones sólidas, con muros de hormigón armado y que han fundado hasta el cauce, se debe exigir reforzar la estructura y prohibir el crecimiento de la edificación. En el caso de todas las otras estructuras de tipo liviano o que no cumplen especificaciones constructivas y que corresponden a ocupaciones ilegales, se deberán relocalizar.

QA.1 GAVIONES SIN PROTECCIÓN

A diferencia del caso anterior, esta obra de gaviones se proyecta para encauzar las aguas en un tramo en que la ribera derecha no se diferencia del cauce del río. Por lo tanto, los gaviones (tipo caja de dimensión 3,0 x 1,0 x 1,0 m) operan como talud de ribera propiamente tal. Su estanqueidad se obtiene con la colocación de un geotextil entre el gavión y pretil, en el lado a ribera de la obra, tal como se indica en la siguiente figura.

La altura requerida de encauzamiento a lo largo de los 750 m de cauce, no supera los 2,0 m y la velocidad de escurrimiento es del orden de 2,0 m/s, por lo que la obra contabiliza dos estratos de gaviones sin protección adicional, más una alfombra de gaviones de dimensiones 6,0 x 2,0 x 0,5 m, 1,0 m bajo la cota de fondo del cauce, como estructura de protección contra socavación a pie de muro.



En el Cuadro 14.2-11 se indican las partidas principales consideradas para el cálculo del costo de la obra.

CUADRO 14.2-11
PRECIOS UNITARIOS ENCAUZAMIENTO CON GAVIONES

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Relleno Granular Compactado	m ³	3.500
Geotextil	m ²	2.500
Gaviones:	m ³	22.500

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

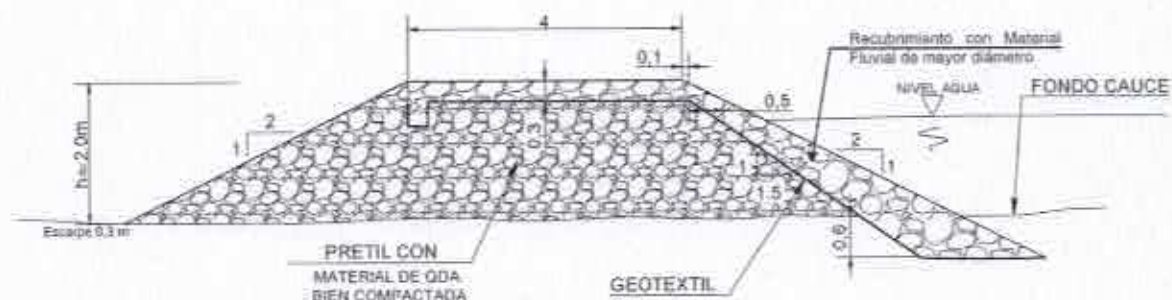
QA.2 PRETIL DE MATERIAL FLUVIAL CON GEOMEMBRANA

El trazado del pretil estará limitado por los muros existentes en la zona problemática, es decir, el pie del pretil en la ribera seguirá la línea de edificación de los límites de propiedad.

El pretil se construirá con material fluvial proveniente del cauce de la quebrada (principalmente bolones menores y arena), su altura aproximada será de 2,0 m, con talud H:V = 2:1 en ambos lados y de 4,0 m de ancho de coronamiento. Se proyecta con geomembrana para asegurar la estanqueidad del encauzamiento. Para su construcción, se considera movimiento de tierra y compactación (Figura 14.2-14). Sobre la geomembrana se colocará otra cubierta de material fluvial consistente de bolones de mayor tamaño.

La sección propuesta es viable en este tramo, debido a las baja velocidad de escurrimiento calculada para el cauce durante una crecida centenaria (menos de 1,5 m/s), la corta duración de ésta, y porque la obra se emplaza en forma paralela al flujo.

FIGURA 14.2-16
ENCAUZAMIENTO CON PRETIL DE MATERIAL FLUVIAL



En el Cuadro 14.2-12 se indican las partidas principales consideradas para el cálculo del costo de la obra.

CUADRO 14.2-12
PRECIOS UNITARIOS ENCAUZAMIENTO CON PRETIL DE MATERIAL FLUVIAL

Item	Unidad	PU (\$)
Excavación Material Común	m ³	1.700
Relleno Granular Compactado	m ³	3.500
Geotextil	m ²	2.500

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

QA.3 PROTECCIÓN CON GAVIONES REVESTIDOS

Esta obra se considera para el tramo en curva de la quebrada y que se emplaza adyacente a la Ruta 5. Debido a su ubicación y la importancia de la Ruta 5, en este sector de la quebrada de Acha se contempla la protección con gaviones con revestimiento de hormigón proyectado.

En el punto SJ.5 anterior, se detalla la característica de la obra, detalle de las partidas y listado de precio unitario.

14.3 VERIFICACIÓN, DIMENSIONAMIENTO Y COSTEO DE LAS ALTERNATIVAS

14.3.1 Obras de Drenaje Urbano

A.1 Instalación de Sumideros

En el Plano "Vías Principales de Escurrimiento y las Alternativas de Solución", escala 1:5.000, se identifican y ubican cada uno de los sumideros propuestos y los colectores de aguas servidas a los que se conectarán.

Se ha realizado una verificación de la capacidad de los colectores de la red de alcantarillado y su capacidad para absorber el flujo proveniente de los sumideros. Para ello se asume que las alcantarillas están dimensionadas para conducir a 75% de su diámetro, el caudal máximo instantáneo de aguas servidas. Por lo tanto, dado que la capacidad máxima de conducción de una tubería se da para 93% de la razón altura de agua y diámetro, se considera que el colector podrá absorber la diferencia entre el caudal máximo de la tubería y el caudal de diseño. En el siguiente cuadro se presenta para cada sumidero identificado, el diámetro, material y pendiente del colector al que se conecta y su capacidad de conducción como acueducto a 75% de altura y su capacidad máxima (a 93% de su altura), con lo cual finalmente se establece la capacidad disponible para la conducción de aguas lluvias. Este cálculo se realizó con la ecuación de Manning, la cual se detalla en el siguiente punto.

Cabe destacar que las precipitaciones son de corta duración y de baja recurrencia, por lo que su solicitación sobre los colectores también lo serán (máximo 1 a 2 horas). Además, la probabilidad de que coincidan en el tiempo, el caudal máximo instantáneo de aguas servidas con el caudal máximo instantáneo producto de las precipitaciones, es mínimo.

En el cuadro señalado, se incluyen 4 sumideros (105 a 108) que pertenecen al proyecto A.2, con el fin de identificar todos los sumideros considerados, sin embargo, para efectos del cálculo de costo, no se consideran parte de ésta alternativa.

Del siguiente cuadro se observa que en los sectores donde los sumideros se conectan a colectores de aguas servidas de diámetro 175 mm y 250 mm, en el caso más desfavorable tienen una capacidad de evacuación de 4 a 10 l/s. Sin embargo, como se ha indicado, los sumideros se han proyectado para solucionar problemas de acumulación en puntos bajos, más que eliminar los problemas de escorrentía superficial, el cual de hecho no alcanza niveles de importancia. Por otro lado, en vista de lo reducido del diámetro los colectores en ciertos sectores, la mayoría de los sumideros se ubicaron tal de conectarlos a colectores terciarios distintos y por ende, evitar sumar las solicitaciones.

En este sentido, se considera que la red de 36 nuevos sumideros conectados a la red de aguas servidas (red de colectores unitarios existentes) son más que suficientes para erradicar los problemas puntuales generados por las aguas lluvias. En algunos casos, se puede reemplazar algunos sumideros con la nivelación y mejoramiento de los pavimentos, sin embargo ello representa un costo mayor y de menor vida útil.

Del estudio hidrológico, se observa que los caudales en los puntos de salida de las distintas cuencas consideradas para periodo de retorno 10 años, varían entre 100 y 700 l/s. El rango anterior se calculó considerando que las aguas precipitadas en cada subcuenca son drenadas hacia un sólo punto de salida, cuando en la realidad hay varias calles en el tramo bajo de la subcuenca.

Los nuevos sumideros, al igual que los ya existentes, deberán contar con un programa periódico de limpieza. Dado que la construcción y funcionamiento de los sumideros están relacionados con ESSAT y la I. Municipalidad de Arica, la mantención deberá ser coordinado entre las dos instituciones, tal de llegar a un programa de trabajo que más convenga.

CUADRO 14.3-1
CARACTERÍSTICAS SUMIDEROS Y COLECTORES UNITARIOS

Nombre Sumidero	Ubicación	Diámetro mm	Material	Pendiente ‰	Capacidad 75% l/s	Capacidad 93% l/s	Capacidad ALL ⁽¹⁾ l/s
100.	Máximo Lira/21 Mayo	300	PVC	3,7	64,0	75,0	11,0
101	Pedro Montt/Maipú	350	PVC	3,7	96,0	113,0	17,0
102	P. Montt/M.Rodríguez	350	PVC	2,2	74,0	87,0	13,0
103	Av Chile/Chacabuco	350	PVC	6,5	127,0	150,0	23,0
104	Baquadano/M.Rodríguez	175	CC	12,3	21,0	24,0	3,0
105	Grl.Velázquez/Juan Noe	Se conectan a Colector proyectado (A.2)					
106	Grl.Velázquez/ Lastarria						
107	Grl.Veláz. /Independencia						
108	Grl.Velázquez/J.A.Ríos						
109	Lastarria/Baquedano	600	CC	6,5	392,0	462,0	70,0
110	Grl.Lagos/Larco Herrera	175	CC	9,6	18,0	21,0	3,0
111	Grl.Lagos/Lastarria	350	CC	32,9	210,0	247,0	37,0
112	Grl.Lagos/O'Higgins	250	CC	10,2	48,0	56,0	8,0
113	San Martín/Maipú	250	CC	13,3	55,0	64,0	9,0
114	21 Mayo/V.Mackenna	175	CC	22,6	28,0	33,0	5,0
115	18 Sept./V.Mackenna	175	CC	13,9	22,0	26,0	4,0
116	Sta.María/J.A.Ríos	450	CC	13,1	258,0	305,0	47,0
117	Sta.María/J.A.Ríos	450	CC	13,1	258,0	305,0	47,0
118	Diego Portales/Indo	450	PVC	5,9	236,0	279,0	43,0
119	Diego Portales/Indo	450	PVC	5,9	236,0	279,0	43,0
120	Caupolicán/J.I.López	175	CC	9,0	18,0	21,0	3,0
121	Caupolicán/J.M.Carrera	175	CC	8,1	17,0	20,0	3,0
122	Lastarria/G.Riveros	350	CC	11,1	122,0	144,0	22,0
123	Sgt. Aldea/Cienfuegos	175	CC	6,4	15,0	18,0	3,0
124	Cienfuegos/Rojas Salfate	175	CC	20,5	26,0	31,0	5,0
125	Rojas Salfate/A.Pinto	175	CC	28,0	31,0	36,0	5,0
126	Romulo Pena/Sgt. Aldea	175	CC	16,4	24,0	28,0	4,0
127	Romulo Pena/A. Edwards	175	CC	12,8	21,0	25,0	4,0
128	R.Salfate/A.Edwards	175	CC	7,0	16,0	18,0	2,0
129	Diego Almagro/A.Pinto	175	CC	16,4	24,0	28,0	4,0
130	Diego Almagro/A.Edwards	175	CC	10,2	19,0	22,0	3,0
131	21 Mayo/J.S.Leiva	175	CC	15,0	23,0	27,0	4,0
132	Diego Portales/Libertad	175	CC	3,5	11,0	13,0	2,0
133	Diego Portales/Libertad	400	CC	19,2	229,0	269,0	40,0
134	Diego Portales/Libertad	400	CC	19,2	229,0	269,0	40,0
135	Diego Portales/Libertad	175	CC	8,5	17,0	20,0	3,0
136	Sta.María/Renato Rocca	350	CC	4,4	77,0	91,0	14,0
137	Sta.María/Oscar Quina	350	CC	3,9	72,0	84,0	12,0
138	Sta.María/Oscar Quina	350	CC	3,9	72,0	84,0	12,0
139	Sta.María/Oscar Quina	350	CC	3,9	72,0	84,0	12,0

(1) Capacidad ALL: corresponde a la capacidad máxima de conducción del colector (sección llena al 93% de altura) y descontado el caudal de diseño de conducción de aguas servidas (sección llena al 75% de altura).

Fuente: Mejoramiento Integral del Alcantarillado de Arica, ESSAT.

Finalmente, en el Cuadro 14.3-2 se entrega el costo de la alternativa de proyecto A.1. Instalación de Sumideros, en la cual se subdivide en 3 partes de acuerdo a lo indicado en el numeral 14.1.1 precedente.

CUADRO 14.3-2
PRESUPUESTO PROYECTO A.1 - INSTALACIÓN SUMIDEROS

Item	Unidad	Cantidad	PU ⁽¹⁾ (\$)	Costo (\$)
Mejoramiento Avda. Máximo Lira-Pedro Montt entre 21 de Mayo y Chacabuco (sumideros 100 a 103)	ud	4	498.615	1.994.460
Mejoramiento Area Hospital, 21 de Mayo - 18 Sept. - V. Mackenna (sumideros 114 y 115)	ud	2	498.615	997.230
Mejoramiento Población Maipú Oriente (sumideros 120 a 130)	ud	11	498.615	5.484.765
Sumideros Restantes	ud	19	498.615	9.473.685
TOTAL sin IVA		36	498.615	17.950.140

(1) Incluye Imprevistos, Gastos Generales y Utilidades
Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

A.2 Colector Gral. Velázquez

El Colector General Velázquez corresponde al punto de control de la subcuenca 2 definida en el Diagnóstico. El caudal asociado a este punto, se calcula en forma conservadora, como la cuarta parte del caudal asociado a la cuenca 1 definida en el estudio hidrológico. Los caudales máximos instantáneos asociados al colector por lo tanto son:

CUADRO 14.3-3
CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS EN SALIDA DE LA SUBCUENCA URBANA 2

Periodo de Retorno	Caudal de Crecida
2 años	0,012 m ³ /s
5 años	0,114 m ³ /s
10 años	0,167 m ³ /s

Nota: El caudal de la subcuenca se considera para tormenta de 4 hrs de duración

Previamente se identificaron una serie de tipos de materiales para los colectores, su elección se basa en criterios hidráulicos, de resistencia del material y económicos. El dimensionamiento considera el diámetro económico, es decir, el mínimo diámetro comercial tal que se cumplan las condiciones de diseño.

Dentro de los materiales recomendados para uso en ambiente salino, el material que resulta más económico corresponde al cemento comprimido. Otra alternativa es el PECC, el cual es más resistente a materiales y condiciones abrasivas, pero es mucho más caro. A continuación se indican los criterios de diseño de estos dos materiales.

CUADRO 14.3-4
CRITERIOS DE DISEÑO DE MATERIALES DE COLECTORES

Criterio de Diseño	Material	
	Cemento Comprimido	Polietileno de Alta Densidad
Velocidad Mínima Admisible ⁽²⁾	0,5 m/s	0,5 m/s
Velocidad Máxima Admisible ⁽¹⁾	2,5 - 3,0 m/s	5,0 m/s
Coefficiente de Rugosidad ⁽²⁾	0,015	0,011
Estabilidad de Flujo ⁽³⁾	0,70 a 0,80	0,70 a 0,80

Fuente: (1) "Instructivo para la revisión de proyectos de urbanización por parte del Serviu Metropolitano", 1999
 (2) V.T. Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos"
 (3) Francisco J. Domínguez, "Hidráulica"

La estabilidad de flujo en un colector que debe operar como acueducto, se refiere al resguardo ante cambios de sección, debido a la eventual presencia de obstrucciones en el ducto. Se diseña de modo que permita un flujo abierto, pero aprovechando al máximo la capacidad portadora de la tubería, lo que se produce para la razón entre la altura de escurrimiento y el diámetro de la tubería igual a 0,93, se diseña de modo que la razón entre la altura normal y el diámetro de ésta debe ser menor o igual a 0,93. En caso de no existir un diámetro comercial que permita lo anterior, se elige una tubería de diámetro tal que la razón no sea mayor a 0,90.

El diseño del colector contabiliza cámaras de inspección tipo A (para profundidad de clave mayor a 1,6 m), ubicadas a una distancia mínima de 100 m y máxima de 200 m. Las dimensiones de éstas se encuentran predefinidas en función del diámetro de la cañería de mayor diámetro que entra o sale desde la misma.

Respecto a las variaciones de las cotas de radier de entrada y salida en las cámaras de inspección, se considera que la diferencia mínima de las cotas de radier de entrada y salida de los colectores de una cámara debe ser 1 cm. En caso de cambio de diámetro de colectores, la diferencia mínima de las cotas de radier debe ser el 83% de la diferencia de diámetros.

A partir de las condiciones de terreno: cota de radier en inicio de colector y cota de descarga al río San José, y los caudales de diseño para períodos de retorno 2, 5 y 10 años, se procede a dimensionar el colector en base a la altura normal según la ecuación de Manning.

$$\frac{Q \cdot n}{\sqrt{i}} = A \cdot R^{\frac{2}{3}} \qquad v = \frac{Q}{A} \qquad R = \frac{A}{\chi}$$

Donde:

- v = Velocidad de escurrimiento (m/s).
- Q = Caudal que fluye por la sección (m³/s).
- n = Coeficiente de Manning (según material)
- A = Área mojada (m²)
- R = radio hidráulico (m)
- χ = Perímetro mojado (m).
- i = Pendiente del cauce(m/m)

En el siguiente cuadro se resumen los diámetros de colector asociado a periodo de retorno y tipo de material.

CUADRO 14.3-5
DIMENSIÓN COLECTOR GENERAL VELÁZQUEZ
PARA DISTINTOS PERÍODO DE RETORNO Y MATERIAL

Material	Cemento Comprimido			PECC		
Período de Retorno	2	5	10	2	5	10
Caudal de Diseño (Q)	12 l/s	114 l/s	167 l/s	12 l/s	114 l/s	167 l/s
Diámetro Interior de Tubería	200 mm	450 mm	500 mm	171,2mm	380,4mm	475,6mm
Altura de Agua Normal (h)	0,13 m	0,32 m	0,38 m	0,12 m	0,30 m	0,32 m
Razón Altura Agua - Diámetro	0,54	0,71	0,76	0,70	0,79	0,67
Pendiente (i)	0,3%					
Velocidad (v)	0,55 m/s	0,95 m/s	1,34 m/s	0,68 m/s	1,18 m/s	1,33 m/s
Nº Froude	0,51	0,56	0,54	0,65	0,68	0,80
Coefficiente de Manning (n)	0,015			0,011		
Longitud Colector (L)	750 m					

Se aprecia una diferencia importante entre el caudal asociado a T=2 años y T=5 años, pero no así entre el último y T=10 años. Respecto al colector para periodo de retorno 5 años, se calcula que la capacidad máxima de la alternativa de Cemento Comprimido (CC) alcanza los 146 l/s, en tanto, la alternativa de polietileno de alta densidad (PECC) sólo permite conducir 126 l/s.

Para la definición de la alternativa más apropiada, además de lo anterior se toma en cuenta los presupuestos asociados a ellos, los cuales se presentan en el Cuadro 14.3-6. En ella se aprecia que para los periodos de retorno 2 y 5 años, la alternativa de material PECC es más económica que el CC, pero no así en el caso extremo.

CUADRO 14.3-6
PRESUPUESTO COLECTOR GENERAL VELÁZQUEZ
PARA DISTINTOS PERÍODO DE RETORNO Y MATERIAL

Item	Unidad	PU	CUBICACIÓN						PRESUPUESTO					
			CC			PECC			CC			PECC		
			T2	T5	T10	T2	T5	T10	T2	T5	T10	T2	T5	T10
Longitud (m)			750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
Diámetro (mm)			200	450	500	160	400	500	200	450	500	180	400	500
Excavación Material Común	m³	1.700	893	1.390	1.500	657	1.283	1.500	1.818.100	2.393.000	2.880.000	1.456.900	2.181.100	2.550.000
Refractario Granular	m³	2.900	344	558	603	328	514	603	997.600	1.818.200	1.748.700	651.200	1.490.600	1.748.700
Geotextil	m²	2.500	2.100	2.850	3.000	2.040	2.700	3.000	5.290.000	7.125.000	7.500.000	5.100.000	6.750.000	7.500.000
HDPE	m³	60.000	1.957	1.458	1.941	1.028	1.376	1.541	84.580.000	116.640.000	123.280.000	83.080.000	110.660.000	123.280.000
Cámara de Inspección	ud	300.000	4	4	4	4	4	4	1.200.000	1.200.000	1.200.000	1.200.000	1.200.000	1.200.000
Acero	kg	850	31.710	43.740	46.230	30.780	41.280	46.230	30.124.500	41.553.000	43.918.500	29.241.000	39.216.000	43.918.500
Tuberías de Cemento Comprimido	m													
d = 200 mm	m	4.100	750						3.075.000					
d = 450 mm	m	14.200		750						10.660.000				
d = 500 mm	m	18.700			750						14.025.000			
Tuberías de Polietileno Alta Densidad	m													
d = 180 mm	m	3.300				750						2.475.000		
d = 400 mm	m	16.000					750						12.000.000	
d = 500 mm	m	24.950						750						18.712.500
Subtotal									126.735.200	181.149.200	194.222.200	122.504.100	172.917.700	198.609.700
Imprevistos, Gastos Generales y Utilidades		30%							38.017.560	54.344.760	58.266.660	36.751.230	51.879.310	58.672.910
Total sin IVA									164.742.760	235.493.960	252.488.860	159.255.330	224.797.010	258.682.610

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

Al conjugar los costos, los problemas de filtración de las aguas lluvias en los terrenos que están bajo cota de las calles inclusive durante lluvias menores, la capacidad

máxima de conducción de la alternativa de cemento comprimido respecto a PECC para período de retorno 5 años y puesto que el cálculo del caudal de diseño del colector sobreestima la verdadera solicitud (ya que hay efectos de filtración, captación por sumideros existentes y proyectados y la salida de la subcuenca está definida por varias calles), se define como proyecto A.2 el Colector de Aguas Lluvias General Velázquez, de Cemento Comprimido diámetro 450 mm, longitud 750 m y pendiente 0,3%.

El costo del proyecto, considerando 4 sumideros (por \$ 1.994.460) alcanza un total de Mill \$ 237,5.

A.3 Planificación Red Vial En Zona De Expansión Urbana

Como se ha señalado, no se contemplan obras específicas para el drenaje urbano de la zona de expansión urbana, sólo criterios en el diseño y construcción de la red vial.

En cuanto a las solicitudes sobre las calles definidas como vías principales de escurrimiento, se consideran equivalentes al caudal calculado para el Sector 5 definido en el estudio hidrológico. Esto ya que de acuerdo al Plan Regulador Comunal, la densidad poblacional y el uso de suelo serán similares. Por lo tanto, el caudal para período de retorno 2 años alcanzará un máximo de 0,12 m³/s y 0,51 m³/s para T=100 años.

14.3.2 Obras de Intervención de los Cauces

El dimensionamiento de las obras propuestas para solucionar los problemas en los cauces, corresponde a la verificación hidráulica de la geometría y operación de estas obras. Por lo tanto, la metodología empleada para la verificación, corresponde al cálculo del eje hidráulico de la nueva configuración del cauce. Debido a las características de las obras propuestas para los cauces, no se recomienda considerar su diseño para período de retorno inferiores a 100 años, ya que a priori las obras de revestimiento contemplan un alto costo que no presenta mayor variación entre el costo asociado a una crecida de 25 años o a una de 100 años, y por otro lado, la diferencia de magnitud sí es apreciable, existiendo la posibilidad de que las obras construidas para T=25 años sean totalmente deterioradas por crecidas mayores, perdiéndose la inversión inicial. Por lo tanto, el análisis y dimensiones que se presentan a continuación se asocian a 100 años de período de retorno.

Para la magnitud del evento y tipo de cauce en estudio, los criterios de cálculo de revancha no son aplicables. Como se indicó, la crecida de 100 años conlleva obras de gran tamaño, que buscan proteger la infraestructura existente y evitar daños a personas, pero sin entrar a sobredimensionar los requerimientos. En tal sentido, se considera una revancha de 0,50 m sobre el nivel de agua de crecida.

Del Estudio Hidrológico, se han determinado los siguientes caudales de crecida para los cauces analizados.

CUADRO 14.3-7
CAUDALES DE DISEÑO CAUCES NATURALES

T Años	Caudal (m ³ /s)		
	Río Lluta	Río San José	Qda. de Acha
2	25	13	3
5	43	45	8
10	65	78	14
25	210	150	26
50	415	220	38
100	600	320	50

A continuación se entregan las dimensiones finales propuestas para las distintas obras, junto con las características del comportamiento hidráulico (velocidad, froude, altura de escurrimiento, etc) en los tramos de interés y que sean influenciados por dichas obras.

LL.1 PRETIL CON MATERIAL FLUVIAL

El cálculo del eje hidráulico de las alternativas en el río Lluta se realizó mediante el programa Hec Ras, cuyas virtudes, características y motor de cálculo fueron exhaustivamente detallados en el Diagnóstico de los cauces.

El cálculo se centró en los primeros 2,6 km, correspondiente al tramo bajo del río. Al no contabilizarse modificaciones en el fondo de cauce, ni en la riberas de inundación, se mantienen los coeficientes de rugosidad propuestos en el diagnóstico.

Del cálculo del eje hidráulico de este tramo del río para período de retorno 100 años, cuyos resultados se presentan en el Anexo 14.3-1, se obtiene que:

- Los primeros 300 m de pretil, desde aguas arriba, deben ser protegidos contra los efectos de las elevadas velocidades (del orden de 4 m/s)
- En dicho tramo el escurrimiento es supercrítico (Froude del orden de 1,4), generando un resalto ondulante.
- En el inicio, se requiere un pretil de 2,10 m de altura, en tanto, en el tramo final, producto del ensanche del cauce, el pretil requerido es de 1,20 m de altura.
- La velocidad promedio en el tramo de pretil sin refuerzo es de 2,0 m/s
- En el resto de la obra, se alcanza un escurrimiento subcrítico (Froude $\leq 0,80$), excepto entorno a la alcantarilla Las Machas, en la que se produce una aceleración.
- La alcantarilla Las Machas no tiene la capacidad para conducir la crecida, por lo que los desbordes sobre el camino costero son inevitables. Para su solución, independiente del tipo de encauzamiento que se realice, radica en la substitución de la alcantarilla por un puente sin cepas.

Lo anterior avala la concepción de encauzar el río Lluta en su tramo de desembocadura aprovechando los límites trazados por el Plan Regulador Comunal de Arica en proceso de aprobación. Con ello se logra aumentar notablemente el ancho de cauce,

disminuir la altura de agua y la velocidad, además de promover la formación de la Zona de Protección de Ave y Fauna del río Lluta. La obra contempla pretil de 1,80 m de altura promedio por ambas riberas, de 1.050 m de longitud en la ribera izquierda y un 1.240 m en la derecha.

Al respecto es posible indicar que se han realizado simulaciones preliminares para evaluar el comportamiento del río sustituyendo la actual alcantarilla por un puente; los resultados muestran que es posible disminuir los niveles de agua, evitándose los desbordes que se verifican en ambos costados de la actual alcantarilla Las Machas. No obstante esto, esta solución debe ser considerada en conjunto con la defensas de las riberas y un cambio en la rasante del camino costero en ambos accesos a la estructura.

Cabe destacar que la I. Municipalidad de Arica está replanteando el tipo de uso del camino costero en el sector de la desembocadura del río Lluta, con el objetivo que sólo sirva como vía recreacional y no como parte de la red vial normal. En este marco, se desea crear una zona de protección en la que el camino costero formará parte de un paseo peatonal, eliminando el flujo vehicular sobre la alcantarilla Las Machas. En tal caso, la estructura actual, aunque no tenga la capacidad suficiente, no siendo necesario aumentar su capacidad.

Se destaca que la velocidad máxima a pie de talud, está en el rango admisible para este tipo de estructura. Aguas arriba de esta sección, el pretil debe ser reforzado.

En el siguiente cuadro se entrega el presupuesto de la obra de pretil desde el km 1,200, hasta el camino costero (perfiles 18 a 7).

CUADRO 14.3-8
PRESUPUESTO ENCAUZAMIENTO DEL RÍO LLUTA CON PRETIL
T=100 años

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	4.055	1.700	6.894
Relleno Compactado	m ³	39.460	3.500	138.110
Subtotal				145.004
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		43.501
TOTAL sin IVA				188.505

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

LL.2 PROTECCIÓN PRETIL CON ENROCADO

Del mismo análisis anterior, se verificó el tamaño de enrocado considerado para dicha obra, la cual se basó en la construcción de las protecciones existentes en los puentes viales y de ferrocarriles. Las velocidades del orden de 4 m/s contempla un espesor de enrocado de 1,3 m, en un pretil de 2,10 de altura y en una longitud de 205 m en la ribera derecha y 325 m en la ribera izquierda.

En el siguiente cuadro se entrega el presupuesto de la obra de enrocado desde el km 1,200 hasta el km 1,400 (perfil 18 a 22).

CUADRO 14.3-9
PRESUPUESTO ENCAUZAMIENTO DEL RÍO LLUTA CON ENROCADO
T=100 años
(proyecto complementario a LL.1)

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	2.330	1.700	3.961
Relleno Compactado	m ³	9.625	3.500	33.688
Enrocado	m ³	5.615	25.000	140.375
Geotextil	m ²	4240	3.500	14.840
Subtotal				192.864
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		57.859
TOTAL sin IVA				250.723

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

En tal caso, el costo total de la obra de encauzamiento del río Lluta, considerando los proyectos LL.1 y LL.2, asciende a Mill \$ 440.

LL.3 PRETIL REFORZADO CON GEOTUBOS

Del mismo análisis señalado en el proyecto LL.1, se verificó la altura de agua y velocidades de escurrimiento en el tramo de esta obra. Se aprecia que las velocidades del orden de 4 m/s son elevadas para el material fluvial con la que se perfila el encauzamiento, pero no son dañinas para los geotubos. La altura del pretil, al igual que en el caso anterior, es de 2,10 y se extiende en 300 m de longitud en cada ribera.

En el siguiente cuadro se entrega el presupuesto de la obra de enrocado desde el km 1,200 hasta el km 1,400 (perfil 18 a 22).

CUADRO 14.3-10
PRESUPUESTO ENCAUZAMIENTO DEL RÍO LLUTA CON GEOTUBO
T=100 años
(proyecto complementario a LL.1)

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	2.070	1.700	3.519
Relleno Compactado	m ³	6.700	3.500	23.450
Geotubo	ml	530	180.000	95.400
Geotextil	m ²	3.600	3.500	12.600
Subtotal				134.969
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		40.491
TOTAL sin IVA				175.460

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

En tal caso, el costo total de la obra de encauzamiento del río Lluta, considerando los proyectos LL.1 y LL.3, asciende a Mill \$ 364, Mill \$ 76 menos que con la alternativa de enrocado.

Puesto que se ha señalado que la alternativa de geotubo para generar la estructura del pretil, debe considera su recubrimiento con material fluvial y bolones del sector, dentro de los costos de la obra LL.3 también se debe agregar el costo anual de reponer el material. Para ello se estima que por ribera se requieren en promedio 4 horas de empleo de maquinaria pesada (bulldozer) al año (previo el inicio del invierno altiplánico), ya que hay años en que no se verá afectada la estructura, lo que en un total de 50 años de vida útil de la obra, significa 400 horas. Lo anterior, dado el costo de \$30.000 por hora de maquinaria con operador, resulta en Mill \$ 12. Por lo que, aún así, la alternativa de combinación LL.1 y LL.3, resulta más económica.

Desde la perspectiva económica y en adición al tiempo de ejecución, se propone como solución para encauzar el río Lluta en sus último tramo, los proyectos LI.1 y LL.3, es decir, en ambas riberas se propone la construcción de cerca de 1000 m de pretil simple de material fluvial y en 300 m del inicio el refuerzo del núcleo del pretil con geotubos.

En cuanto a la zona de expansión futura de la ciudad de Arica, según el Plan Regulador Comunal, se debe señalar que debido a la energía del río, su condición natural de régimen cercana a la crisis y la característica aleatoria del trazado de escurrimiento, cualquier obra de encauzamiento puede ser sobrepasada por crecidas de la envergadura del año 2001, por lo que se mantiene un riesgo latente de inundación en las áreas definidas como futuro desarrollo urbano, pero con efectos mucho menores (velocidad y altura de agua reducidas). Se señala lo anterior, ya que la metodología empleada para el cálculo del eje hidráulico considera fijo la sección transversal del cauce y el trazado del eje longitudinal de éste, cuando en la realidad de este río en el tramo bajo, muestra que fácilmente puede adoptar nuevas vías de escurrimientos (lo que resulta en velocidad y alturas de agua que pueden variar según las condiciones del momento en el cauce).

Otro elemento a considerar en la proyección de nuevas áreas de urbanización, pero que no corresponde a esta consultoría, son los afloramientos de la napa en los terrenos bajos cercanos al río Lluta. En tal sentido, las nuevas urbanizaciones deben contemplar un estudio que analice lo anterior, ya que se pueden presentar independiente si se producen desbordes de las crecidas.

SJ.1 BARRERA DE GOMA

De acuerdo con o señalado, la solución con barrera de goma estaría destinada a captar principalmente los sedimentos transportados por crecidas de bajo periodo de retorno, y eventualmente, a regular parcialmente los caudales líquidos asociados a esas crecidas.

- Dimensionamiento preliminar

En este análisis preliminar se han considerado dos casos extremos: una barrera de 2 m de alto y una de 4 m, siendo esta la altura máxima compatible con la capacidad de la sección de río San José en la zona definida para esta obra.

Si se considera la barrera de 4 m y un caudal de 320 m³/s (T = 100 años), la altura de aguas máxima sobre la barrera se puede estimar mediante las ecuaciones:

$$Q_{BG} = CB_{BG}h^{1.5}$$

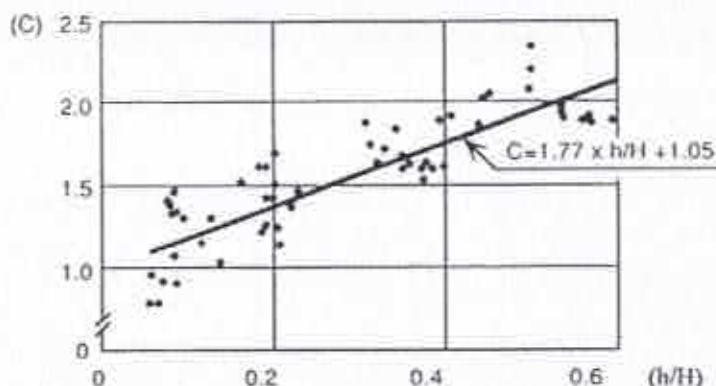
$$Q_{BENR} = mB_{BENR}\sqrt{2g}h^{1.5}$$

$$Q_{BG} + Q_{BENR} = 320 \left(\frac{m^3}{s}\right)$$

Donde:

Q_{BG}	=	Caudal sobre la barrera de goma
Q_{BENR}	=	Caudal sobre barrera de enrocados
C	=	Coefficiente de descarga barrera de goma (Figura 14.3-1)
m	=	Coefficiente de gasto barrera de enrocados
g	=	Aceleración de gravedad (9,8 ms ⁻²)
h	=	Altura de aguas sobre el umbral de la barrera
H	=	Altura de la barrera de goma (4 m)

FIGURA 14.3-1
COEFICIENTE DE DESCARGA BARRERA DE GOMA
(Fuente: Manual Bridgestone)



A partir de estos antecedentes, se determinó $h = 1,06$ m, con lo que la cota de aguas máximas en la poza aguas arriba de la barrera (con la goma inflada) sería 83,06 msnm, inundando unas 52,5 hectáreas en el cauce del río San José. En la Figura 14.3-12, se presenta un esquema general de la barrera de 4 m de alto, que es la mayor que se podría construir en este caso.

FIGURA 14.3-2
ESQUEMA GENERAL DE LA BARRERA DE GOMA (Altura 4m)



- Cálculo de arrastre de sedimentos

Sobre la base de los cálculos realizados sobre Capacidad de Transporte de sedimentos, en el Tramo inicial de la zona urbana del río San José (Tramo C), el transporte sólido potencial sería el siguiente:

CUADRO 14.3-11
TRASPORTE SÓLIDO POTENCIAL
RIO SAN JOSE - TRAMO C

T años	Q m ³ /s	G _{Sfondo} T/h	G _{Ssusp} T/h	G _{Stotal} T/h	G _{Sfondo} m ³ /h	G _{Ssusp} m ³ /h	G _{Stotal} m ³ /h
2	13	127	50	177	70	28	98
20	123	347	219	566	193	122	315
50	220	798	307	1105	443	170	614
100	320	1089	384	1473	605	213	818

- Capacidad de retención de la obra

La capacidad de retención de la obra se presenta en el Cuadro siguiente. Conforme a estos valores, una barrera de 2 m de alto, fundada a la cota 78 msnm, podría almacenar unos 12.800 m³ de sedimentos y una de 4 m 60.000 m³.

CUADRO 14.3-12
CAPACIDAD DE RETENCION
BARRERA DE GOMA RIO SAN JOSE

Cota msnm	H (m)	S (m ²)	V (m ³)
77.29	0.00	0	0
78.00	0.71	232	317
79.00	1.71	3118	3360
79.29	2.00	7275	5198
80.00	2.71	12864	12251
80.29	3.00	15585	16368
81.00	3.71	25307	30106
81.29	4.00	27009	37406
82.00	4.71	38031	60040
83.00	5.71	52475	105168

Tomando como referencia los valores de arrastre potencial de sedimentos, la barrera pequeña podría el sedimento asociado a una crecida de caudal constante de T = 2 años, que durara 5,5 días y 1 día si se considera el caudal constante de T = 50 años. En cambio, la barrera de 4 m de altura podría contener los sedimentos de una crecida a caudal constante, de T = 50 años, durante 4 días y durante 3 días para la de T = 100 años; esta barrera estaría en condiciones de retener durante 25 días el sedimento de una crecida de T = 2 años. Estos valores así obtenidos, deben ser considerados como valores mínimos, ya que las crecidas presentan un caudal variable, llegan a sus valores máximos sólo durante un corto período de tiempo.

La eventual materialización de una obra de estas características haría posible la creación de una zona apta para la extracción de áridos, que bien podría reemplazar a las actuales zonas emplazadas en el tramo urbano de la ciudad de arica, lo que hoy claramente afecta a las condiciones de escurrimiento de ese cauce.

En el Cuadro 14.3-13 se adjunta el presupuesto preliminar de las obras asociadas a una barrera de altura 2 y en el Cuadro 14.3-14 se hace lo mismo para altura 4 m.

CUADRO 14.3-13
PRESUPUESTO OBRA DE BARRERA DE GOMA Altura 2 m - RÍO SAN JOSÉ

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	6.000	1.700	10.200
Enrocado	m ³	8.000	25.000	200.000
H30	m ³	2.520	90.000	226.800
Relleno Compactado	m ³	5.000	3.500	17.500
Geotextil	m ²	10.000	3.500	35.000
Barrera H=2 m =(L=140 m)	Ud	1	619.200.00	619.200
Subtotal				1.108.700
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		332.610
TOTAL sin IVA				1.441.310

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

CUADRO 14.3-14
PRESUPUESTO OBRA DE BARRERA DE GOMA Altura 4 m - RÍO SAN JOSÉ

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	6.000	1.700	10.200
Enrocado	m ³	8.000	25.000	200.000
H30	m ³	2.800	90.000	252.000
Relleno Compactado	m ³	5.000	3.500	17.500
Geotextil	m ²	10.000	3.500	35.000
Barrera H=2 m =(L=140 m)	Ud	1	2.520.200.000	2.520.200
Subtotal				3.034.900
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		910.470
TOTAL sin IVA				3.945.370

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

SJ.2 FONDO DE CAUCE CON CAÍDAS

En el Anexo 14.3-2 se adjuntan los resultados del cálculo del eje hidráulico con caídas. Las caídas consideradas son de 2,5 m, ubicadas a 50 m aguas abajo de los puentes.

Se aprecia una disminución de velocidad aguas arriba del puente, pero no es relevante respecto al fenómeno que se desea amortiguar. Además, la caída conlleva una aceleración aguas abajo de éste (régimen del río subcrítico, en la caída se impone crisis), en adición a la necesidad de contar con un sistema de disipación de energía.

Por otro lado, la influencia de esta obra es muy puntual (entorno a los puentes), por lo que no se beneficia todo el cauce.

En resumen, esta obra requiere una estructura de hormigón armado con los siguientes elementos: muro de protección en taludes (sector de caída), grada y disipador de energía, lo que por sí implica un elevado costo (costo aproximado en obra civil en hormigón armado por cada puente de Mill \$ 10) y además, no beneficia el cauce completo. Por lo tanto, no se recomienda seguir su análisis.

SJ.3 a SJ.5 REVESTIMIENTO DE CAUCE RÍO SAN JOSE

Antes de realizar el cálculo del eje hidráulico considerando cada uno de los perfiles transversales reales del cauce, se procedió a con un análisis simplificado del comportamiento hidráulico del cauce revestido. Para ello se consideró lo siguiente:

- El tramo en estudio, desde aguas arriba del puente Tucapel hasta aguas abajo del puente Santa María, se dividió en 5 tramos de pendiente constante, tal de respetar las cotas de fondo de los puentes (Figura 14.3-11).
- Se define un perfil rectangular de ancho basal de 12 m, de acuerdo a la sección natural del río.

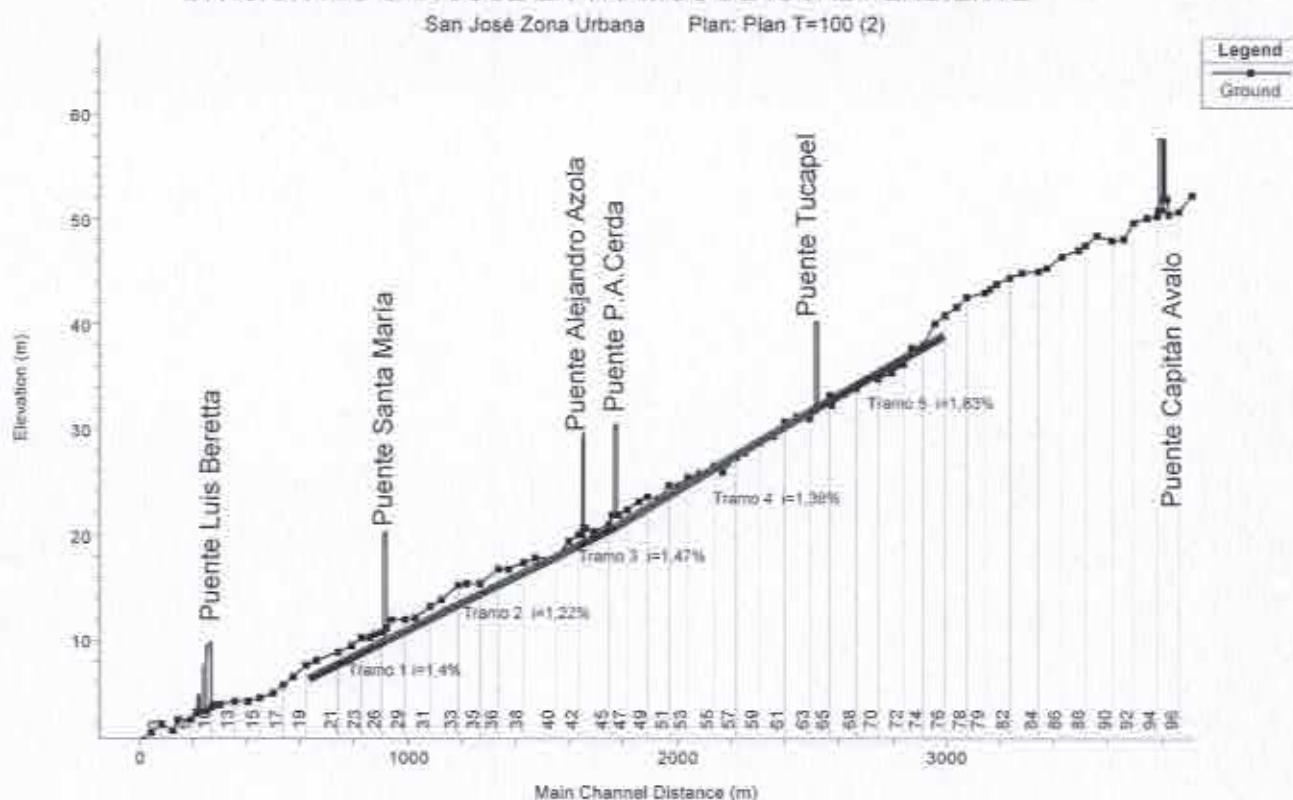
- Cálculo del eje hidráulico mediante Balance de Energía entre perfiles, considerando el promedio geométrico de las pérdidas friccionales entre ellos y altura de agua con la ecuación Manning para secciones prismáticas.
- Análisis de transición en puente (crisis)
- Los revestimientos considerados en el estudio son:

- Muro de Hormigón con fondo sin revestimiento
- Muro de Hormigón con fondo revestido
- Gaviones con hormigón proyectado

Por lo que el coeficiente de rugosidad de manning de 0,022 es representativo de estos casos.

El revestimiento indudablemente resulta en una mejora en la conducción de la crecida y protección de la ribera. Sin embargo, la importante disminución de la altura de agua (altura promedio de 3,5 m), ello conlleva aumento de la velocidad de escurrimiento (hasta 9 m/s). Esto tiene un efecto desfavorable en el comportamiento hidráulico del río en los puentes, los cuales a excepción del puente A. Azola poseen cepas que contraen más la sección del río, generando una transición obligada que implica la generación de un resalto aguas arriba de éstos.

FIGURA 14.3-1
DIVISIÓN RÍO SAN JOSÉ EN TRAMOS DE IGUAL PENDIENTE



En el Anexo 14.3-2 se encuentra la planilla de cálculo del eje hidráulico del tramo 5. El revestimiento y las pendientes de fondo de más 1% se conjugan para generar escurrimiento supercrítico de $v \geq 7$ m/s.

Para el caso de una crecida, el impacto del flujo de 7 m/s en las cepas, en conjunto con el angostamiento de la sección, resulta en un resalto aguas arriba del puente aumentado por la obstrucción que representan las cepas, con lo cual la solución no resulta viable.

Por lo tanto, sólo se recomienda revestir el cauce, si se reemplazan los puentes que poseen cepas, por estructuras nuevas apoyadas en la ribera, sin cepas y luz de aproximada de 14 m, lo que como solución global, implica una inversión no justificada. Motivo por el cual, no se recomienda seguir su análisis.

SJ.6 PERFILAMIENTO Y LIMPIEZA DE CAUCE

El análisis del comportamiento hidráulico del río considerando efectivas todas las labores de limpieza y perfilamiento del cauce, incluida la definición de 5 tramos de pendiente constante (Figura 14.3-1), homogenización de la sección transversal y reducción del coeficiente de manning.

En la situación actual, el río se dividió en más de 7 tramos con variaciones importantes del coeficiente de rugosidad de Manning. Para la situación con proyecto, dicho coeficiente es el mismo a lo largo del tramo estudiado: 0,040.

El cálculo del eje hidráulico de esta alternativa en el río San José, se realizó mediante el programa Hec Ras, cuyas virtudes, características y motor de cálculo fueron exhaustivamente detallados en el Diagnóstico de los cauces.

Se señala que según lo indicado en el libro "Hidráulica" de V.T.Chow, para un cauce natural de lecho limpio, serpenteante y con algunos pozos de arena, el valor normal del coeficiente de rugosidad es de 0,040, dentro de un rango de 0,033 a 0,045. En caso de presencia de algunos matorrales y depósitos de piedras el valor alcanza los 0,045.

Con esta medida se logra disminuir el nivel de agua, eliminando los puntos conflictivos de posibles desbordes. Sin embargo, se mantienen velocidades superiores a 4,0 m/s entorno a los puentes.

Dentro de este esquema de perfilamiento, se considera opcional, considerar los puentes como secciones de galibo o de control de pendiente. Esto consiste en el revestimiento de hormigón armado del lecho del cauce en la sección del puente, tal que posterior a las crecidas y embancamientos, se pueda reconstituir la pendiente establecida entre las secciones de galibo consecutivas. Estas secciones revestidas, además de tener proteger las fundaciones de los puentes, permiten disponer de puntos de referencia fijos, tal que al realizar la limpieza y perfilamiento periódico de los cauces, se tenga puntos de apoyo para mantener una pendiente de fondo uniforme en cada tramo considerado.

Cabe destacar que ninguna solución en el río San José, es compatible con las actividades de extracción de áridos existente aguas arriba.

Dada la variación de la sección transversal a lo largo de los 2.500 m de cauce que se propone mejorar, se estima que para efectos de emparejar los taludes o peinar, se

requiere un movimiento de tierra equivalente a 0,30 m de espesor por 7 m de altura en cada talud.

Por otro lado, se requiere retirar el material extraído del cauce durante la limpieza (bolones, arbustos, árboles, basura) de talud. Dada la rugosidad del cauce, es aceptable considerar un espesor de 0,4 m de material para los 7 m de ancho basal del cauce.

Por último, se señaló el empleo de galibos en cada uno de los 4 puentes con cepas (Santa María, P.A.Cerda, Tucapel y Saucahe). Esta estructura se considera de mampostería de piedra (hormigón pobre con bolones, con una sección de 10 m³ y 10 m de ancho).

CUADRO 14.3-15
PRESUPUESTO MEJORAMIENTO DE LA RUGOSIDAD DEL CAUCE - RÍO SAN JOSE

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	10.500	1.700	17.850
Limpieza de cauce	ml	2.500	500	1.250
Retiro de material	m ³	7.000	5.000	35.000
Mampostería de Piedra	m ³	400	50.000	20.000
Subtotal				74.100
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		22.230
TOTAL sin IVA				96.330

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

QA.1 GAVIONES SIN PROTECCIÓN

El cálculo del eje hidráulico de las alternativas en la quebrada de Acha, se realizó mediante el programa Hec Ras, centrándose en el primer kilómetro desde aguas arriba, correspondiente al tramo en el que el cauce se desborda. Al no contabilizarse modificaciones en el fondo de cauce, ni en la riberas de inundación, se mantienen los coeficientes de rugosidad propuestos en el diagnóstico.

Del cálculo del eje hidráulico de este tramo de la quebrada para periodo de retorno 100 años, cuyos resultados se presentan en el Anexo 14.3-3, se obtiene que:

- Se requiere un pretil de 1,7 m de altura.
- La velocidad promedio en el tramo de pretil sin refuerzo es de 2,2 m/s
- Se alcanza un escurrimiento subcrítico (Froude $\leq 0,80$)

Lo anterior avala la concepción de encauzar la ribera derecha de la quebrada de Acha en el tramo en que se funde el cauce con la ribera. La obra contempla pretil de 1,70 m de altura promedio por la ribera derecha, de 750 m de longitud.

Se destaca que la velocidad máxima a pie de talud, está en el rango admisible para este tipo de estructura.

En el siguiente cuadro se entrega el presupuesto de la obra de gaviones desde el km 2,6, hacia aguas abajo (perfiles 130 a 145).

CUADRO 14.3-12
PRESUPUESTO ENCAUZAMIENTO DE LA QUEBRADA DE ACHA CON GAVIONES
T=100 años

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	100	1.700	170
Geotextil	m ²	4.725	2.500	11.813
Gaviones	m ³	4.425	22.500	99.563
Relleno Compactado	m ³	5.250	3.500	18.375
Subtotal				129.921
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		38.976
TOTAL sin IVA				168.897

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

QA.2 PRETIL DE MATERIAL FLUVIAL

Las condiciones geométricas de escurrimiento del proyecto anterior y el presente son equivalentes, por lo que los resultados entregados en el Anexo 14.3-3 son aplicables al análisis de ambos proyectos, siendo las conclusiones las mismas.

La obra contempla pretil de 1,70 m de altura promedio por la ribera derecha, de 750 m de longitud.

En el siguiente cuadro se entrega el presupuesto de la obra de gaviones desde el km 2,6, hacia aguas abajo (perfiles 130 a 145).

CUADRO 14.3-13
PRESUPUESTO ENCAUZAMIENTO DE LA QUEBRADA DE ACHA CON PRETIL
T=100 años

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	2.700	1.700	4.590
Relleno Compactado	m ³	24.150	3.500	84.525
Geotextil	m ²	3.565	3.500	12.478
Subtotal				101.593
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		30.478
TOTAL sin IVA				132.071

Se aprecia una diferencia de Mill \$ 37 entre los dos proyectos propuestos para la quebrada de Acha.

Aunque desde una perspectiva económica preliminar, la alternativa con pretil resulta más conveniente, la seguridad al encauzar con gaviones es mucho mayor, ya que posee mayor estabilidad ante los efectos erosivos de las crecidas. Por otro lado, esta obra

se debe compatibilizar con el mejoramiento de los caminos que conectan la Ruta 5 con la población de Cerro Sombrero. En tal caso, las obras de gaviones son más apropiadas, ya que permiten una mejor conexión entre las estructuras de hormigón y en el encauzamiento.

Por lo anterior, y dado que la diferencia en costo no es tan alta, se recomienda el empleo de gaviones ante el uso del pretil.

QA.3 PROTECCIÓN CON GAVIONES REVESTIDOS

El cálculo del eje hidráulico de las alternativas en la quebrada de Acha, se realizó mediante el programa Hec Ras, centrándose en el primer kilómetro desde aguas arriba, correspondiente al tramo en el que el cauce se desborda. Al no contabilizarse modificaciones en el fondo de cauce, ni en la riberas de inundación, se mantienen los coeficientes de rugosidad propuestos en el diagnóstico.

Del cálculo del eje hidráulico de este tramo de la quebrada para período de retorno 100 años, cuyos resultados se presentan en el Anexo 14.3-3, se obtiene que:

- Se requiere un pretil de 1,7 m de altura.
- La velocidad promedio en el tramo de pretil con refuerzo es superior a 3 m/s
- Se alcanza un escurrimiento subcrítico ($Froude \leq 0,80$)

La obra contempla pretil de 1,70 m de altura promedio por la ribera derecha, de 750 m de longitud.

En el siguiente cuadro se entrega el presupuesto de la obra de gaviones :

CUADRO 14.3-12
PRESUPUESTO PROTECCIÓN CON GAVIONES DE
LA RIBERA IZQUIERDA - RUTA 5 DE LA QUEBRADA DE ACHA
T=100 años

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Excavación Material Común	m ³	100	1.700	170
Geotextil	m ²	4.725	2.500	11.813
Gaviones	m ³	4.425	22.500	99.563
Hormigón Proyectado (H20 e=5 cm)	m ³	65	6.000	390
Subtotal				111.936
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		33.581
TOTAL sin IVA				145.517

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

15. DEFINICIÓN DE LA RED PRIMARIA

15.1 DEFINICIÓN

De acuerdo a lo establecido en la Ley N° 19.525 de fecha 10 de noviembre de 1997, corresponde a la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas la tuición y responsabilidad sobre la planificación, estudio, proyección construcción, operación, reparación, conservación y mejoramiento de la red primaria de sistemas de evacuación y drenaje de aguas lluvias hasta su evacuación en cauces naturales. Así mismo, dicho cuerpo legal señala que las redes secundarias son de responsabilidad del Ministerio de Vivienda y Urbanismo, a quien corresponde su proyección, construcción, reparación y mantención.

Sin embargo, la normativa indicada, no señala expresamente a que corresponde o como se divide el sistema de evacuación de aguas lluvias en redes primarias y secundarias, por lo que dicha separación corresponde más bien a definiciones cualitativas.

Para definir la red primaria se consideraron aspectos de diferente tipo. Por una parte, se definió que todos los elementos principales, que actúan como ejes del sistema de evacuación de aguas lluvias deben formar parte de la red primaria. En esa categoría quedan todos los cauces naturales y las descargas del sistema de aguas lluvias.

La ciudad de Arica no dispone de una red separada de colectores de aguas lluvias, siendo esta función principalmente cumplida por las calles. Por tal motivo, se definen como parte de la red primaria, todos los colectores proyectados por este Plan Maestro y por las vías principales de escurrimiento.

Se definió también que la red unitaria existente debe ser evaluada como parte de la red primaria o secundaria, considerando que la situación de dichos colectores se mantuvo al momento de su traspaso a las empresas sanitarias, y por lo tanto en el futuro seguirán siendo parte del sistema de evacuación y descarga de aguas lluvias, de acuerdo a lo indicado por la Superintendencia de Servicios Sanitarios. Se definirán como Sistema Unitario Red Primaria a los colectores principales de aguas servidas cuyas áreas de servicio posean sumideros existentes y proyectados, por lo que, más que estar asociado a una condición por diámetro, está vinculado a la importancia de dicho colector para sanear los sectores problemáticos.

15.2 DESCRIPCIÓN DE LA RED PRIMARIA

A partir de los criterios anteriores, se definió la red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias. La definición de la red considera tanto el sistema existente como los proyectos definidos.

En los Planos 7 y 8, Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias Ciudad de Arica, escala 1:10.000, se presenta la red primaria definida, diferenciando si se trata de cauces naturales, colectores unitarios, colectores separados o colectores u obras proyectadas.

Como resultado de la propuesta, en el área actualmente urbanizada se obtuvo una extensión de red primaria (actual y futura) comprendida por 10.010 m de colector

unitario, 750 m de colector separado y 7,2 km de cauce natural, con un total de 100 sumideros.

Por su parte, en las áreas de expansión, no se proyectaron redes de colectores ya que esta área cubre una franja que se extiende mayormente hacia el norte paralela a la costa, con un sector en altura o sobre la terraza costera y otro en planicie y a cota de playa, por lo que la primera drena rápidamente y en forma gravitacional hacia el segundo, sin requerimiento de obras especiales. En tanto, la parte baja se encuentra en planicie y cercana a la costa por lo cual no se definen subcuencas naturales con puntos de control bien demarcados. Además, el caudal máximo estimado para toda la subcuenca, asociado a $T=10$ años, es menor a 380 l/s (obtenido de comparación con la cuenca 5 definida en el estudio hidrológico). Motivo por el cual no se considera como zona de inundación por aguas lluvias directas, pero si es un sector de potencial riesgo de inundación por afloramiento de la napa (lo cual escapa los alcances de este estudio).

Además, sin un proyecto de urbanización, las alternativas de drenaje son variadas: i) trazados de caminos hacia la playa y la construcción de un canal paralelo a la costa con uno o varios puntos de descarga en la playa, ii) construcción de un canal o colector separado en sentido hacia la playa, tal que los calles tengan pendiente hacia el primero, iii) empleo de sumideros conectados a sistema unitario, iv) empleo de zonas de inundación, etc. Además, aún cuando se define como superficie en planicie, la zona de expansión posee un relieve poco homogéneo y con posibles problemas de drenaje de afloramientos, por lo que los proyectos de urbanización requerirán de proyectos de movimiento de tierra (rellenos, perfilamiento, emparejar, etc), lo que en el caso de condiciones en que existe poca diferencia de cota con respecto al punto de descarga, la topografía futura o de proyecto resulta ser un elemento decisivo al momento de definir la red primaria de drenaje.

15.2.1 Obras Existentes

De acuerdo a la definición de la red primaria realizada, la longitud total de colectores existentes que forman dicha red es de 10.010 m, correspondiente en su totalidad a colectores unitarios. En el Cuadro 4-1 se presenta una descripción de los colectores existentes que constituyen la red primaria existente.

Cabe señalar que la descripción de los colectores unitarios comprende sólo el tramo considerado de relevancia o asignado a red primaria, por lo que el inicio señalado en el siguiente cuadro sólo se refiere a donde se inicia como red primaria de evacuación de aguas lluvias y no de aguas servidas.

En cuanto a los cauces naturales que forman parte de la red primaria, se definió un total de 7,2 km de cauces que forman parte de dicha red en área urbana actual, a la cual se debe sumar 4,5 km de cauce en la zona urbana de expansión. Del total indicado, 3.950 m requieren algún tipo de mejora.

En el Cuadro 15-2 se muestra la información respecto a cauces naturales que forman parte de la red primaria existente.

CUADRO 15-1
RED PRIMARIA. DESCRIPCIÓN DE COLECTORES EXISTENTES

Identificación del Colector	Inicio	Término	Recorrido	Diámetro (mm)	Longitud (m)
Avda. Chile	Máximo Lira – San Marcos	Avda. Chile – Juan A. Ríos	Máximo Lira y Chile	600	1.400
Diego Portales	Diego Portales – Las Acacias	Diego Portales – A. Azolas	Diego Portales	400	1.300
	Diego Portales – A. Azolas	Diego Portales – Santa María	Diego Portales	450	700
	Diego Portales – Santa María	Avda. Luis Beretta – Juan A. Ríos	Diego Portales y Luis Beretta	600	950
Avda. Santa María	Sta. María – Oscar Quina	Sta. María – Francisco Bilbao	Santa María	350	430
	Sta. María – Francisco Bilbao	Sta. María – Paula Jaraquemada	Santa María	450	170
	Sta. María – Paula Jaraquemada	Sta. María – Diego Portales	Santa María	600	1.100
General Lagos	General Lagos – Independencia	General Lagos – Lastarria	General Lagos	175	270
Lastarria	Lastarria – General Lagos	Lastarria – General Velázquez	Lastarria	600	320
General Velázquez	General Velázquez – Lastarria	Avda. Chile – Juan A. Ríos	General Velázquez	450	510
Juan Antonio Ríos	Juan A. Ríos – Rojas Salfate	Juan A. Ríos – Pedro A. Cerda	Juan A. Ríos	250	450
	Juan A. Ríos – Pedro A. Cerda	Avda. Chile – Juan A. Ríos	Juan A. Ríos	450	1.380
Maipú	Maipú – Blanco Encalada	Maipú – Pedro Montt	Maipú	350	680
Pedro Montt	Pedro Montt – Aduana	Pedro Montt – Máximo Lira	Pedro Montt	250	350

Fuente: "Plano de Catastral, Red de Desagües", Serpac Sendos, I Región de Tarapacá.

CUADRO 15-2
RED PRIMARIA. CAUCES NATURALES EN TRAMO URBANO

Nombre	Longitud (m)	Caudal T=100 años (m ³ /s)
Río San José	5.500	320
Quebrada de Acha	2.000	50
Río Lluta	4.500	600

15.2.2 Obras Proyectadas

En cuanto a las obras proyectadas, la longitud total de colectores primarios considerados en los proyectos propuestos es de 750 m, correspondiendo el total a la zona urbanizada. Debido a las características de precipitación de la ciudad, no se requiere de colectores separados para mejorar la capacidad de evacuación de la ciudad, siendo suficiente el empleo de la red unitaria para disponer de sumideros adicionales en los sectores problemáticos. Por lo tanto, los proyectos relacionados con colectores son los siguientes:

- Colector General Velázquez
 Proyecto : A.2
 Material : Cemento Comprimido
 Diámetro : 450 mm
 Longitud : 750 m
 Pendiente : 0,3%
 Ubicación : General Velázquez, entre Dr. Juan Noe y Juan Antonio Ríos
 Descarga : en el río San José
 Nota : Contempla 4 sumideros
- Sumideros : Proyecto A.1
 36 sumideros horizontales tipo R1 con cámara decantador, agrupados en 4 subproyectos de prioridad,

CUADRO 15-3
UBICACIÓN SUMIDEROS

Nombre Sumidero	Ubicación	Nombre Sumidero	Ubicación
100	Máximo Lira/21 Mayo	122	Lastarria/G.Riveros
101	Pedro Montt/Maipú	123	Sgto. Aldea/Cienfuegos
102	P. Montt/M.Rodríguez	124	Cienfuegos/Rojas Salfate
103	Av.Chile/Chacabuco	125	Rojas Salfate/A.Pinto
104	Baquedano/M.Rodríguez	126	Romulo Pena/Sgto. Aldea
109	Lastarria/Baquedano	127	Romulo Pena/A. Edwards
110	Grl.Lagos/Larco Herrera	128	R.Salfate/A.Edwards
111	Grl.Lagos/Lastarria	129	Diego Almagro/A.Pinto
112	Grl.Lagos/O'Higgins	130	Diego Almagro/A.Edwards
113	San Martín/Maipú	131	21 Mayo/J.S.Leiva
114	21 Mayo/V.Mackenna	132	Diego Portales/Libertad
115	18 Sept./V.Mackenna	133	Diego Portales/Libertad
116	Sta.María/J.A.Ríos	134	Diego Portales/Libertad
117	Sta.María/J.A.Ríos	135	Diego Portales/Libertad
118	Diego Portales/Indo	136	Sta.María/Renato Rocca
119	Diego Portales/Indo	137	Sta.María/Oscar Quina
120	Caupolicán/J.I.López	138	Sta.María/Oscar Quina
121	Caupolicán/J.M.Carrera	139	Sta.María/Oscar Quina

En cuanto a los cauces naturales que forman parte de la red primaria, tal como se indicó anteriormente, se definieron mejoramientos de secciones u obras de encauzamiento de dichos cauces en una longitud de 3.950 m. A continuación se identifican los proyectos de mejoramiento de los cauces.

- Río San José
 - Proyecto : SJ.6 PERFILAMIENTO Y LIMPIEZA DE CAUCE
 - Descripción : Contempla las siguientes medidas en el cambio de las condiciones originales del río:
 - Longitud de tramo principal: 2.500 m
 - Pendiente constante por tramos
 - Reducción de cambios fuertes de geometría. Homogenizar el perfil transversal
 - Reducción de angostamientos
 - Proyectar muros guardaradiere, que además sirven de galibo.
 - Proposición de franja de seguridad a lo largo del cauce.

- Quebrada de Acha
 - Proyecto : QA.1 ENCAUZAMIENTO CON GAVIONES SIN PROTECCIÓN
 - Descripción : Encauza las aguas en un tramo en que la ribera derecha no se diferencia del cauce del río.
 - Gaviones tipo caja (dimensión 3,0 x 1,0 x 1,0 m)
 - Funciona como talud de ribera propiamente tal
 - Con colocación de geotextil
 - Altura mínima 1,7 m
 - Longitud: 750 m

 - Proyecto : QA.3 PROTECCIÓN CON GAVIONES REVESTIDOS
 - Descripción : Protección de ribera izquierda en el sector donde la quebrada se encuentra próxima a la Ruta 5.
 - Gaviones tipo caja (dimensión 3,0 x 1,0 x 1,0 m)
 - Con revestimiento de hormigón proyectado.
 - Con colocación de geotextil
 - Altura mínima 1,7 m
 - Longitud: 750 m

- Río Lluta
 - Proyecto : LL.1 ENCAUZAMIENTO CON PRETIL CON MATERIAL FLUVIAL Y
LL.3 PRETIL REFORZADO CON GEOTUBOS
 - Descripción : Encauza las aguas en un tramo en que la ribera derecha no se diferencia del cauce del río.
 - Material fluvial proveniente del cauce del río
 - Altura de 2,1 m, con talud H:V = 2:1 en ambos lados y de 4,0 m de ancho de coronamiento.
 - Longitud Tramo Proyecto LL.1
985 m en la ribera izquierda
1110 m en la ribera derecha

- Proyecto LL.3, corresponde a refuerzo del núcleo del pretil en los primeros 300 m de cada ribera. Refuerzo con geotubos.

El detalle del trazado de cada proyecto definido como parte de la red primaria, se encuentran en los Planos 7 y 8, Red Primaria de Evacuación y Drenaje de Aguas Lluvias Ciudad de Arica, escala 1:10.000, con la excepción de los sumideros, que se identifican en los Planos Vías Principales de Escurrimiento y Alternativas de Soluciones, escala 1:5.000.

15.3 COSTO DE INVERSIÓN DE LA RED PRIMARIA

Los costos totales de inversión de los proyectos seleccionados han sido presentados en detalle en el Capítulo 14.3 y se resumen en el siguiente cuadro.

CUADRO 15-4
RESUMEN COSTOS DE INVERSIÓN RED PRIMARIA
CIUDAD DE ARICA

Identificación de la Red Primaria	Proyecto	Costo ⁽¹⁾ Millones de Pesos
ÁREA URBANA		
Colector General Velázquez	A.2 ⁽²⁾	238,0
Sumideros	A.1	
Mejoramiento Avda. Máximo Lira-Pedro Montt entre 21 de Mayo y Chacabuco	A.1 (sumideros 100 a 103)	2,0
Mejoramiento Area Hospital, 21 de Mayo - 18 Sept. - V. Mackenna	A.1 (sumideros 114 y 115)	1,0
Mejoramiento Población Maipú Oriente	A.1 (sumideros 120 a 130)	5,5
Sumideros Restantes		9,5
Río San José	SJ.6	96,3
Quebrada de Acha	QA.1	169,0
	QA.3	145,5
SUBTOTAL		666,8
ZONA DE EXPANSIÓN		
Río Lluta	LL.1 – LL.3	376,0 ⁽³⁾
SUBTOTAL		376,0
TOTAL INVERSIÓN RED PRIMARIA		1.042,8

Nota: (1) Costos incluyen 30% por Imprevistos, Gastos Generales y Utilidades
(2) Proyecto contabiliza 4 sumideros
(3) Incluye el costo de mantención por 50 años

15.4 COSTO DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

A continuación se presenta una estimación relativa de los costos de operación y mantención de la red primaria.

En el caso de las redes de evacuación y drenaje de aguas lluvias, los costos de operación y mantención provienen principalmente de los costos asociados a las limpiezas periódicas de las redes, incluyendo sumideros, cámaras de sumideros, colectores y cauces naturales, y los costos relacionados con la inspección periódica de los mismos elementos, destinada a verificar el normal funcionamiento de los sistemas y evitar su intervención ni manipulación por terceros.

Debe tenerse en cuenta que los valores presentados son generales, ya que en Chile no existe experiencia reciente sobre costos específicos de mantención de redes de aguas lluvias, y por otro lado ello dependerá fuertemente de la modalidad de administración que en definitiva se determine, lo que incluye alternativas tales como traspaso de dichas actividades a empresas sanitarias u otros entes externos, mantención traspasada a las municipalidades, mantención directa, etc.

15.4.1 Obras Existentes

Esto considera tanto la red de sumideros existentes, como cauces naturales. Aunque el primero está conectado a la red de colectores de aguas servidas, sólo pasa a ser responsabilidad de la I. Municipalidad de Arica la mantención y limpieza periódica de los sumideros construidos por dicho organismo. Por su parte, los demás sumideros y los colectores propiamente tal, son propiedad y responsabilidad de la Empresa de Servicios Sanitarios de Tarapacá (ESSAT), por lo que la mantención periódica de éstas depende de ESSAT.

Puesto que se considera que los colectores unitarios se encuentran en buen estado de mantención, no se contabiliza dentro del programa de costos del Plan Maestro, la limpieza inicial del sistema, sólo contabilizándose gastos asociados a las periódicas limpiezas de sumideros y cámaras decantadoras construidos por la I. Municipalidad de Arica. Como se observó en el estudio hidrológico, en Arica se registran 1,7 eventos de precipitación importantes, lo que para efectos de programas de mantención, implican 2 eventos de precipitaciones al año y por lo tanto, por lo menos 2 campañas de limpieza al año (una antes del invierno hemisférico y otra antes del invierno altiplánico). Dichas campañas corresponden a la apertura de los sumideros y cámaras decantadoras, extracción de escombros y basuras, destape de tuberías, para lo cual se requiere una cuadrilla de tres hombres por sumidero más un camión para retiro del material. Por lo tanto, para la red de 60 sumideros existentes, se estima el costo de \$ 1.000.000 por campaña.

Como se indicó, la remoción de embanques de colectores unitarios identificados como red primaria (10.010 m de longitud), es de responsabilidad compartida (empresa sanitaria y municipalidad), por lo que debe considerarse por lo menos el 20% de su costo como parte de la mantención de la red primaria. A partir de estimaciones efectuadas en otros estudios respecto al costo de remoción de embanques en colectores separados, se adopta un monto anual \$ 1.000.000, lo que implica \$ 3.000.000 al año en mantención y operación del sistema existente de colectores unitarios primarios y sus sumideros.

Por su parte, la mantención de los cauces naturales, requiere la recolección de escombros y basura, además del mejoramiento de las secciones de los cauces. Ello implica una cuadrilla de cuatro hombres, más un camión y un bulldozer. La actividad de limpieza se contempla una vez al año, previo al periodo del invierno altiplánico. Se estima el costo de \$ 30.000.000 al año (detalle en siguiente cuadro).

CUADRO 15-5
COSTO DE MANTENCIÓN CAUCES NATURALES (anual)

Item	Unidad	Cantidad	PU (\$)	Costo Mil \$
Río San José				
Encauzamiento	HM	50	30.000	1.500
Limpieza de cauce	ml	2.500	500	1.250
Retiro de material ⁽¹⁾	m ³	3.500	5.000	17.500
Río Lluta				
Encauzamiento	HM	8	30.000	240
Subtotal				20.490
Imprevistos, Gastos Generales e Utilidades		30%		6.147
TOTAL sin IVA				26.637

(1) Después de la limpieza inicial (incluido en el proyecto SJ.6), se considera la extracción de basura, que se aproxima a la mitad de lo señalado en SJ.6.

Valor Unidad de Fomento (UF): \$16.966,47 (27/06/2003)

15.4.2 Obras Proyectadas

En el caso de la red primaria proyectada, se considera el mismo supuesto anterior para el costo anual de mantención de los sumideros, más un 0,5% de los costos de inversión en colectores por concepto de mantención y operación de éste, se obtiene un costo anual de mantención de los sumideros y colector proyectados de \$2.300.000.

16. MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

Las medidas no estructurales se refieren a reglas o normas que regulan el tema de las aguas lluvias y del uso del suelo que sustituyen y/o complementan las medidas estructurales. Estas medidas pueden implementarse rápidamente y requieren una baja inversión de capital, siendo fundamental el comportamiento de la población y la buena voluntad para desarrollarlas.

A continuación se describen las medidas básicas que debe tenerse en cuenta para enfrentar los problemas de las aguas lluvias.

16.1 INFORMACIÓN Y EDUCACIÓN

Aunque en principio puede no considerarse relevante, se considera de importancia dar a conocer a toda la población, el problema de las aguas lluvias y específicamente el fenómeno de las crecidas de los cauces, ya que de ésta depende el éxito de las medidas no estructurales. La educación pública es la mejor forma de explicar el origen y efectos de las aguas lluvias, además de mostrar como evitar el deterioro de la calidad de ellas.

El desarrollo de esta medida puede estar a cargo de municipalidades, organizaciones cívicas, comercio e industrias.

Dentro de este ítem se identifican las siguientes medidas:

- Desarrollar e implementar un programa de educación escolar. Estos cursos se incorporan en forma obligatoria en colegios y escuelas, mediante un programa anual basado en material audiovisual y visitas a terreno.
- Desarrollar un programa informativo orientado al rubro comercial e industrial. La idea es que tengan una clara idea del tema de las aguas lluvias, sobre todo aquellas empresas que manejan productos nocivos para la población o para el entorno.
- Elaboración de mapas didácticos que indiquen los sectores que están sujetos a problemas de aguas lluvias, indicando los efectos de acuerdo a los distintos niveles de intensidad y duración de las lluvias. Entre los efectos se hará referencia a inundaciones de calles y/o viviendas, desbordes de cauces (o canales) y derrumbes de ladera. Estos mapas serán expuestos, en forma de pósters o afiches, en lugares de alta concurrencia pública como cines, malls, municipalidades, etc.
- Desarrollo y publicación de artículos en el periódico y distribución de folletos.

16.2 CUIDADO DEL SISTEMA DE EVACUACIÓN Y DRENAJE DE LAS AGUAS LLUVIAS

Esta medida hace referencia a la forma de conservar en buen estado de funcionamiento el sistema de evacuación y drenaje de las aguas lluvias. El desarrollo de esta medida debe estar a cargo de la municipalidad y grupos cívicos. Para un mejor desarrollo, es

necesario identificar las acciones de Mantenimiento Preventiva y Control de Depósitos y Descargas ilícitas. A continuación se desarrollan los puntos anteriores.

16.2.1 Mantenimiento Preventiva

Esta medida se refiere a los procedimientos de inspección, prueba y mantenimiento de los elementos que forman parte del sistema de drenaje. Un programa adecuado de mantenimiento debe incluir al menos los siguientes aspectos.

- Identificación de los elementos del sistema de evacuación de las aguas lluvias que pueden funcionar mal. Entre estos deben incluirse colectores, sumideros, tanques de almacenamiento, cámaras sedimentadoras, pozos de infiltración, canales, atraviesos, compuertas, etc.
- Establecer calendarios, itinerarios y procedimientos de inspecciones de rutina.
- Realizar pruebas periódicas de la resistencia estructural de los elementos identificados.
- Reparar y/o reemplazar las piezas defectuosas y realizar actividades de limpieza necesarias.
- Mantener un registro de las actividades de limpieza realizadas, detallando el máximo de información posible.

16.2.2 Control de Depósitos y Descargas ilícitas

Existe un sinnúmero de actividades, tanto de índole doméstica como industrial, que generan residuos que deben ser dispuestos en lugares adecuados para su tratamiento. Por el difícil manejo de estos residuos, se hace necesario minimizar los depósitos de escombros y basura que arrojan en el lecho de los cauces y en colectores de aguas lluvias, que imposibilitan el escurrimiento normal de las aguas. Además del problema de los residuos sólidos en elementos de drenaje, se presenta la problemática de las conexiones ilícitas, que pueden transportar desde aguas servidas hasta sustancias tóxicas nocivas para la población o para el entorno.

La forma de controlar estos hechos es mediante un programa de educación pública (habilitar un fono denuncia) y a través de ordenanzas municipales que prohíban y penalicen estos actos. Lo anterior se debe complementar con el desarrollo de procedimientos de inspección en terreno y muestreo de las aguas.

Cabe dentro de este control, la fiscalización de las buenas prácticas de las actividades de extracción de áridos que se realiza en los cauces de los ríos San José y Lluta. Principalmente, es necesario hacer valer el proceso legal relacionado con esta actividad, la cual debe estar autorizada por la I. Municipalidad y técnicamente aprobada por el Ministerio de Obras Públicas por medio de su Dirección Regional de Obras Hidráulicas.

16.3

REGLAMENTACIÓN Y CONTROL DEL USO DE SUELO

Este aspecto se refiere al desarrollo de una serie de reglamentaciones que regularán el tema de las aguas lluvias, además de limitar y resguardar el uso de suelo en torno a cauces naturales y a zonas de inundación.

En este tema se distinguen los aspectos de reglamentación y uso del suelo.

16.3.1

Reglamentación

Es necesario implementar regulaciones legales que posibiliten un claro accionar en el tema de las aguas lluvias con respecto al desarrollo urbano. A continuación se enumera algunas actividades que pueden resultar de interés.

- Elaboración del Reglamento de la ley 19.525, que regula los sistemas de evacuación y drenaje de aguas lluvias.
- Incorporar como parte de los planes de urbanización, medidas tendientes a desarrollar y mantener la presencia de zonas con una mayor capacidad de retención y de infiltración de las aguas lluvias. Entre éstas se destaca la desconexión de las áreas impermeables, mediante el uso de zanjas filtrantes o con vegetación, usar obras de infiltración, emplear pavimentos porosos en veredas, pasajes, estacionamientos, entrada de vehículos y calles, y aprovechar los espacios verdes para desarrollar obras tipo estanques de retención o de infiltración.
- Incorporar en los reglamentos de urbanización aspectos obligatorios tales como fajas amortiguadoras de pasto, y controles que impidan la descarga directa de aguas lluvias domiciliarias al sistema de evacuación de aguas servidas.
- Implementar un plan de adquisición de áreas con un alto riesgo de inundación y deslizamiento de ladera, con el fin de desarrollar actividades de forestación, que permitan recuperar y mejorar la capacidad de infiltración de los terrenos.
- Reglamentar la responsabilidad de instituciones relacionadas con las medidas de alerta y evacuación de Inundaciones.
- Regular la responsabilidad de las actividades de mantención de los elementos de drenaje.
- Reglamentar la prohibición de arrojar basuras, escombros, descargas de riles y aguas servidas, especificando las multas y penalidades correspondientes.
- Ejercer las disposiciones legales respecto a nuevos proyectos que intervengan en el cauce. Casos específico del río San José, en la zona de inundación aguas arriba del puente Luis Berreta (en el Anexo 16, se presenta reportaje del diario La Estrella de Arica, en la que se menciona un proyecto inmobiliario en estos terrenos).

16.3.2 Uso de Suelo

En cuanto a restricciones al uso del suelo recomendadas en función de evitar daños por efecto del escurrimiento de aguas lluvias, se sugieren las siguientes:

- Limitar y regular el uso de suelo del lecho de los cauces naturales y lagunas naturales de retención, prohibiendo la construcción de instalaciones relacionadas al comercio, salud y viviendas. Se permitirá ocupar parte de estos terrenos en actividades de recreación y deporte, las cuales serán desarrolladas en las zonas de periodos de retorno mayor a 10 años. Lo anterior se implementará a través de los seccionales al plan regulador.
- Reglamentar la exigencia de forestar y mantener la cubierta vegetal, de todas las zonas que posean un alto riesgo de erosión. Estos sectores contribuyen importantemente al arrastre de sedimentos hacia elementos de drenaje, que tienden al colapso sin una mantención adecuada. Una alternativa a la cobertura vegetal, en sectores que se dificulta el riego, lo conforma el maicillo y la gravilla.

16.4 RECOMENDACIÓN ESPECIAL PARA DESEMBOLCADURA DEL RÍO LLUTA

La cuenca del río Lluta presenta varios sectores, en los que producto de las crecidas cíclicas del caudal, este se desborda cambiando su curso natural. Uno de los sectores que presenta este problema es el tramo final del río en su desembocadura, esta zona debe ser considerada como de alto riesgo frente a fenómenos hidrológicos extremos, ya que se inunda una importante superficie con presencia de población y una zona cubierta con vegetación relevante para la conservación de la biodiversidad de la región.

En el área en mención es necesario considerar trabajos de control y restauración, que permitan mitigar los efectos de las crecidas, se deben complementar tratamientos estructurales (obras mecánicas) y biológicos.

Dentro de los tratamientos de control biológico, se debe considerar la protección de suelos ribereños, puesto que debido a la extracción de áridos, se encuentran en una situación de erosión hídrica severa, situación que facilita las catástrofes generadas por las crecidas y arrastre del río. Los tratamientos de vegetalización se podrán hacer en sectores depositacionales aledaños al río, como también en sectores estabilizados de la caja de río. Para ello se debe pensar en el uso de especies multipropósitos que se adapten a las condiciones del área, que disminuyan los procesos de arrastre y sedimentación.

Lo común en tratamientos biológicos es encontrar especies de gramíneas, árboles y arbustos, que cumplan indistintamente con la función de estabilizar el suelo en condiciones de alta escorrentía superficial y arrastre de sedimentos.

La especie de gramínea posible de aplicar con éxito es el "Pasto elefante" o "Pasto napier" (*Pennisetum purpurem* Sh.). Este es una gramínea perenne capaz de afianzar las defensas mecánicas con sistema radicular, sirviendo además como pasto forrajero.

Dentro de las especies arbóreas posibles de aplicar se encuentran la *Ceratonia siliqua*, *Prosopis tamarugo*, *Prosopis chilensis*, *Shinus molle*, *Casuarina stricta*.

Los arbustos corresponden a la especie *Mioporo*, *Eleagnus angustifolia*, *Geoffroe decorticans*, *Acacia cyanophylla*, *Tamarix spp.*, *Albizzia spp.*, *Gleditzia tryacantos*, entre otras.

El tratamiento que se plantea es la forestación de la ribera como complemento de las obras mecánicas, para ello se propone la forestación mediante el establecimiento de cortinas de 50 m de ancho, con las especies antes mencionadas. Para el auge de la plantación, esta se debe hacer al comienzo de la época más lluviosa y técnicamente se debe considerar plantar en casillas con gel hidratante, con espaciamiento uniforme de 2*2 metros.

16.5 ALERTA Y RESPUESTA ANTE INUNDACIONES

Ante situaciones de intensas lluvias se hace necesario poseer un plan de acción ante eventuales inundaciones o desbordes de cauces, que permita disminuir sus efectos. Para esto se sugiere desarrollar e implementar las siguientes medidas.

16.5.1 Sistema de Predicción de Inundaciones

Para evitar daños de magnitud y tomar las medidas en el tiempo oportuno, se hace necesario establecer un sistema de monitoreo conectado en línea a una computadora central. Este permitirá predecir caudales de escurrimiento excesivos que puedan desencadenar inundaciones de graves consecuencias, en sectores poblados cercanos a tramos críticos de los cauces existentes. El sistema de monitoreo contará con una serie de estaciones fluviométricas y pluviométricas ubicados en puntos estratégicos de la cuenca en cuestión.

En el caso del río San José, la operación de la bocatoma resulta de por sí un buen instrumento de control que debido al tiempo de recorrido de la crecida permite la holgura suficiente para tomar las medidas necesarias más inmediatas, como evacuación de campamentos en los cauces, retiro de maquinaria de extracción de áridos, corte de tránsito en los puentes más críticos, entre otras medidas.

16.5.2 Medidas de Alerta y Evacuación

Una vez definidas las zonas de riesgo de inundación, se debe implementar una serie de medidas que permitan controlar la inundación o en casos extremos evacuar rápidamente a los damnificados y a sus enseres. A continuación se mencionan algunas medidas sugeridas.

- La ONEMI se encargará de reunirse y coordinar a las instituciones competentes, tales como bomberos, carabineros, depto. operacional de la municipalidad, hospitales, consultorios, defensa civil y cruz roja.
- Las empresas de servicios básicos (agua, gas, teléfono, electricidad, etc.) deben verificar el abastecimiento y funcionamiento normal de sus instalaciones, ante eventos de inundación.
- Se debe establecer los lugares de evacuación de los damnificados y sus enseres, definiendo capacidad y distribución de personas en cada uno de ellos.
- Definir rutas alternativas de desvío, en calles con riesgo de inundación.

17. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones del estudio de Plan Maestro de Aguas Lluvias de la Ciudad de Arica.

17.1 CONCLUSIONES

A continuación se presentan las principales conclusiones, las que se agrupan en Diagnóstico y en Soluciones.

Diagnóstico

Las conclusiones principales respecto al drenaje urbano de la ciudad de Arica, el cual se separa en: Producto de las Aguas Lluvias sobre la ciudad y Producto de las crecidas de los ríos Lluta y San José, se resume en los siguientes problemas:

- i) Producto de las Aguas Lluvias sobre la ciudad
 - En términos generales, no se presenta un problema agudo de drenaje, ni se solicita medidas urgentes para mantener el normal comportamiento de la ciudad. Los problemas detectados son muy puntuales y responden a los siguientes casos.
 - Puntos de inundación o apozamiento, en los que producto de la topografía del sector, o inclusive pavimentos hundidos, en caso de lluvias actúan como zona colectoras que no tienen ningún medio para evacuar las aguas.
 - La parte baja de la ciudad, donde disminuye fuertemente la pendiente de terreno y que corresponde al final de los sectores de drenaje, reciben los aportes de éstos, los que llegan con mayor velocidad por varias vías de acceso. A ello se le suma que las principales vías poseen poca o nula pendiente, lo que favorece el almacenamiento de las aguas. Aunque se han dispuesto de varios sumideros en el sector, aparentemente no son suficientes para absorber el gasto líquido afluente a ellas.
- ii) Producto de las crecidas de los ríos Lluta, San José y Qda. De Acha

Río Lluta

- Los desbordes e inundaciones se producirán en las zonas correspondientes al tramo de la desembocadura, aguas abajo de la terraza. Lo anterior se ve reflejado para caudales superiores a 160 m³/s, es decir para T = 25 años. Este sector del río corresponde a una zona incluida en el área de expansión urbana de la ciudad de Arica, donde existe una extracción de áridos bastante importante, que produce alteraciones en el comportamiento del río. En esta zona se han construido una serie de protecciones de riberas, constituidas por gaviones y tetrápodos.

- Las alcantarillas que conforman el puente Las Machas, en la desembocadura del río Lluta, sólo funcionarían como tal hasta el caudal de 160 m³/s; a partir de ese caudal, los cálculos realizados muestran que esa estructura se ve sobrepasada por las aguas. Es decir, la zona de expansión de la ciudad de Arica se verá sobrepasada para eventos con periodo de retorno superior a 25 años.
- El resto del cauce comprendido en la zona de expansión urbana, no presentan problemas de desbordes para el caudal de 600 m³/s.
- En muchas secciones el escurrimiento tiene velocidades muy altas, lo que indica claramente que el potencial de erosión es alto, principalmente para caudales iguales o superiores a los 160 m³/s. Para este caudal, las velocidades en el cauce superan en muchas secciones los 3 m/s, lo que corresponde a una velocidad que puede provocar serios problemas de erosión en las riberas del cauce.
- Para caudales superiores a los 400 m³/s ($T > 50$ años), el escurrimiento tendría alternadamente secciones con régimen torrencial y de río, lo que implicaría la existencia de resaltos hidráulicos en determinados sectores del cauce. Esta situación aumenta el potencial erosivo de las aguas.

Río San José

- Los principales problemas en el río San José se generan para caudal de periodo de retorno 100 años, funcionando apropiadamente para periodo de retorno de 50 años e inferiores.
- Para caudal superior a 200 m³/s se producen velocidades elevadas de escurrimiento, lo que implica un alto potencial de socavación en los puentes y de erosión, de las riberas. Lo último reviste mayor importancia en los sectores donde se han establecido poblaciones colindantes con la caja del cauce. En las singularidades, se alcanzan velocidades sobre 5,5 m/s, y en general, el río tiene velocidades totales del orden de 3,0 m/s.
- A excepción del tramo final, desembocadura, el río San José posee un régimen subcrítico con algunos episodios de crisis entorno a las contracciones de caja y en los puentes.
- En los sectores de puentes, el río San José sufre un angostamiento que en el caso de los puentes, Sta. María, Pedro A. Cerda, Tucapel y Capitán Avalo, implica el desborde del río: peralte y flujo a presión bajo éstos.
- En las cepas de los puentes se detectaron socavaciones profundas, dejando a la vista las fundaciones de algunos estribos, lo que implica un potencial riesgo de debilitamiento de los puentes, en particular los puentes con más de 50 años de antigüedad.
- En el sector de la desembocadura, aguas abajo de los puentes ferroviarios, se genera el desborde de la crecida hacia la ribera norte o derecha, debido a que no existía un perfil apropiado del cauce. Sin embargo, durante el mes de mayo y

junio del 2003, se realizaron obras de mejoramiento de dicho tramo: pretil de material fluvial y gaviones, reperfilamiento del fondo del cauce y limpieza de la sección bajo el puente FFCC Arica-Tacna, por lo que se ha solucionado este punto conflictivo.

- La planicie ribereña (ribera derecha) aguas arriba del puente Luis Berreta se emplea como área de inundación producto de la estrechez de los puentes y el peralte que se produce por ello.
- Aguas arriba del puente Tucapel, el río se desborda sobre el pretil construido en la ribera sur o izquierda.
- Una gran actividad de extracción de áridos desde la caja del río, lo que reduce su capacidad hidráulica y aumenta el arrastre de sedimento.
- En este tramo, el río no posee obras de protección o de encauzamiento, sólo en los puentes de FFCC en el sector de la desembocadura.
- En la población del sector Cerro El Sombrero, es un punto crítico producto de posibles crecidas de la Qda. De Acha. Esta quebrada no tiene su ribera derecha claramente definida, confundiéndose el cauce con las urbanizaciones del sector. Aunque no se registra escurrimiento en este cauce hace mucho tiempo, ello no implica que siga existiendo un potencial riesgo de inundación de las poblaciones ahí asentadas.

Soluciones

i) Producto de las Aguas Lluvias sobre la ciudad

Las soluciones propuestas son las siguientes, según los problemas identificados:

- Acumulación de agua en puntos bajos: Instalación de sumideros que se conectan a los colectores de aguas servidas existentes. Debido a la característica peculiar de la ciudad, no se justifica la construcción de una red de aguas lluvias separada, por lo que en este caso, se debe gestionar los permisos con el servicio sanitario local.
Número Total de Sumideros Propuestos: 36
- Acumulación de Aguas en Avda. General Velázquez e Inundación de terrenos bajo cota de calle (Edificios habitacionales, Casino, Hotel El Paso y Universidad de Tarapacá): Colector de 750 m de longitud con descarga directa al río San José. Este colector tendrá doble función: colector de aguas lluvias y dren de aguas subsuperficiales, tal de evitar posibles afloramientos en las propiedades antes señaladas. Esta alternativa contabiliza 4 sumideros.
- En el caso de la Avda. General Velázquez, se propone una obra de mayor envergadura ya que además de corresponder a la parte baja y salida de la subcuenca, se encuentra en una terraza que al acumular agua y debido a la alta permeabilidad del suelo de la ciudad de Arica, aflora en las propiedades

identificadas. Se propone un colector separado para disminuir la carga sobre el sistema de alcantarillado local

Los costos totales de inversión de los proyectos seleccionados se resumen en el siguiente cuadro.

CUADRO 17-1
RESUMEN COSTOS DE INVERSIÓN RED PRIMARIA
CIUDAD DE ARICA

Identificación de la Red Primaria	Proyecto	Costo ⁽¹⁾ Millones de Pesos
ÁREA URBANA		
Colector General Velázquez	A.2 ⁽²⁾	238,0
Sumideros	A.1	
Mejoramiento Avda. Máximo Lira-Pedro Montt entre 21 de Mayo y Chacabuco	A.1 (sumideros 100 a 103)	2,0
Mejoramiento Area Hospital, 21 de Mayo - 18 Sept. - V. Mackenna	A.1 (sumideros 114 y 115)	1,0
Mejoramiento Población Maipú Oriente	A.1 (sumideros 120 a 130)	5,5
Sumideros Restantes		9,5

Nota: (1) Costos incluyen 30% por Imprevistos, Gastos Generales y Utilidades
(2) Proyecto contabiliza 4 sumideros
(3) No hay costo de inversión en obras ya que se considera como mantención

ii) Producto de las crecidas de los ríos Lluta, San José y Qda. De Acha

En cuanto a los cauces naturales que forman parte de la red primaria, se definieron mejoramientos de secciones u obras de encauzamiento de dichos cauces en una longitud de 3.950 m. A continuación se identifican los proyectos de mejoramiento de los cauces.

El río San José posee capacidad limitada para conducir la crecida de periodo de retorno 100 años. Además de los desbordes pronosticados con el modelo, también se han identificado sectores en las que se producen velocidades elevadas de escurrimiento, lo cual representa un potencial riesgo de erosión de las riberas y socavación de los puentes.

La problemática del río San José por lo tanto se traduce en la necesidad de mejorar su capacidad de conducción y reforzar los taludes, en especial en el sector de los puentes. Para ello se propone como solución general, el revestimiento de las laderas del río. De acuerdo con las características físicas del cauce del río San José se determinarán los posibles anchos basales medios por tramos, pendiente de los taludes, pendientes longitudinales del cauce por tramos y otros antecedentes que permitan establecer las características de las futuras secciones necesarias para regularizar el cauce.

▪ Río San José

Proyecto : SJ.6 PERFILAMIENTO Y LIMPIEZA DE CAUCE

Descripción : Contempla las siguientes medidas en el cambio de las condiciones originales del río:

- Longitud de tramo principal: 2.000 m
- Pendiente constante por tramos
- Reducción de cambios fuertes de geometría. Homogenizar el perfil transversal
- Reducción de angostamientos
- Revestimiento secciones de puentes para fijar cotas en el cauce (galibo)

▪ Quebrada de Acha

Proyecto : QA.1 ENCAUZAMIENTO CON GAVIONES SIN PROTECCIÓN

Descripción : Encauza las aguas en un tramo en que la ribera derecha no se diferencia del cauce del río.

- Gaviones tipo caja (dimensión 3,0 x 1,0 x 1,0 m)
- Funciona como talud de ribera propiamente tal
- Con colocación de geotextil
- Altura mínima 1,7 m
- Longitud: 750 m

En el sector urbano, el problema del río Lluta se concentra principalmente en los posibles desbordes en el último kilómetro de cauce, entre la terraza y la desembocadura.

La solución propuesta para el río Lluta considera la creación del Santuario de la Naturaleza de los Bofedales del río Lluta, proyecto ambicionado por la comunidad y autoridades locales. De este modo, la alternativa de controlar los desbordes es ampliar la sección de escurrimiento del río, de 40m aprox., que confinaban las obras de movimiento de tierra y la alcantarilla, a más de 400 m de ancho, con lo cual se producirá una altura y velocidad de escurrimiento mucho menor. Lo anterior se complementará con un aumento de la vegetación que aporta como disipador de energía.

▪ Río Lluta

Proyecto : LL.1 ENCAUZAMIENTO CON PRETIL CON MATERIAL FLUVIAL Y

LL.3 PRETIL REFORZADO CON GEOTUBOS

Descripción : Encauza las aguas en un tramo en que la ribera derecha no se diferencia del cauce del río.

- Material fluvial proveniente del cauce del río
- Altura de 2,1 m, con talud H:V = 2:1 en ambos lados y de 4,0 m de ancho de coronamiento.
- Longitud Tramo Proyecto LL.1
985 m en la ribera izquierda
1110 m en la ribera derecha

- Proyecto LL.3, corresponde a refuerzo del núcleo del pretil en los primeros 300 m de cada ribera. Refuerzo con geotubos.

Los costos totales de inversión de los proyectos seleccionados se resumen en el siguiente cuadro.

CUADRO 17-2
RESUMEN COSTOS DE INVERSIÓN RED PRIMARIA
CIUDAD DE ARICA

Identificación de la Red Primaria	Proyecto	Costo ⁽¹⁾ Millones de Pesos
Río San José	SJ.6	- ⁽³⁾
Quebrada de Acha	QA.1	169,0
SUBTOTAL		425,0
ZONA DE EXPANSIÓN		
Río Lluta	LL.1 – LL.3	371,0
SUBTOTAL		371,0

Nota: (1) Costos incluyen 30% por Imprevistos, Gastos Generales y Utilidades
(2) Proyecto contabiliza 4 sumideros
(3) No hay costo de inversión en obras ya que se considera como mantención

17.2 RECOMENDACIONES

Las principales recomendaciones que surgen del presente estudio son las siguientes:

a) Protección de Cauces Naturales

Se recomienda definir claramente en los Planes Reguladores el carácter de área de prohibición absoluta del uso del suelo dentro de los cauces naturales incorporados en la Red Primaria.

Dicha restricción, además de las atribuciones que posee la Dirección General de Aguas sobre el uso de cauces naturales permitirá asegurar que el sistema de drenaje cuente con vías a través de las cuales salga del área de estudio o acceda a la desembocadura.

Dentro de este estudio, se propuso un nuevo límite para el área de protección de riberas, tanto para el río Lluta en su desembocadura, como para el río San José en todo su tramo urbano.

En el caso del río Lluta, se considera que en adición a las obras de encauzamiento, se debe disponer de una superficie mayor que permita sin imponer, que el curso del río encuentre diversas vías de escurrimiento durante las crecidas. Se ha observado que el flujo en casos de caudales extremos, no respeta un trazado o tendencia definitiva. Dicha

superficie que quedará inserta dentro de los límites de encauzamiento, se propone para que complemente la zona de protección de flora y fauna.

Inmediatamente adyacente a los pretilos de encauzamiento, se debe prohibir la construcción de residencias y es más, desde la perspectiva ambiental, considerando que la ciudad de Arica se encuentra inmerso en un área árida, toda superficie naturalmente con vegetación, se deberá proteger y fomentar su cuidado, por lo que también se recomienda limitar el uso del suelo de todo el borde costero.

En cuanto al río San José, el alto potencial de erosión de los taludes, obliga a requerir fijar una franja de protección de las riberas, de 5 a 10 m de ancho, la cual deberá ser destinada a área de esparcimiento comunitario: parques, paseo peatonal, etc. En el caso de construcciones de hormigón cuyos muros se fundan prácticamente en el río, se deberá prohibir su crecimiento y aquellas viviendas livianas de alto riesgo y específicamente aquellos asentamientos ilegales, deberán ser relocalizados.

También es importante destacar que los organismos municipales, específicamente la Dirección de Obras Municipales, debe tener en cuenta las características hidráulicas del río San José, especialmente en la emisión de nuevos permisos de edificación. Caso particular es la planicie aguas arriba del puente Luis Berreta, en la ribera derecha, la cual en caso de crecidas, opera como zona de inundación colaborando con el flujo por los puentes de ferrocarril y Luis Berreta.

b) Acuerdo con ESSAT

La batería de sumideros propuestos a lo largo de la ciudad, se proyectan para ser conectadas a la red de colectores de aguas servidas de la ciudad, por lo que se mantendrá un sistema unitario. Las bajas precipitaciones y su poca recurrencia no justifican una red independiente. La red de colectores de aguas servidas son de propiedad y operadas por ESSAT, con quienes la I.Municipalidad de Arica deberá llegar a un acuerdo de mantención y operación, tanto de los nuevos sumideros, como de los antiguos.

ESSAT manifestó su dispopsición de colaborar con la comunidad en este proyecto, siempre que se respete el acuerdo y se cumpla con la mantención de todos los sumideros que la I.Municipalidad construya y ya haya construido.

c) Carácter Normativo del Plan Maestro

Para que el Plan Maestro desarrollado sea de utilidad, es necesario que sus soluciones sean de carácter normativo, es decir que deban ser obligatoriamente consideradas al estudiar soluciones locales para nuevas urbanizaciones, proyectos de nuevas calles, estudios de pavimentación, etc.

Considerando la dinámica de crecimiento de la ciudad de Arica, dicho carácter normativo debe establecerse lo antes posible, para evitar situaciones que posteriormente obliguen a revisiones de importancia.

d) Revisiones Futuras

No obstante que el estudio desarrollado ha supuesto la situación a futuro, de acuerdo al plan de expansión del Plan Regulador Comunal, se hace necesario considerar revisiones a futuro de algunos aspectos, especialmente en cuanto a la hidrología de los cauces y en cuanto al uso del suelo.

e) Información Hidrológica

No obstante que el estudio desarrollado se considera completo y un verdadero aporte de información y análisis de crecidas, para la región, se estima pertinente revisar o verificar los resultados de los análisis de frecuencia en alrededor de cinco a diez años más, cuando se cuente con nuevos registros históricos.

Lo anterior es relevante si se considera lo errático y variado de los eventos de crecidas de ambos cauces.

f) Consideraciones en el Manejo del Cauce San José

Se ha señalado que el río San José, por su estrecha sección y fuerte pendiente, posee un régimen de escurrimiento de alta velocidad, la cual se incrementa en torno a los puentes. El análisis de posibles obras indican que mientras los puentes mantengan la geometría actual, el río seguirá presentando problemas hidráulicos. Cualquier alternativa de revestimiento implica la aceleración del flujo y por ende, una mayor disipación de energía al impactar las cepas.

A su vez, se observó el estado de conservación de las fundaciones de las cepas, al igual que los terrenos donde se emplazan los estribos, siendo clara la erosión y socavación que afecta a los puentes. Por lo que, sumado a la falta de capacidad, se ha propuesto un programa de reposición de puentes, que bien cabe señalar, son estructuras de más e 50 años de vida.

g) Necesidades de Mantenimiento

Junto con el inicio de las actividades de ejecución de las obras de la red primaria del Plan Maestro, se hace imprescindible establecer un presupuesto y operar un sistema de mantenimiento de sumideros. Los colectores son de responsabilidad de ESSAT.

Sin dicha actividad, los proyectos no lograrán la efectividad esperada, y por lo tanto no se obtendrán los beneficios asociados a las inversiones realizadas.

Como primer aspecto de dicho programa de mantenimiento, deberá considerarse la limpieza de las redes y sumideros existentes.

h) Medidas No Estructurales

En forma complementaria a las obras propuestas, será conveniente analizar y poner en práctica las medidas no estructurales propuestas en este estudio y que resulten de mayor relevancia para cada caso particular. Dichas medidas, de tipo normativo, educacional, etc., son de costos relativamente bajos y de alta rentabilidad.

ANEXO 4.5: RECOPIACIÓN PERIODÍSTICA

Fecha	Titular Diario
Lunes 3 de Enero, 1972	Nuevo año llegó acompañado de avenidas de ríos de la zona
Miércoles 5 de Enero, 1972	Evacuación total de ribera del San José
Miércoles 5 de Enero, 1972	Avenidas de ríos afectan a Tarapacá y Antofagasta
Jueves 20 de Enero, 1972	Proyecto de la U. Católica "anegado" por el río San José
Jueves 20 de Enero, 1972	Remojón tuvo Pob. Allende debido a bajada del San José
Martes 1 de Febrero, 1972	Canalización del San José pidió Consejo Local Salud
Martes 1 de Febrero, 1972	Derrumbes mantienen intermitentes caminos de pueblos del interior
Miércoles 2 de Febrero, 1972	Tempestades eléctricas y torrenciales lluvias azotan interior de Arica
Miércoles 8 de Febrero, 1972	Provechosas experiencias provocan los temporales
Miércoles 9 de Febrero, 1972	Intenso "Invierno Boliviano" define trabajos azufreros
Jueves 10 de Febrero, 1972	¡Los aluviones se extienden a Arica!
Viernes 11 de Febrero, 1972	¡Desplazado azote de la naturaleza!
Miércoles 16 de Febrero, 1972	Nuevo aluvión esta madrugada. Cinco casas fueron arrasadas
Jueves 17 de Febrero, 1972	Las torrentosas aguas hacen flotar a cadáveres y ataúdes
Jueves 17 de Febrero, 1972	"Firme como un peral" el río San José
Jueves 17 de Febrero, 1972	Deslizamientos se producen en los bordes del San José
Sábado 19 de Febrero, 1972	Acción de Vialidad
Domingo 20 de Febrero, 1972	Volvió a bajar el "San José"
Domingo 20 de Febrero, 1972	Tránsito normalizado
Domingo 20 de Febrero, 1972	Río San José le hace su desconocida a los vehículos
Martes 22 de Febrero, 1972	Defienden puente "Saucache"
Domingo 27 de Febrero, 1972	Enorme cantidad de tierra y piedras dejaron las aguas del río San José
Lunes 28 de Febrero, 1972	Río San José... ¿Vai a "seguir"?
Lunes 27 de Marzo, 1972	Volvió a bajar río San José esta madrugada
Sábado 16 de Diciembre, 1972	Provocando enormes daños en Azapa y con gran caudal bajó ayer el río San José
Martes 16 de Enero, 1973	Lluvias provocan serios daños en interior de Arica
Viernes 19 de Enero, 1973	Proyectan construir tranque cordillerano para aprovechar las aguas del río San José
Viernes 19 de Enero, 1973	Visita a damnificados por el desborde cumplió Gobernador Roubillard
Miércoles 7 de Febrero, 1973	Crecida de los ríos Lluta y San José siguen causando daños en los valles vecinos
Martes 20 de Febrero, 1973	A quince millones de escudos ascienden los daños causados por las crecidas de los ríos
Lunes 15 de Abril, 1973	Activan gestiones para regularizar el curso del cauce del río San José
Lunes 21 de Enero, 1974	Con escaso caudal las aguas del San José llegaron al mar
Martes 22 de Enero, 1974	No se han producido problemas en caminos por bajada de los ríos
Jueves 24 de Enero, 1974	Camino del interior cortado debido a las fuertes lluvias
Jueves 24 de Enero, 1974	Escaso caudal acumula el San José
Jueves 24 de Enero, 1974	Intensas lluvias en el interior nos auguran pronta bajada del San José
Viernes 25 de Enero, 1974	Río Lluta aumentó caudal
Viernes 25 de Enero, 1974	Empezaron a desplazarse las aguas del San José
Domingo 27 de Enero, 1974	Incremento de lluvias en interior amenazan aumentar caudal de ríos
Lunes 28 de Enero, 1974	Aumento de caudal de ríos provoca primeros cortes de los caminos en el interior
Miércoles 30 de Enero, 1974	Aumentan caudales de los ríos
Jueves 3 de Enero, 1974	Cortado camino que une Arica con los pueblos del interior
Lunes 18 de Febrero, 1974	Aluviones cortan vía férrea internacional
Sábado 23 de Febrero, 1974	Nuevo aluvión cortó tráfico ferroviario Arica-La Paz
Jueves 25 de Febrero, 1974	Agua calda cortó camino a Putre
Miércoles 20 de Marzo, 1974	Dejaron de correr las aguas por cauce del río San José
Jueves 9 de Enero, 1975	Torrencialmente llueve en zonas del interior
Jueves 9 de Enero, 1975	"Invierno altiplánico" se asomó hoy en Arica
Lunes 20 de Enero, 1975	Se "descargó" el invierno altiplánico
Lunes 27 de Enero, 1975	En algunos sectores llueve en el interior
Miércoles 29 de Enero, 1975	Damnificados, cortes de luz, teléfonos y otros problemas causó persistente lluvia
Jueves 30 de Enero, 1975	Declinaron las lluvias en el interior de Arica
Viernes 31 de Enero, 1975	Torrente de agua se precipitó hoy por la quebrada de Chiza
Martes 4 de Febrero, 1975	Cesaron las lluvias en interior de Arica
Miércoles 5 de Febrero, 1975	Ayer retornaron las lluvias al interior
Jueves 6 de Febrero, 1975	Totalmente despejado el lecho del río San José
Lunes 17 de Febrero, 1975	Intensas lluvias se registran en interior
Martes 18 de Febrero, 1975	De nuevo corre el "San José"
Viernes 25 de Febrero, 1975	El invierno altiplánico se desata con mayor vigor
Martes 4 de Marzo, 1975	Sigue lloviendo en el interior
Martes 25 de Marzo, 1975	Urge construcción de puente en el sector Cabuza, Azapa
Miércoles 26 de Marzo, 1975	Aminoraron las lluvias pero nevó en Chilcaya
Viernes 6 de Febrero, 1976	Caminos cortados
Lunes 9 de Febrero, 1976	Cuatro viviendas demolidas en Macaya por invierno boliviano
Sábado 14 de Febrero, 1976	Vialidad trabaja en pueblo de Macaya
Jueves 25 de Febrero, 1976	Un puente cortado y caminos interrumpidos
Domingo 14 de Marzo, 1976	Torrencialmente llueve otra vez en el interior

Fecha	Titular Diario
Viernes 7 de Enero, 1977	Invierno altiplánico no tiene intensidad de años anteriores en interior de Arica
Lunes 31 de Enero, 1977	Indicios de sequía en las zonas está preocupando a agricultores
Martes 8 de Febrero, 1977	Informe confirma anormal situación dramática en el altiplano ariqueño
Jueves 10 de Febrero, 1977	Vuelve a llover en zonas del interior
Lunes 14 de Febrero, 1977	Con toda intensidad retornó al interior "Invierno altiplánico"
Lunes 14 de Febrero, 1977	Con fuerte caudal comenzó segunda bajada del San José
Miércoles 16 de Febrero, 1977	Intensas lluvias caen en el interior de Arica
Jueves 24 de Febrero, 1977	Impresionante "golpe" de agua
Jueves 24 de Febrero, 1977	Desbordes del río
Lunes 28 de Febrero, 1977	Convoy ferroviario cayó a río Lluta
Lunes 28 de Febrero, 1977	Desbordes de río Lluta provocan cuantiosos daños
Miércoles 2 de Marzo, 1977	Violencia de las aguas del río San José causan daños en Azapa
Jueves 3 de Marzo, 1977	Medidas para paliar los efectos del invierno boliviano consideraron hoy
Jueves 19 de Enero, 1978	Solo en la zona altiplánica llueve en interior de Arica
Miércoles 3 de Enero, 1979	Comenzó Invierno en el Altiplano
Jueves 3 de Enero, 1985	Intensas lluvias en la zona altiplánica
Jueves 14 de Febrero, 1985	Invierno altiplánico dejó sentir su crudeza
Sábado 16 de Febrero, 1985	Recuadro sobre continuidad de las lluvias en el altiplano
Martes 19 de Febrero, 1985	Río San José se aproxima a Arica
Lunes 25 de Febrero, 1985	Angustia entre los agricultores ante bajada de los ríos Lluta y San José
Lunes 25 de Febrero, 1985	Río causa suspensión de tránsito ferroviario
Martes 26 de Febrero, 1985	Lluvias hacen estragos en zona del interior
Miércoles 7 de Enero, 1987	Cesan las lluvias en el interior
Lunes 19 de Enero, 1987	Con inusitada crudeza volvió Invierno Boliviano
Lunes 19 de Enero, 1987	Segunda bajada tuvo hoy el río San José
Jueves 22 de Enero, 1987	En mal estado los caminos en el interior
Viernes 23 de Enero, 1987	Sigue frente de mal tiempo en el interior
Sábado 24 de Enero, 1987	Junto con nuevo año bajó el río San José
Martes 27 de Enero, 1987	Continúa con violencia el invierno altiplánico
Miércoles 28 de Enero, 1987	Cesaron las lluvias en el interior
Jueves 29 de Enero, 1987	Invierno altiplánico juega mala pasada a los turistas
Domingo 27 de Diciembre, 1992	Era cierto: el San José bajó
Lunes 28 de Diciembre, 1992	Cuando lluvias empiezan en diciembre, el año es bueno
Martes 29 de Diciembre, 1992	Lluvias torrenciales y temperaturas de 15 grados bajo cero en Parinacota
Miércoles 30 de Diciembre, 1992	Descarrilamiento de Vagones
Domingo 3 de Enero, 1993	Y el San José ya llegó otra vez al mar...
Jueves 12 de Agosto, 1993	Arica es absolutamente vulnerable frente a las contingencias naturales
Jueves 12 de Agosto, 1993	Mil familias afectadas por fenómeno climático
Viernes 13 de Agosto, 1993	500 hectáreas de cultivos arrasadas por temporal: Lluta
Lunes 16 de Agosto, 1993	Congelamiento del Lauca provocaría daños en todo el valle de Azapa
Miércoles 18 de Agosto, 1993	Annuncian más lluvias y nieve en la zona
Domingo 7 de Febrero, 1999	Extendida molestia por bajada del San José
Lunes 8 de Febrero, 1999	Autoridades: hubo imprevisión con el San José
Martes 9 de Febrero, 1999	"Habría que tomar una decisión política"
Sábado 13 de Febrero, 1999	Daños en caminos por invierno altiplánico
Viernes 19 de Febrero, 1999	En Chinchorro ruegan para que se detenga el río
Lunes 22 de Febrero, 1999	San José suma y sigue. El río completa 17 días de bajada
Martes 23 de Febrero, 1999	Ahora bajó el caudal del San José. En cambio, el Lluta creció y se desborda
Miércoles 2 de Febrero, 2000	Lluvias siguen: el San José al aguante
Martes 13 de Febrero, 2001	Se desbordó el Lluta
Viernes 16 de Febrero, 2001	La fuerza incontrarrestable. Río Lluta arrasó con parcelas, un puente y cultivos.
Viernes 16 de Febrero, 2001	San José y Lluta suben caudales
Viernes 16 de Febrero, 2001	El San José hizo lo propio
Viernes 16 de Febrero, 2001	Seis pueblos están aislados en provincia de Parinacota
Sábado 17 de Febrero, 2001	Catástrofe vial y agrícola
Sábado 17 de Febrero, 2001	Cientos de afectados en el valle
Domingo 18 de Febrero, 2001	Otra vez el río Lluta
Martes 20 de Febrero, 2001	Otro puente mecánico cruzará el Lluta
Miércoles 21 de Febrero, 2001	¿Es rentable un embalse en Lluta?
Lunes 26 de Febrero, 2001	"Los embalses son la solución"
Martes 16 de Marzo, 2003	Cortes y Charcos
Martes 18 de Marzo, 2003	Mil 300 afectados por la lluvia
Miércoles 19 de Marzo, 2003	Dos milímetros que parecieron eternos
Miércoles 19 de Marzo, 2003	1.200 afectados por emergencia climática
Miércoles 19 de Marzo, 2003	Un drama que se repite
Viernes 21 de Marzo, 2003	Increíble: viene bajando el San José
Sábado 22 de Marzo, 2003	Río San José no bajará
Lunes 24 de Marzo, 2003	...Hasta que el río San José bajó