

ESTUDIOS BÁSICOS Y ANTEPROYECTO DE PRESA EN CASUPÁ

REFUERZO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL ÁREA METROPOLITANA



TOMO I DE V

TUTORES:
ING. JUAN SANGUINETTI
ING. EUGENIO LORENZO
ING. MAGDALENA CRISCI
ING. JIMENA ALONSO

ARTURO CASTAGNINO
BRUNO VOMERO

Índice general

Índice general.....	2
Índice de tablas	6
Índice de Gráficos	8
Índice de Figuras.....	9
Agradecimientos	11
Acrónimos.....	12
1 Introducción	14
1.1 Definición del Área Metropolitana	14
2 Estudio de la demanda de agua.....	19
2.1 Crecimiento de la población.....	19
2.1.1 Generalidades	19
2.1.2 Información censal disponible	20
2.1.3 Resultados de la evolución de población de cada localidad	22
2.1.4 Análisis de la población de Montevideo	27
2.2 Cálculo de la demanda pico	33
2.2.1 Demanda de hogares.....	33
2.2.2 Demanda industrial	34
2.2.3 Agua elevada por OSE	35
2.2.4 Escenarios de evolución de la población considerados	36
2.2.5 Evolución de la demanda.....	41
2.3 Análisis de incidencia de pérdidas en la demanda pico	42
2.3.1 Destinos del agua aducida a Aguas Corrientes	42
2.3.2 Destinos con reducción de pérdidas.....	43
3 Umbrales de servicio, fallas y riesgos asociados	45
3.1 Concepto	45
3.1.1 Fallo	45
3.1.2 Umbral de Fallo	45
3.1.3 Garantía	46

3.2	Valores adoptados de umbrales de falla y garantía	46
4	Modelo de balance hídrico primario	48
4.1	Generalidades	48
4.2	Información utilizada para el modelo	50
4.2.1	Hidrología	50
4.2.2	Topografía	52
4.3	Descripción del modelo.....	53
4.4	Resultados de la modelación	54
4.4.1	Evaluación de la situación actual con y sin caudal de estiaje.....	54
4.4.2	Evaluación de la situación actual para distintas demandas	57
4.4.3	Evaluación año horizonte de proyecto (2040)	60
4.4.4	Volumen a embalsar para satisfacer demanda futura con 98% de garantía y 60 días de reserva	60
4.5	Conclusiones finales.....	61
5	Estudio de localizaciones viables para la reserva de agua.....	63
5.1	Principales criterios adoptados	63
5.2	Sitios potenciales de reserva de agua – Plan Director de OSE	64
5.3	Preselección de sitios potenciales	65
5.3.1	Viabilidad según existencia de áreas de préstamo de materiales y condiciones de fundación.....	65
5.3.2	Metodología aplicada	66
5.3.3	A° Casupá ('Estación La Picada').....	68
5.3.4	Río Santa Lucía ('Picada de Almeida')	74
5.4	Comparación de Costos entre las alternativas 'Casupá' y 'Picada de Almeida'.....	81
5.4.1	Principales costos considerados	81
5.4.2	Costo estimativo de la presa en 'Casupá'.....	84
5.4.3	Costo estimativo de la presa en 'Picada de Almeida'.....	87
5.5	Comparación de alternativas bajo la órbita ambiental	92
5.5.1	Introducción.....	92
5.5.2	Análisis comparativo de impactos ambientales	92
5.5.3	Conclusión final – perspectiva ambiental	97
5.6	Selección del punto de localización de la presa	98

5.7	Matriz Multicriterio.....	99
6	Visita al sitio de emplazamiento de la presa	100
7	Balance Hídrico a los embalses	104
7.1	Antecedentes.....	104
7.2	Metodología implementada.....	104
7.2.1	Consideraciones realizadas	104
7.2.2	Método de la Curva de Masas.....	105
7.2.3	Carencias del balance hídrico primario	108
7.2.4	Incidencia de la precipitación y evaporación	109
7.3	Descripción del nuevo modelo de balance hídrico	110
7.3.1	Alternativas de gestión de embalses.....	112
7.3.2	Resultados obtenidos.....	113
8	Alternativas de conexión del agua al sistema metropolitano	115
8.1	Presentación de alternativas.....	115
8.2	Ventajas y desventajas de las distintas alternativas	115
8.2.1	Entubado - Ventajas	115
8.2.2	Entubado – Desventajas.....	116
8.2.3	Conducción por el cauce – Ventajas	116
8.2.4	Conducción por el cauce – Desventajas.....	116
8.3	Análisis económico entre las alternativas.....	116
8.3.1	Conducción por el arroyo.....	116
8.3.2	Conducción por tuberías.....	119
9	Caudales extremos.....	126
9.1	Metodología aplicada.....	126
9.1.1	Consideraciones.....	126
9.1.2	Resultados intermedios de la metodología aplicada	130
9.1.3	Tránsito de avenidas sobre un embalse – Piscina nivelada	131
9.1.4	Tránsito de avenidas sobre un cauce – Muskingum-Cunge	132
9.1.5	Esquemas de representación en Hec-Hms	135
9.2	Resultados obtenidos	136
9.2.1	Efecto de la laminación sobre el cauce de la subcuenca 3.....	136

9.3	Tabla comparativa de resultados	137
10	Diseño de la presa en Casupá	138
10.1	Introducción	138
10.1.1	Prefactibilidad económica del vertedero de excedencias	138
10.2	Tipo de presa seleccionado	139
10.3	Características geológicas de la presa en Casupá y alrededores	140
10.3.1	Zonas de aporte de materiales	140
10.3.2	Fundación	144
10.4	Dimensionado de la presa	145
10.4.1	Cálculo de cota de vertido	145
10.4.2	Cálculo cota coronamiento	145
10.4.3	Ancho del coronamiento	147
10.4.4	Núcleo central	147
10.4.5	Taludes	147
10.4.6	Drenes	149
10.5	Estudio de la infiltración	150
10.5.1	Infiltración por debajo del cuerpo de la presa	150
10.5.2	Infiltración en el cuerpo de la presa	151
10.5.3	Regla de Lane	153
10.6	Estabilidad de taludes	154
10.6.1	Operación normal de la presa	154
10.6.2	Vaciado rápido del embalse	155
10.6.3	Una vez terminada la construcción	156
10.7	Dimensionado de la obra de toma	159
10.7.1	Estructura de entrada	159
10.7.2	Tubería	160
10.7.3	Estructura de salida	163
10.8	Caudal de estiaje	163
10.9	Vertedero	165
10.9.1	Generalidades	165
10.9.2	Diseño del vertedero	166
10.9.3	Cálculo del ancho del vertedero	167

10.9.4	Consideraciones estructurales	167
10.9.5	Estabilidad del vertedero	169
10.9.6	Fuerzas actuantes	169
10.9.7	Estabilidad al vuelco	170
10.9.8	Estabilidad al deslizamiento	171
10.9.9	Estabilidad al vuelco con zampeado	172
10.9.10	Estabilidad al deslizamiento con zampeado	172
10.10	Estructura de disipación de energía – Trampolín dentado	174
10.10.1	Transición hacia el arroyo aguas abajo	179
10.10.2	Galería	180
10.11	Costos	181
10.12	Seguridad en la presa	182
Bibliografía y otras referencias.....		183
Listado de piezas gráficas.....		185

Índice de tablas

Tabla 1-1: Localidades que componen el Área Metropolitana	15
Tabla 2-1: Información censal por localidad	22
Tabla 2-2: Población proyectada por localidad	27
Tabla 2-3: Población de Montevideo (censos y proyecciones)	30
Tabla 2-4: Demanda industrial	34
Tabla 2-5: Agua elevada por OSE	35
Tabla 2-6: Evolución de la demanda, escenarios 1 y 2.....	37
Tabla 2-7: Evolución de la demanda, escenarios 3 y 4.....	38
Tabla 4-1: Datos de estaciones de aforo.....	50
Tabla 4-2: Datos de embalses existentes.....	52
Tabla 4-3: Resumen del modelo de balance hídrico.....	53
Tabla 4-4: Resultados situación actual con caudal de estiaje (con y sin remanso).....	55
Tabla 4-5: Resultados situación actual sin caudal de estiaje (con y sin remanso)	56
Tabla 4-6: Resultados del modelo con infraestructura actual para el año 2040 sin remanso.....	60

Tabla 4-7: Resultados del modelo con infraestructura actual para el año 2040 con remanso.....	60
Tabla 4-8 Cálculo de garantía (infraestructura y demanda actual).....	61
Tabla 4-9 Cálculo de garantía (infraestructura actual y demanda futura)	62
Tabla 5-1: Sitios potenciales de reservas de agua (Plan Director de OSE)	64
Tabla 5-2: Ubicación de los cierres preseleccionados.....	67
Tabla 5-3: Resumen de datos de interés - Presa Casupá.....	73
Tabla 5-4: Resumen de datos de interés - Presa Picada de Almeida	79
Tabla 5-5: Resumen costos movimiento de suelos Casupá	84
Tabla 5-6: Resumen cálculo de volumen de movimiento de suelos Casupá.....	87
Tabla 5-7: Resumen costos movimiento de suelos Picada de Almeida.....	87
Tabla 5-8: Resumen cálculo de volumen de movimiento de suelos Picada de Almeida.....	90
Tabla 5-9: Resumen comparación de costos.....	91
Tabla 7-1 Imagen simplificada del balance hídrico en excel.....	111
Tabla 7-2 Resultados de las alternativas de gestión de embalses.....	113
Tabla 9-1 Números de curva para distintos grupos hidrológicos.....	129
Tabla 9-2 Resultados de NC y Abstracción inicial para distintas alternativas	130
Tabla 9-3 Tiempos de concentración y datos de las cuencas.....	130
Tabla 9-4 Comparación de resultados del modelo hidrológico de eventos extremos	137
Tabla 10-1 Materiales utilizados en la construcción de la presa.....	144
Tabla 10-2 Resumen de valores de cota	146
Tabla 10-3 Requisitos del enrocado.....	148
Tabla 10-4 Resumen de factores de seguridad de estabilidad obtenidos.....	157
Tabla 10-5 Coeficientes de seguridad al deslizamiento	173

Índice de Gráficos

Gráfico 2-1: Evolución población Montevideo y proyecciones	31
Gráfico 2-2: Evolución del consumo industrial	35
Gráfico 2-3: Evolución de la demanda, población de Montevideo decreciente	37
Gráfico 2-4: Evolución de la demanda, población de Montevideo constante	39
Gráfico 2-5: Evolución de la demanda del Área Metropolitana	41
Gráfico 2-6: Destinos del agua aducida a Aguas Corrientes	42
Gráfico 2-7: Destino del agua con reducción de pérdidas	43
Gráfico 4-1: Evolución de la garantía para distintas demandas con caudal de estiaje	57
Gráfico 4-2: Días por debajo de reserva mínima para distintas demandas con caudal de estiaje	58
Gráfico 4-3: Días con embalses vacíos para distintas demandas con caudal de estiaje	58
Gráfico 4-4: Evolución de la garantía para distintas demandas sin caudal de estiaje	59
Gráfico 4-5: Días por debajo de reserva mínima para distintas demandas sin caudal de estiaje	59
Gráfico 5-1: Casupá - Perfil del terreno en punto de cierre	68
Gráfico 5-2: Casupá - Curva Volumen-Altura	69
Gráfico 5-3: Casupá - Curva Área inundada-Altura	69
Gráfico 5-4: Picada de Almeida - Perfil del terreno en punto de cierre	74
Gráfico 5-5: Picada de Almeida - Curva Volumen-Altura	75
Gráfico 5-6: Picada de Almeida - Curva Área inundada-Altura	75
Gráfico 5-7: Perfil de la presa Casupá con barras utilizadas en cálculo de movimiento de suelos	85
Gráfico 5-8: Perfil de la presa Picada de Almeida con barras utilizadas en cálculo de movimiento de suelos	88
10-1 Geometría del perfil Creager	166
10-2 Gráfica de Bradley y Peterka	175
Gráfico 10-3 Ábacos para el dimensionamiento del trampolín dentado	177
Gráfico 10-4 Perfil aguas abajo de la presa	179

Índice de Figuras

Figura 1-1 Mapa esquemático de principales localidades.....	16
Figura 1-2 Montevideo	17
Figura 1-3 Localidades Canelón Oeste	18
Figura 1-4 Localidades Canelón Este	18
Figura 4-1: Cuencas asociadas a las estaciones de aforo	51
Figura 5-1: Secciones estudiadas para posibles cierres de presa.....	67
Figura 5-2: Ubicación de la cuenca Casupá y su embalse.....	70
Figura 5-3: Embalse Casupá en imagen satelital (Google Earth)	71
Figura 5-4: Embalse casupá (nivel de coronamiento)	72
Figura 5-5: Embalse Casupá a nivel de coronamiento en imagen satelital (Google Earth)	72
Figura 5-6: Ubicación de la cuenca Picada de Almeida y su embalse.....	76
Figura 5-7: Embalse Picada de Almeida en imagen satelital (Google Earth)	77
Figura 5-8: Embalse Picada de Almeida (nivel de coronamiento)	78
Figura 5-9: Embalse Picada de Almeida a nivel de coronamiento en imagen satelital (Google Earth)	78
Figura 5-10: Embalses sobre imagen satelital (Google Earth).....	80
Figura 6-1 Recorrido realizado hacia el punto de cierre.....	100
Figura 6-2 Vista a lo largo del arroyo Casupá	101
Figura 6-3 Punto de Cierre y vista del monte ribereño en la margen Este del arroyo	101
Figura 6-4 Vista aguas abajo del arroyo	102
Figura 6-5 Vista aguas arriba del arroyo	102
Figura 6-6 Pendiente lateral del valle (vista al Este).....	103
Figura 6-7 Pendiente lateral del valle (vista al oeste)	103
Figura 7-1 Subcuencas utilizadas en el modelo de balance hídrico	105
Figura 7-2 Curva de masas	106
Figura 7-3 Plano de ubicación de la estación Las Brujas.....	109
Figura 8-1 Tramo del curso donde se estudian pérdidas de agua	117
Figura 8-2 Ubicación de posibles estaciones de aforo	119
Figura 8-3 Recorrido de la tubería.....	120
Figura 8-4 Perfil altimétrico de la tubería	120
Figura 9-1 Subcuencas consideradas en el modelo hidrológico de caudales extremos.....	127
Figura 9-2 Vertedero de cresta afilada ingresado en el modelo	128
Figura 10-1 Carta geológica en la zona de Casupá	141

Figura 10-2 Afloramientos rocosos cercanos al curso de agua	143
Figura 10-3 Zonas de préstamo de materiales.....	143
Figura 10-4 Curva de infiltración - Kozeny	153
Figura 10-5 Falla de pie para presa en condiciones de operación	155
Figura 10-6 Falla de pie para presa en condiciones de vaciado rápido.....	156
Figura 10-7 Falla de pie para presa en condiciones de final de construcción	156
Figura 10-8 Falla de pie para presa en condiciones de final de construcción	157
Figura 10-9 Carga mínima para evacuar caudal de diseño	161
Figura 10-10 Simplificación del perfil del vertedero	169
Figura 10-11 Simplificación del perfil del vertedero con zampeado.....	171

Agradecimientos

A nuestros tutores Ing. Juan Sanguinetti, Ing. Eugenio Lorenzo, Ing. Jimena Alonso e Ing. Magdalena Crisci, por brindarnos su apoyo, sugerencias y conocimientos a lo largo de esta larga instancia de aprendizaje, adecuándose en más de una oportunidad a nuestros, por momentos, horarios limitados. Asimismo, por ayudarnos a gestionar los tiempos principalmente en las últimas fases.

A la Ing. Margarita Pintos, por brindarnos la información de base necesaria para el comienzo de los estudios básicos del proyecto.

Al Ing. Bernardo Zannier, por su ayuda en el estudio de costos.

Al Ing. Luis Teixeira, por su disponibilidad para ofrecernos en varias oportunidades su conocimiento y experiencia en el diseño de presas.

Finalmente, a nuestras familias por su apoyo y compañía incondicional.

Bruno Vomero
Arturo Castagnino

10 de diciembre de 2014

.

Acrónimos

AACC: Aguas Corrientes

CONEAT: Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra

DINAMA: Dirección Nacional de Medio Ambiente

DINAMIGE: Dirección Nacional de Minería y Geología

DINAGUA: Dirección Nacional de Aguas

DNH: Dirección Nacional de Hidrología

DNM: Dirección Nacional de Meteorología

IMFIA: Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental

INE: Instituto Nacional de Estadística

INIA: Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria

MDT: Modelo Digital de Terreno

MGAP: Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca

MIEM: Ministerio de Industria, Energía y Minería

MTOP: Ministerio de Transporte y Obras Públicas

MVOTMA: Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente

OEA: Organización de los Estados Americanos

OSE: Obras Sanitarias del Estado

PRENADER: Programa de Manejo de Recursos Naturales y Desarrollo del Riego

RENARE: Dirección General de Recursos Naturales Renovables

SGM: Servicio Geográfico Militar

SIG: Sistema de Información Geográfica

UDELAR: Universidad de la República

1 Introducción

El presente informe es realizado en el marco de la asignatura 'Proyecto de grado' de la carrera Ingeniería Civil, perfil hidráulico-ambiental. El objeto del proyecto es el estudio de un posible refuerzo para el sistema de abastecimiento de agua potable para el Área Metropolitana, mediante la construcción de una presa.

En esta primera instancia se realizará un análisis que comprenderá:

- Estudio de la demanda de agua para los próximos 25 años (horizonte del proyecto: año 2040);
- Definición de umbrales de servicio, fallas y riesgos asociados;
- Estudio previo de localizaciones viables para esta reserva de agua, tomando como base estudios anteriores e información actualizada. Para el mismo se considerarán como aspectos a tener en cuenta: costos, aspectos ambientales y viabilidad técnica;
- Selección de un punto de localización para la presa.

1.1 Definición del Área Metropolitana

Antes de comenzar el análisis previamente citado, es pertinente definir el área en cuestión. El mismo consta, entre otras, de las ciudades de Montevideo, Canelones, y de diversas localidades de este último departamento.

A continuación, se muestra una tabla con la totalidad de las localidades.

ÁREA METROPOLITANA							
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE CARRASCO	AGUAS CORRIENTES	ALTOS DE LA TAHONA	BARRA DE CARRASCO	BARRIO COPOLA	BARRIO REMANSO	BARROS BLANCOS	CAMPO MILITAR
CANELONES	CERRILLOS	COLINAS DE CARRASCO	COLINAS DE SOLYMAR	COLONIA NICOLICH	COSTA Y GUILLAMON	CRUZ DE LOS CAMINOS	CUMBRES DE CARRASCO
EL BOSQUE	EL PINAR	EMPALME OLMOS	ESTANQUE DE PANDO	FORTIN DE SANTA ROSA	FRACC. CNO. ANDALUZ Y R.84	FRACC. PROGRESO	FRACC. SOBRE RUTA 74
HARAS DEL LAGO	INSTITUTO ADVENTISTA	JARDINES DE PANDO	JOAQUIN SUAREZ	JUANICO	LA ASUNCION	LA LUCHA	LA PAZ
LAGOMAR	LAS PIEDRAS	LOMAS DE CARRASCO	LOMAS DE SOLYMAR	MARINDIA	MONTEVIDEO	NEPTUNIA	OLMOS
PANDO	PARADA CABRERA	PARQUE CARRASCO	PASO CARRASCO	PASO ESPINOSA	PASO PALOMEQUE	PIEDRA DEL TORO	PINAMAR - PINEPARK
PROGRESO	SALINAS	SAN JOSE DE CARRASCO	SAUCE	SEIS HERMANOS	SHANGRILA	SOLYMAR	TOLEDO
TOTAL DEL SAUCE	VIEJO MOLINO SAN BERNARDO	VILLA AEROPARQUE	VILLA CRESPO Y SAN ANDRES	VILLA FELICIDAD	VILLA PAZ S.A.	VILLA PORVENIR	VILLA SAN JOSE

Tabla 1-1: Localidades que componen el Área Metropolitana

El área en cuestión es abastecida por la usina de Aguas Corrientes, para la cual se cuenta con las reservas del embalse de Paso Severino y de Canelón Grande. Dado que estas reservas no son suficientes para satisfacer la demanda actual, cercana a los 8m³ diarios, se debe bombear agua desde el remanso del Santa Lucía, aguas abajo de Aguas Corrientes, la cual cuenta con los potenciales problemas de salinidad.

Es en este marco que, para la demanda futura proyectada, el sistema de reservas así como de tratamiento se verá superado.



Figura 1-1 Mapa esquemático de principales localidades

MONTEVIDEO



Figura 1-2 Montevideo

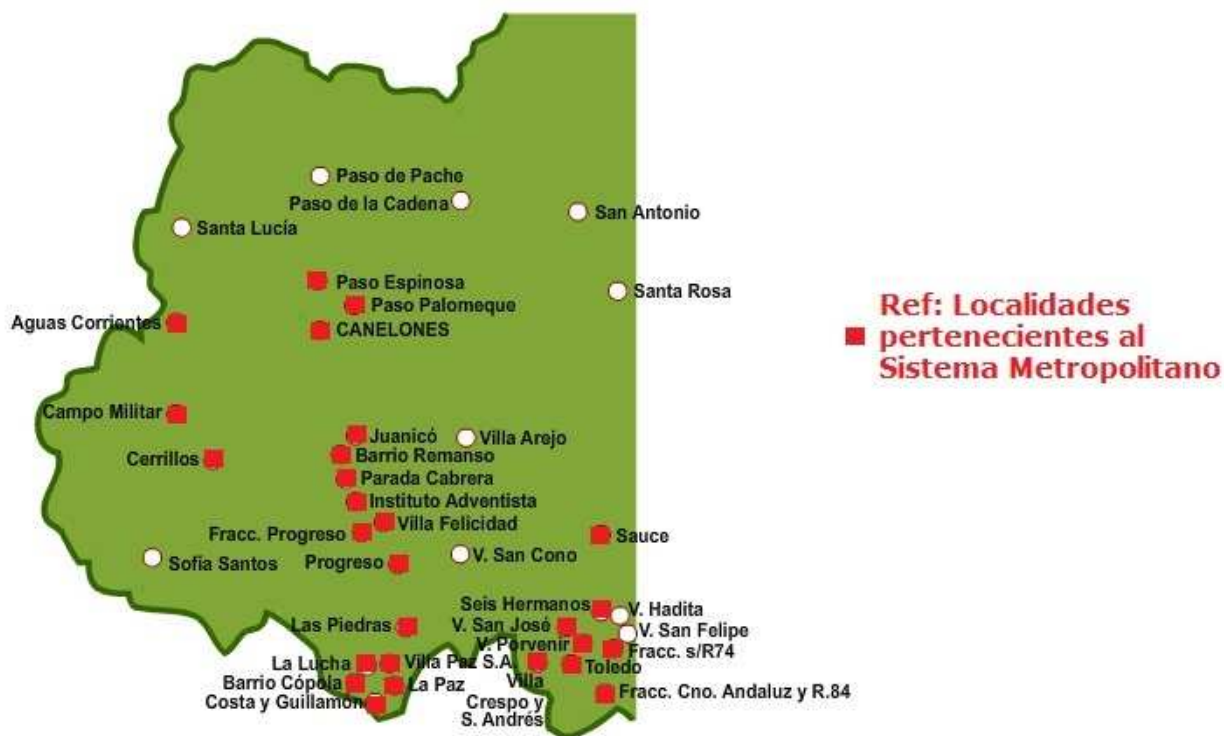


Figura 1-3 Localidades Canelón Oeste



Figura 1-4 Localidades Canelón Este

2 Estudio de la demanda de agua

2.1 Crecimiento de la población

2.1.1 Generalidades

Para realizar un correcto análisis del crecimiento de la población comprendida en el área metropolitana (Montevideo y Canelones Metropolitano), deberían contemplarse aspectos socio-económicos, urbanísticos, culturales, migración e inmigración, usos del suelo, planificación de ordenamiento territorial, etc. a través de una gran diversidad de indicadores. Sin embargo, un estudio demográfico como el citado escapa al alcance del presente proyecto, dada la magnitud del mismo. Por tanto, se procedió a estudiar el crecimiento poblacional utilizando los clásicos métodos matemáticos de proyección, los cuales toman como base de cálculo únicamente datos censales de población e incorporan, a través de sus ecuaciones, modelos básicos de crecimiento (como ejemplo de lo citado, entre otros, el modelo de crecimiento logístico supone una población máxima de saturación la cual no puede superarse dado que, a medida que la población crece, la interacción entre los habitantes y los recursos acotados no permiten un crecimiento ilimitado).

A tales efectos, los modelos utilizados son:

- Proyección basada en líneas de regresión lineal de mínimos cuadrados
- Proyección geométrica
- Logístico
- Proyección de curva de mejor ajuste

En caso de que ningún modelo anterior dé resultados sensatos (esto es, por ejemplo, se proyecten poblaciones negativas), se mantendrá constante el último dato censal, manteniéndose de ese modo un margen de seguridad.

El criterio de selección de uno u otro método para cada localidad será explicado en el 'Anexo A: Cálculos - Estudio de la demanda'.

2.1.2 Información censal disponible

Se presenta a continuación una tabla con los censos históricos realizados por el INE para el área metropolitana:

Localidad	1963	1975	1985	1996	2004	2011
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE CARRASCO	110	354	305	316	251	90
AGUAS CORRIENTES	968	1001	1025	1046	1095	1047
ALTOS DE LA TAHONA	-	-	-	-	52	168
BARRA DE CARRASCO	519	1797	2815	4306	4747	5410
BARRIO COPOLA	-	-	-	799	780	826
BARRIO REMANSO	-	-	-	190	183	178
BARROS BLANCOS	4590	8311	10585	13464	13553	31650
CAMPO MILITAR	174	374	339	245	255	299
CANELONES	14137	15988	17325	19388	19631	19865
CERRILLOS	1194	1601	1763	1916	2080	2508
COLINAS DE CARRASCO	-	-	-	-	-	56
COLINAS DE SOLYMAR		127	757	1768	2502	2813
COLONIA NICOLICH	2705	4500	5527	7223	8811	9624
COSTA Y GUILLAMON	-	-	-	562	566	550
CRUZ DE LOS CAMINOS	-	-	-	193	168	279
CUMBRES DE CARRASCO	-	-	-	-	-	32
EL BOSQUE	88	302	519	888	941	988
EL PINAR	405	1874	3479	10383	17221	21091
EMPALME OLMOS	1988	2108	3144	3815	3978	4199
ESTANQUE DE PANDO	-	-	-	365	641	770
FORTIN DE SANTA ROSA	66	80	88	181	207	296
FRACC. CNO. ANDALUZ Y	2390	4512	5635	7192	7145	9295

Localidad	1963	1975	1985	1996	2004	2011
R.84						
FRACC. PROGRESO	-	-	-	140	138	145
FRACC. SOBRE RUTA 74	-	-	-	1169	1414	1513
HARAS DEL LAGO	-	-	-	-	-	68
INSTITUTO ADVENTISTA	191	226	208	218	271	183
JARDINES DE PANDO	-	-	-	510	673	756
JOAQUIN SUAREZ	2375	3458	4175	5173	6124	6570
JUANICO	554	662	664	662	1256	1305
LA ASUNCION	-	-	-	-	53	184
LA LUCHA	-	-	-	400	537	492
LA PAZ	14353	16175	16209	19547	19832	20526
LAGOMAR	342	3127	4949	7021	7798	8068
LAS PIEDRAS	40987	53331	58288	66584	69222	71268
LOMAS DE CARRASCO	-	-	-	-	332	806
LOMAS DE SOLYMAR	139	1266	3974	10843	16018	19124
MARINDIA	116	367	626	1493	2586	3543
MONTEVIDEO	1202757	1237227	1311976	1344839	1325968	1319108
NEPTUNIA	75	368	743	2050	3554	4774
OLMOS	259	520	561	598	493	662
PANDO	12976	16406	19797	23384	24004	25949
PARADA CABRERA	253	432	294	341	325	409
PARQUE CARRASCO	960	3914	5658	8169	8476	8628
PASO CARRASCO	4934	8592	10278	12174	15028	15908
PASO ESPINOSA	-	-	-	274	305	333
PASO PALOMEQUE	-	-	-	195	132	98
PIEDRA DEL TORO	126	324	337	381	308	332

Localidad	1963	1975	1985	1996	2004	2011
PINAMAR - PINEPARK	214	654	838	2340	3608	4724
PROGRESO	7065	9612	11245	14471	15775	16244
SALINAS	938	1866	2523	5279	6574	8626
SAN JOSE DE CARRASCO	1006	2591	3967	6068	6886	7288
SAUCE	3252	3911	4294	4932	5797	6132
SEIS HERMANOS	175	245	347	462	553	622
SHANGRILA	342	1057	1758	3014	2902	3195
SOLYMAR	549	3527	6607	13942	15908	18573
TOLEDO	1712	3065	3321	3487	4028	4397
TOTAL DEL SAUCE	421	763	559	623	745	746
VIEJO MOLINO SAN BERNARDO	-	-	-	231	471	456
VILLA AEROPARQUE	-	865	1887	3414	4434	4307
VILLA CRESPO Y SAN ANDRES	2780	4786	6492	8107	8756	9813
VILLA FELICIDAD	380	437	649	791	1238	1344
VILLA PAZ S.A.	-	-	-	476	499	542
VILLA PORVENIR	-	-	-	260	364	507
VILLA SAN JOSE	384	823	893	1229	1407	1419

Tabla 2-1: Información censal por localidad

Como medida simplificativa, se optó por sólo considerar los 3 últimos censos, dado que son pocas las localidades para las cuales se cuenta con la serie histórica de población y, a su vez, se entiende que los datos de los primeros censos -dada su lejanía en el tiempo- no son determinantes en la evolución futura.

2.1.3 Resultados de la evolución de población de cada localidad

A continuación se expone la tabla con los resultados finales que se obtuvieron en el estudio de crecimiento poblacional.

Localidad	Método seleccionado	2015	2020	2025	2030	2035	2040	Observaciones
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE CARRASCO	Constante	90	90	90	90	90	90	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011
AGUAS CORRIENTES	Constante	1047	1047	1047	1047	1047	1047	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011
ALTOS DE LA TAHONA	Lineal	234	317	400	483	566	649	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
BARRA DE CARRASCO	Lineal	5650	6016	6382	6748	7113	7479	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
BARRIO COPOLA	Geométrica	853	889	926	965	1005	1047	
BARRIO REMANSO	Lineal	175	171	167	163	159	155	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
BARROS BLANCOS	Lineal	32974	38894	44814	50733	56653	62573	Se adopta la proyección lineal, ya que las otras proyecciones ofrecen resultados irreales
CAMPO MILITAR	Geométrica	327	367	411	461	516	578	
CANELONES	Lineal	19988	20147	20306	20465	20623	20782	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
CERRILLOS	Lineal	2610	2805	3000	3195	3391	3586	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
COLINAS DE CARRASCO	Constante	56	56	56	56	56	56	Único valor censo 2011, se mantiene el mismo
COLINAS DE SOLYMAR	Lineal	3156	3507	3858	4209	4560	4911	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
COLONIA NICOLICH	Lineal	10377	11182	11987	12792	13597	14401	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
COSTA Y GUILLAMON	Constante	550	550	550	550	550	550	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011

Localidad	Método seleccionado	2015	2020	2025	2030	2035	2040	Observaciones
CRUZ DE LOS CAMINOS	Constante	279	279	279	279	279	279	Se adopta el mismo valor que 2011 ya que las proyecciones otorgan resultados irreales
CUMBRES DE CARRASCO	Constante	32	32	32	32	32	32	Único valor censo 2011, se mantiene el mismo
EL BOSQUE	Lineal	1015	1048	1081	1115	1148	1181	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
EL PINAR	Lineal	24360	27946	31532	35118	38704	42290	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
EMPALME OLMOS	Lineal	4286	4413	4541	4668	4796	4923	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
ESTANQUE DE PANDO	Lineal	900	1036	1172	1308	1444	1579	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
FORTIN DE SANTA ROSA	Geométrica	363	469	605	781	1009	1302	
FRACC. CNO. ANDALUZ Y R.84	Lineal	9427	10111	10795	11478	12162	12846	Se adopta la proyección lineal aunque el R2 sea 0.7 ya que las otras proyecciones otorgan resultados irreales
FRACC. PROGRESO	Geométrica	149	155	160	166	172	178	
FRACC. SOBRE RUTA 74	Lineal	1627	1743	1858	1974	2090	2205	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
HARAS DEL LAGO		68	68	68	68	68	68	Único valor censo 2011, se mantiene el mismo
INSTITUTO ADVENTISTA	Constante	183	183	183	183	183	183	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011
JARDINES DE PANDO	Lineal	833	916	998	1081	1163	1246	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
JOAQUIN SUAREZ	Lineal	7018	7487	7956	8424	8893	9362	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal

Localidad	Método seleccionado	2015	2020	2025	2030	2035	2040	Observaciones
JUANICO	Logística	1314	1315	1315	1315	1315	1315	
LA ASUNCION	Lineal	259	352	446	540	633	727	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
LA LUCHA	Lineal	549	581	613	645	677	727	Se adopta la proyección lineal aunque el R2 sea 0.47 ya que las otras proyecciones otorgan resultados irreales
LA PAZ	Lineal	20700	21023	21346	21669	21991	22314	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
LAGOMAR	Lineal	8427	8780	9132	9484	9836	10189	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
LAS PIEDRAS	Lineal	72568	74132	75695	77259	78822	80385	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
LOMAS DE CARRASCO	Lineal	1077	1415	1754	2093	2431	2770	
LOMAS DE SOLYMAR	Lineal	21611	24382	27154	29925	32697	35468	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
MARINDIA	Lineal	4090	4773	5456	6140	6823	7506	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
MONTEVIDEO	Lineal	1310358	1301705	1293052	1284398	1275745	1267092	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
NEPTUNIA	Lineal	5519	6428	7337	8245	9154	10063	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
OLMOS	Geométrica	783	967	1194	1473	1819	2245	
PANDO	Geométrica	27130	28683	30325	32060	33895	35835	
PARADA CABRERA	Geométrica	466	550	648	763	900	1060	

Localidad	Método seleccionado	2015	2020	2025	2030	2035	2040	Observaciones
PARQUE CARRASCO	Lineal	8773	8927	9081	9235	9389	9543	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
PASO CARRASCO	Lineal	17220	18478	19735	20992	22250	23507	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
PASO ESPINOSA	Lineal	349	368	388	408	427	447	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
PASO PALOMEQUE	Constante	98	98	98	98	98	98	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011
PIEDRA DEL TORO	Geométrica	347	366	386	407	429	453	
PINAMAR - PINEPARK	Lineal	5358	6153	6948	7742	8537	9332	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
PROGRESO	Lineal	16848	17445	18041	18637	19233	19830	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
SALINAS	Lineal	9339	10447	11556	12664	13772	14881	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
SAN JOSE DE CARRASCO	Lineal	7675	8084	8493	8902	9311	9720	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
SAUCE	Lineal	6535	6938	7341	7745	8148	8551	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
SEIS HERMANOS	Lineal	667	720	774	827	880	934	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
SHANGRILA	Geométrica	3376	3616	3873	4148	4443	4759	
SOLYMAR	Lineal	19623	21159	22696	24232	25768	27304	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
TOLEDO	Lineal	4660	4964	5268	5573	5877	6181	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal

Localidad	Método seleccionado	2015	2020	2025	2030	2035	2040	Observaciones
TOTAL DEL SAUCE	Logística	746	746	746	746	746	746	
VIEJO MOLINO SAN BERNARDO	Constante	456	456	456	456	456	456	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011
VILLA AEROPARQUE	Constante	4307	4307	4307	4307	4307	4307	Todas las proyecciones indican una disminución de esta población, por lo que se toma el valor de 2011
VILLA CRESPO Y SAN ANDRES	Lineal	10172	10737	11302	11867	12431	12996	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
VILLA FELICIDAD	Lineal	1547	1734	1920	2107	2294	2480	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
VILLA PAZ S.A.	Lineal	555	577	599	621	642	664	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
VILLA PORVENIR	Lineal	563	645	727	808	890	972	El valor de R2 es mayor a 0.9 en la proyección lineal
VILLA SAN JOSE	Logística	1421	1422	1422	1422	1422	1422	
TOTAL		1724116	1745394	1766873	1788583	1810558	1832858	

Tabla 2-2: Población proyectada por localidad

2.1.4 Análisis de la población de Montevideo

Una vez obtenidos los crecimientos poblacionales para las distintas localidades conformantes del Área Metropolitana, se observa que la ciudad de Montevideo presenta un decrecimiento sostenido. Es por ello que merece con particular atención analizar el crecimiento de dicha ciudad, dado que la misma es la de mayor porte dentro del área de estudio y, por tanto, el valor obtenido será crítico al momento del cálculo total de la demanda al año horizonte de proyecto, 2040.

A continuación se expone una tabla que compila la información existente (valores históricos y proyecciones) respecto a la población de Montevideo: datos censales obtenidos por el INE, proyección de la población realizada por el INE en el año

1996, proyección realizada en el año 2001 por el consorcio CSI-SAFEGER-SOGREAH en el marco del plan director de OSE y, finalmente, la proyección obtenida en el presente informe.

Año	Población Censada (INE)	Proyección Plan Director	Proyección INE	Proyección Informe Presente
1975	1237227			
1976				
1978				
1979				
1980				
1981				
1982				
1983				
1984				
1985	1311976			
1986				
1987				
1988				
1989				
1990				
1991				
1992				
1993				
1994				
1995				
1996	1344839		1375107	
1997			1378628	

1998			1380176	
1999			1380502	
2000		1409343	1379418	
2001			1376452	
2002			1370308	
2003			1361223	
2004	1325968		1352984	
2005		1434336	1347888	
2006			1345010	
2007			1342474	
2008			1340273	
2009			1338408	
2010		1439811	1336878	
2011	1319108		1335484	
2012			1334020	
2013			1332472	
2014			1330840	
2015		1449241	1329123	1310358
2016			1327310	
2017			1325386	
2018			1323346	
2019			1321196	
2020		1467373	1318937	1301705
2021			1316562	
2022			1314059	
2023			1311426	
2024			1308657	
2025		1475754	1305749	1293052
2026				

2027				
2028				
2029				
2030		1486614		1284398
2031				
2032				
2033				
2034				
2035		1510708		1275745
2036				
2037				
2038				
2039				
2040				1267092

Tabla 2-3: Población de Montevideo (censos y proyecciones)

Realizando un gráfico de los valores expuestos, puede verse la información con mayor claridad:

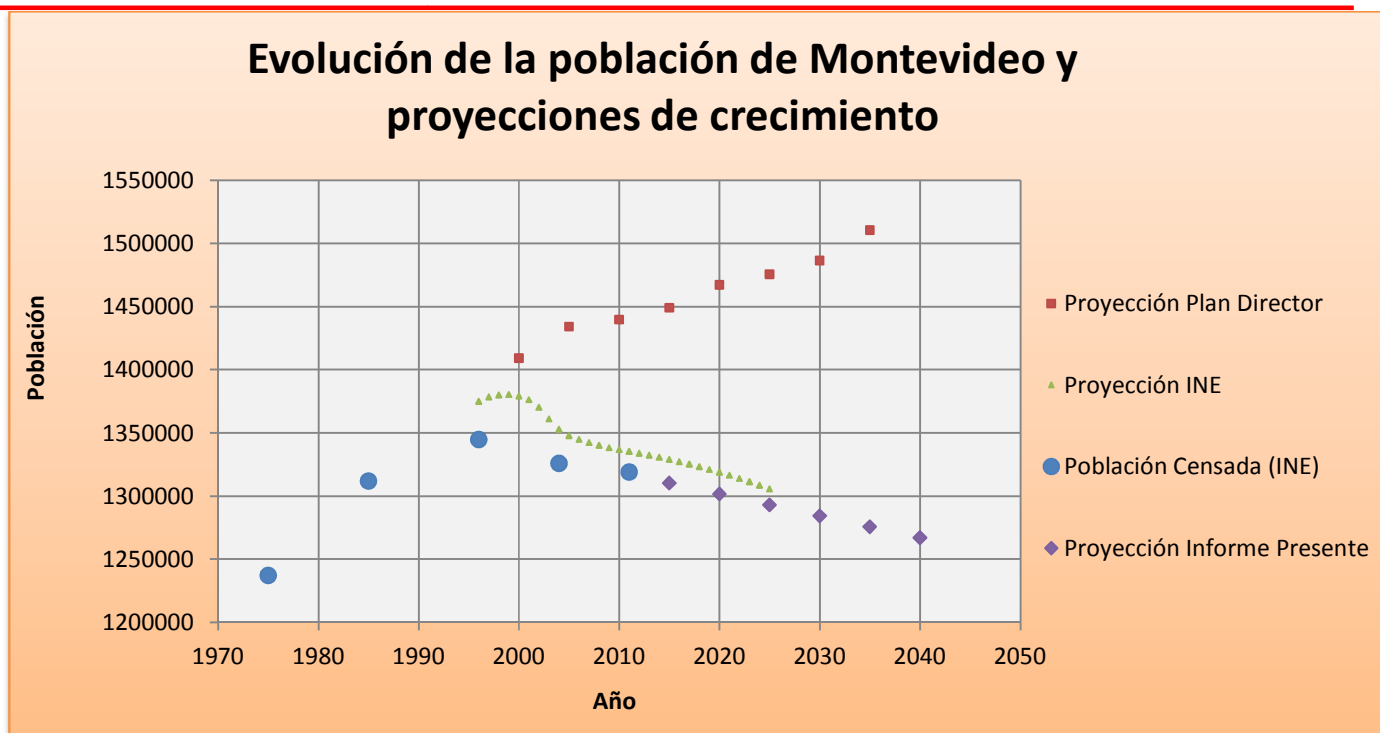


Gráfico 2-1: Evolución población Montevideo y proyecciones

Del análisis de la información expuesta, pueden resaltarse algunos puntos relevantes que podrían otorgar cierto sustento al decaimiento poblacional obtenido con el ajuste lineal.

- es un hecho real que la población de Montevideo ha decaído en forma sostenida desde el año 1996, puesto que ello surge de los datos proporcionados por el INE en sus tres últimos censos
- la proyección realizada por el INE con horizonte al año 2025 efectivamente pronostica un decaimiento poblacional para la referida región
- puede observarse en el gráfico que la proyección efectuada en el presente informe muestra una evolución similar a la realizada por el INE, presentando esta última valores levemente superiores a los obtenidos por ajuste lineal
- respecto a lo anterior, merece atención el hecho de que la proyección realizada por el INE -en el año 1996-, ha sobreestimado la población respecto a los últimos 3 censos, por tanto, cabría la posibilidad de que la proyección del INE en el intervalo 2015 – 2025 también se encuentre por encima de lo que efectivamente sea censado en las futuras instancias, por lo que, en consecuencia, los valores poblacionales podrían encontrarse aún más próximos a los estimados linealmente.

· por último, es pertinente observar la gran diferencia existente al comparar la proyección realizada por OSE en su Plan Director, respecto a la realizada linealmente en este informe. A modo de ejemplo, puede observarse que OSE estimó una población de 1,510,708 habitantes en el año 2035, mientras que con el ajuste lineal se obtuvo 1,275,475 para el mismo año, evidenciándose una relevante diferencia. A los efectos de mostrar que OSE sobreestimó las poblaciones futuras, es contundente observar que dicho organismo estimó para el año 2010 una población de 1,439,811 habitantes (y en pleno crecimiento), siendo que el INE censó (en el 2011, o sea, un año luego), una población de 1,319,108 (y en pleno decrecimiento), esto es, la proyección de OSE estimó más de 120,000 habitantes, conformando un error algo superior al 9%.

En tanto, se entiende que hay elementos de juicio como para no desestimar la proyección obtenida linealmente.

Sin embargo, como ha sido expuesto en el presente *ítem*, estimar el crecimiento poblacional de una ciudad como Montevideo a través del más simple de los métodos matemáticos sin considerar en absoluto la inmensa cantidad de índices demográficos, puede implicar caer en considerables errores. Es por ello que, si bien se trabajará con los valores de proyección obtenidos, el cálculo de la demanda para el Sistema Metropolitano deberá ser analizado en profundidad, a los efectos de obtener márgenes de seguridad apropiados, dada la incertidumbre inherente que presenta la evolución de una población.

2.2 Cálculo de la demanda pico

2.2.1 Demanda de hogares

Una vez obtenida la proyección de la población para el Área Metropolitana, resta calcular las necesidades futuras de agua para el horizonte de 2040.

Para dicho cálculo, es necesario conocer para cada ciudad/localidad los guarismos de porcentaje de cobertura, consumo *per cápita*, valores de pérdidas físicas, demandas industriales, coeficiente de pico, etc. Dichos valores se extrajeron del propio plan director elaborado por el consorcio SOGREAH-SAFECE-CSI para OSE, en el año 2001.

A los efectos de simplificar y prescindir de las unidades en las cuales las variables implicadas se presentan, la demanda pico puede obtenerse fácilmente del siguiente modo:

$$\text{Demanda pico} = \frac{\text{Coef_día_pico} \cdot \text{cpc} \cdot \text{población} \cdot \text{cobertura}}{1 - \text{pérdidas_físicas}} + \text{demandas_industriales}$$

Donde:

Consumo per cápita (cpc): el consumo per cápita es la cantidad de agua consumida por un usuario en un día, incluyendo la parte no medida de su consumo correspondiente a las pérdidas 'comerciales'.

Cobertura: corresponde al cociente entre el número de viviendas servidas y el número de viviendas totales.

Pérdidas físicas: corresponde al agua perdida entre la salida de la planta de AACC y los medidores de los hogares.

Pérdidas comerciales: son aguas efectivamente recibidas por los usuarios, pero no son facturadas.

Coeficiente de día pico: El coeficiente de día pico es la relación entre la producción del día del año de mayor producción y la producción promedio del año.

Es pertinente observar que el Plan Director tenía como horizonte de proyecto el año 2035, a diferencia del presente estudio, en el cual el horizonte corresponde al año 2040. En consecuencia, no se cuenta con algunos de los valores implicados en el cálculo de la demanda pico.

En virtud de ello, se procedió a mantener constantes las variables ausentes, esto es, se tomaron los mismos valores de coeficiente de pico, cpc y cobertura (salvo la población, que sí fue estimada) que fueron estimados en el Plan Director en el año 2035.

2.2.2 Demanda industrial

No se procedió de igual modo para estimar la demanda industrial, para la cual se realizó una estimación lineal a partir de los datos de evolución extraídos del Plan Director, puesto que no se cuentan con datos actuales. Se estima que este proceder está del lado de la seguridad, dado que, se si bien se prevé un incremento en el número de industrias a futuro, actualmente existen políticas de reducción del consumo de agua, reduciendo así la demanda industrial.

Año	Demanda industrial (hm ³ /año)
2000	10.90
2005	12.04
2010	13.12
2015	14.56
2020	16.01
2025	17.46
2030	18.90
2035	20.35
2040	21.66

Tabla 2-4: Demanda industrial

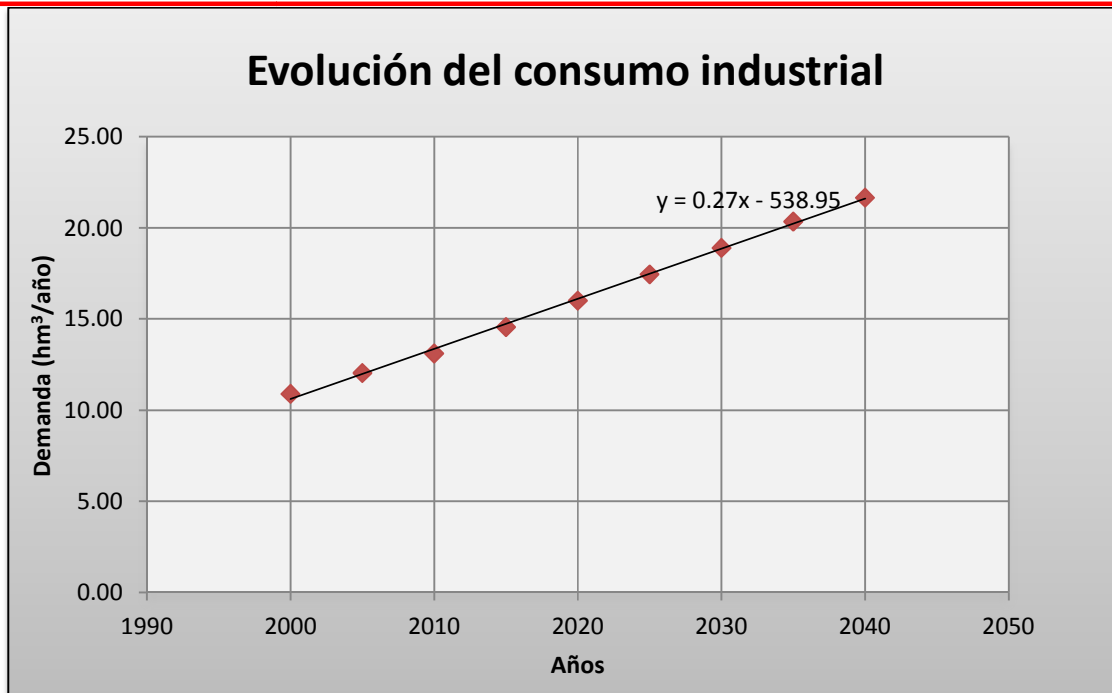


Gráfico 2-2: Evolución del consumo industrial

2.2.3 Agua elevada por OSE

Se cuenta con datos suministrados por OSE del agua elevada desde AACC, para el período 2007 – 2013, los cuales serán luego presentados en los gráficos de evolución de la demanda.

Año	Agua elevada desde AACC (hm³/año)
2007	207.6
2008	209.2
2009	207.6
2010	207.5
2011	209.7
2012	219.8
2013	216.8

Tabla 2-5: Agua elevada por OSE

2.2.4 Escenarios de evolución de la población considerados

Para el cálculo definitivo de la demanda del Área Metropolitana, se plantean diversos escenarios, a los efectos de poder evaluar cuál de los mismos podría representar la situación futura con mayor grado de exactitud.

Estos escenarios contemplan la posibilidad de que el nivel de pérdidas se mantenga constante (lo cual es algo que en el Área Metropolitana se ha constatado en los últimos años) y también contemplan la posibilidad de una reducción en las pérdidas (propuestas en el Plan Director):

En tanto, los escenarios son los siguientes:

- 1) Población de Montevideo proyectada linealmente, conservando la evolución de pérdidas estimadas en el Plan Director
- 2) Población de Montevideo proyectada linealmente, manteniendo el nivel de pérdidas constante (pérdidas efectivas en el año 1998, suministradas por OSE)
- 3) Población de Montevideo constante (censo del INE, año 2011), conservando la evolución de pérdidas estimadas en el Plan Director
- 4) Población de Montevideo constante (censo del INE, año 2011), manteniendo el nivel de pérdidas constante (pérdidas efectivas en el año 1998, suministradas por OSE)

Los escenarios 1) y 2) toman los valores que se observan en la siguiente tabla:

Año	Demanda Plan Director (hm ³ /año)	Demanda (informe presente, evolución de pérdidas del Plan Director) (hm ³ /año)	Demanda (informe presente con pérdidas constantes) (hm ³ /año)
2000	223.50	-	-
2005	242.30	-	-

2010	244.90	-	-
2015	251.10	227.94	242.2
2020	256.70	230.27	244.6
2025	259.60	232.35	246.7
2030	263.00	234.44	248.8
2035	269.30	237.2	251.7
2040	-	241.9	255.8

Tabla 2-6: Evolución de la demanda, escenarios 1 y 2

A continuación, la gráfica de los resultados:

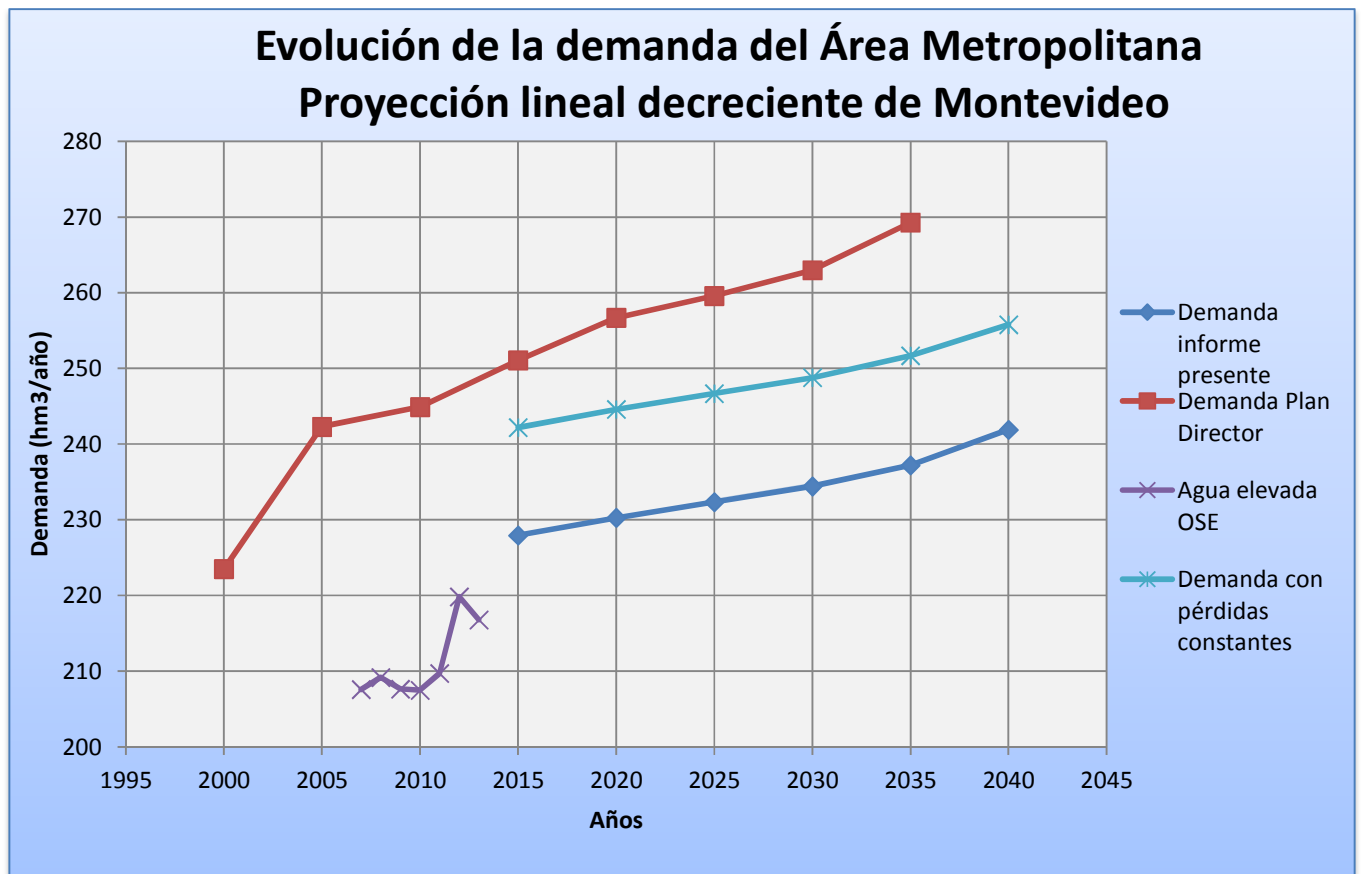


Gráfico 2-3: Evolución de la demanda, población de Montevideo decreciente

Los escenarios 3) y 4) toman los valores que se observan en la siguiente tabla:

Año	Demanda Plan director (hm ³ /año)	Demanda (informe presente, evolución de pérdidas del Plan Director) (hm ³ /año)	Demanda (informe presente con pérdidas constantes) (hm ³ /año)
2000	223.50	-	-
2005	242.30	-	-
2010	244.90	-	-
2015	251.10	229.1	243.4
2020	256.70	232.5	246.9
2025	259.60	235.6	250.2
2030	263.00	238.8	253.5
2035	269.30	242.6	257.4
2040	-	247.7	262.7

Tabla 2-7: Evolución de la demanda, escenarios 3 y 4

A continuación, la gráfica de los resultados:

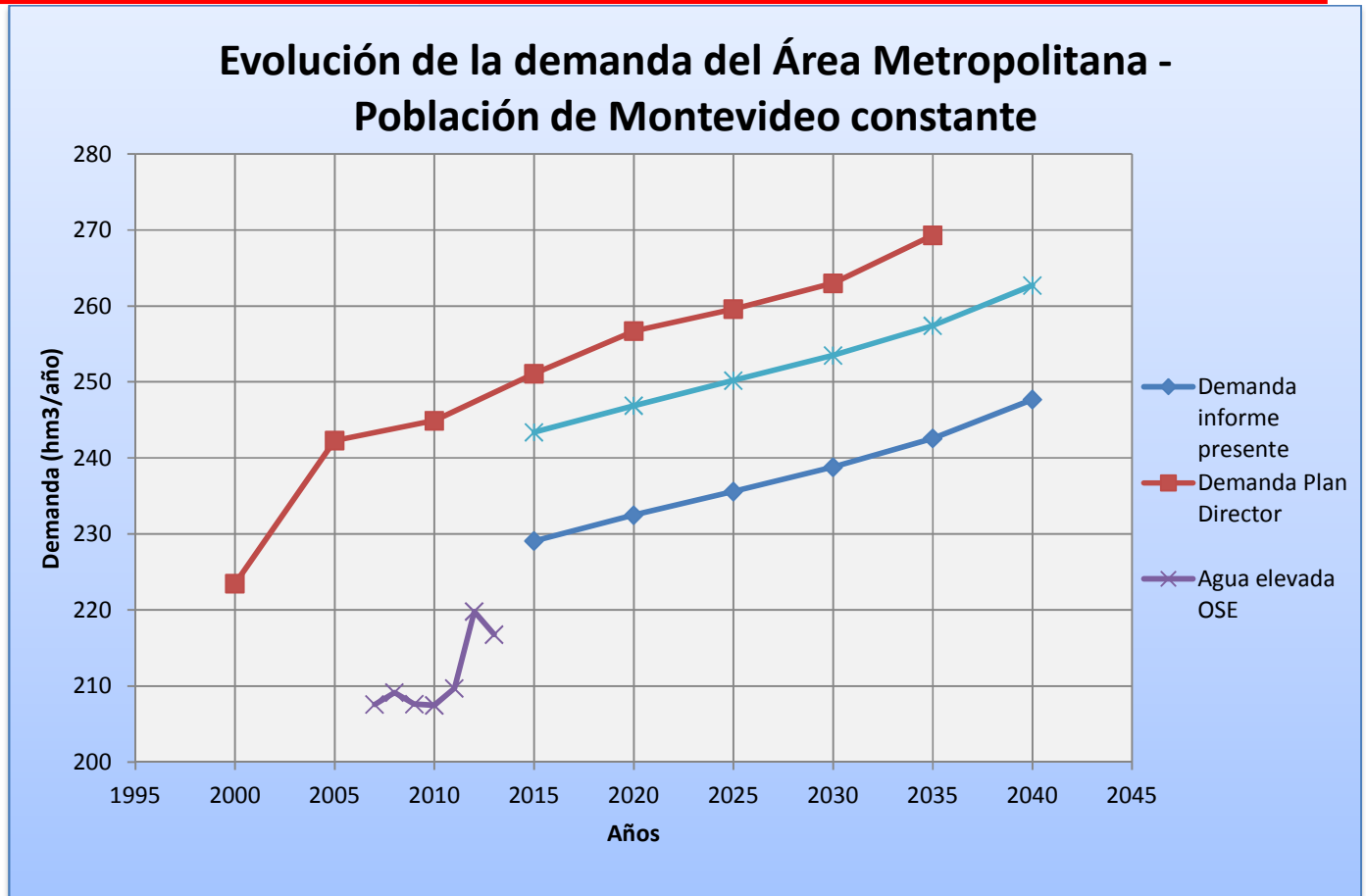


Gráfico 2-4: Evolución de la demanda, población de Montevideo constante

Analizando en conjunto los 4 escenarios, pueden realizarse las siguientes observaciones:

- En primera instancia, se observa un sustancial sobredimensionamiento por parte del Plan Director, lo cual se evidencia al comparar la proyección estimada en el mismo, con el agua efectivamente elevada desde AACC (datos reales suministrados por OSE). Este sobredimensionamiento, como ya fue expuesto, también se vio manifestado en la proyección del crecimiento de Montevideo
- En cuanto a la comparación entre la proyección efectuada en el Plan Director con la realizada en el presente informe, se observa una amplia diferencia entre las mismas, la cual también puede ser justificada por las diferencias obtenidas en las proyecciones de crecimiento poblacional de Montevideo

- En relación a la demanda calculada con pérdidas constantes, se observa que la misma toma valores intermedios entre las otras proyecciones y podría constituir el escenario más realista a futuro, dado que no se ha constatado en los últimos tiempos reducciones apreciables en las pérdidas. Este último argumento implicaría que los escenarios posibles serían el 2) y el 4)
- Se observa una diferencia del entorno del 10% entre el agua elevada por OSE y la demanda con pérdidas constantes. La diferencia se puede explicar considerando que el agua elevada por OSE mide la demanda real de la población, mientras que la demanda con pérdidas constantes supone Cpc para cada localidad, lo cual podría sobredimensionar levemente el consumo real.

A raíz de las observaciones anteriores, se considera que el escenario más probable -y que a su vez otorga márgenes de seguridad- es el número 2 (pérdidas constantes y comparación con el agua efectivamente elevada). Dicha decisión, se ampara en lo expuesto en el estudio de crecimiento poblacional de Montevideo, en el cual la población decrecerá hacia el año horizonte de proyecto.

En consecuencia, el valor estimado de demanda para el Área Metropolitana para el año 2040 es de: **255.8 hm³/año**

En virtud de que el tratamiento en la planta de Aguas Corrientes tiene una eficiencia cercana al 90%, se tiene finalmente que el volumen anual de agua que debe suministrarse a dicha planta es de: **281.4 hm³/año**

2.2.5 Evolución de la demanda

A continuación, la evolución de dicha demanda:

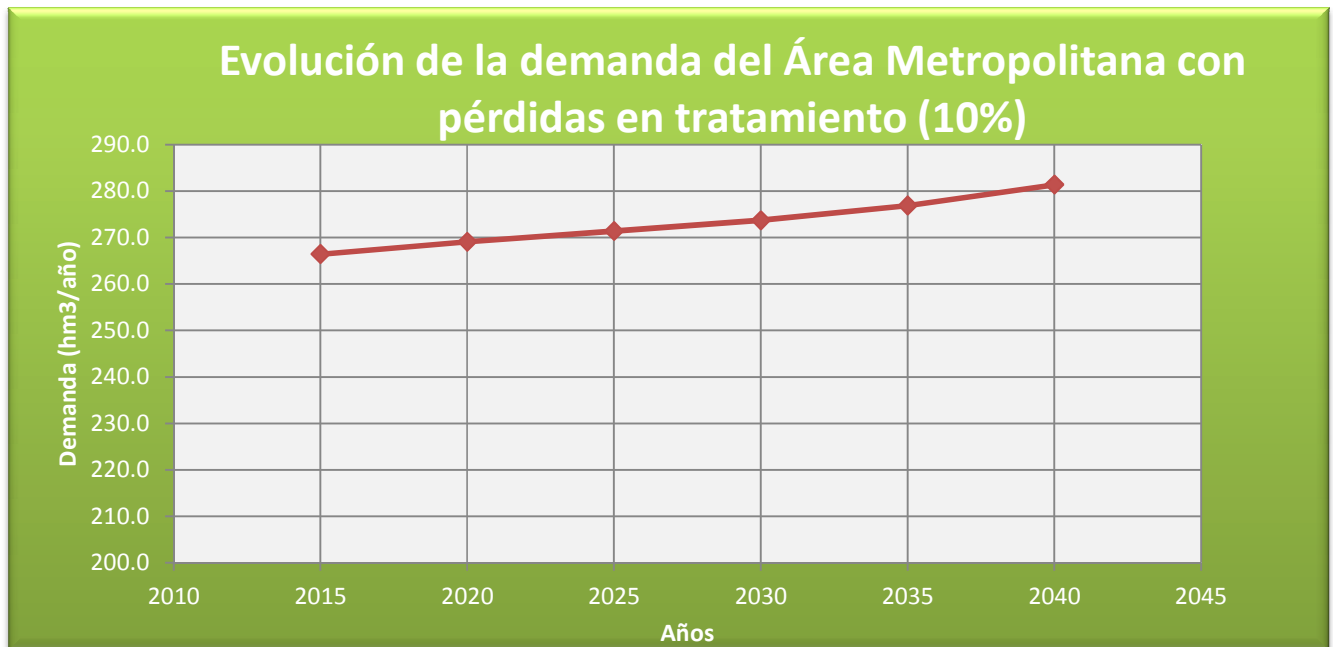


Gráfico 2-5: Evolución de la demanda del Área Metropolitana

2.3 Análisis de incidencia de pérdidas en la demanda pico

A continuación se expondrá un breve análisis de cómo podría reducirse la demanda a través de un plan de reducción de pérdidas (físicas y comerciales).

2.3.1 Destinos del agua aducida a Aguas Corrientes

- Agua elevada por Aguas Corrientes: Se compone del agua facturada y no facturada
- Agua facturada: se compone del consumo de hogares y consumo industrial
- Agua no facturada: se compone de las pérdidas físicas y pérdidas comerciales

En la siguiente figura se muestra cuál es el destino del agua que llega a Aguas Corrientes según datos obtenidos del Plan Director. En el mismo, se estima una pérdida del 46.4% del agua elevada, la cual representa un 42.2% del agua que ingresa a Aguas Corrientes.

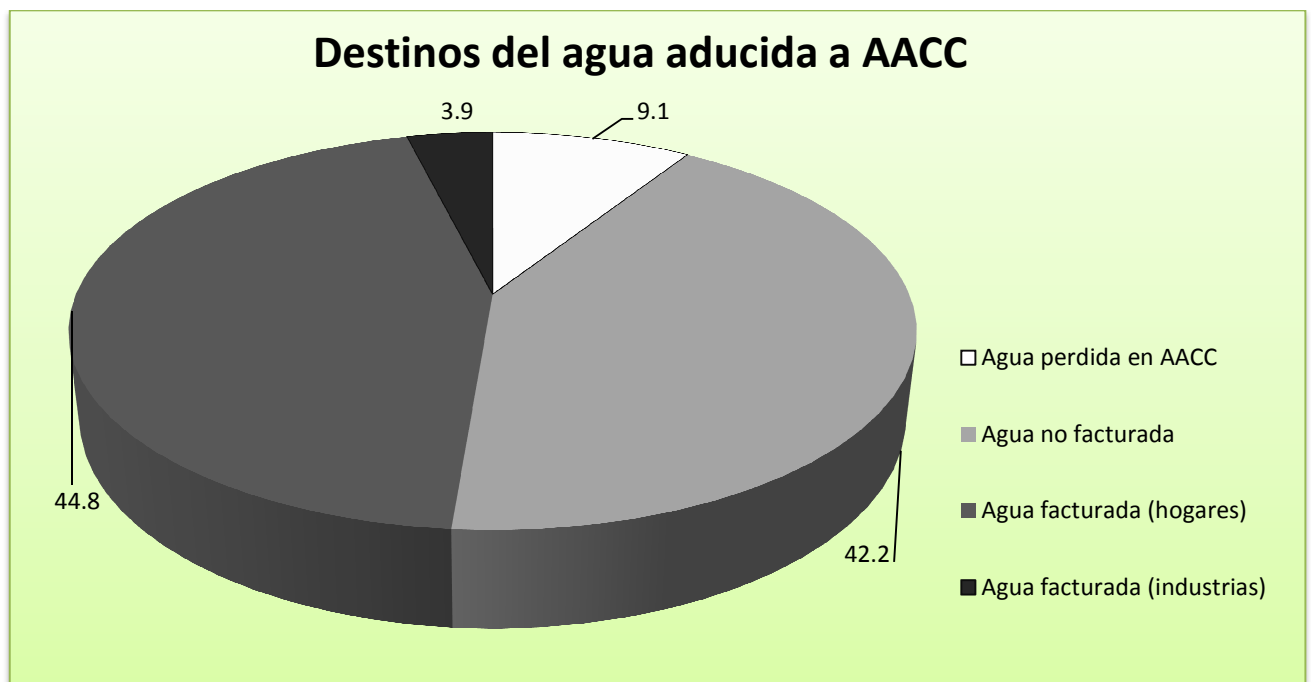


Gráfico 2-6: Destinos del agua aducida a Aguas Corrientes

Del gráfico anterior se observa que el agua no facturada más el agua perdida en AACC representa más del 50% del total del agua aducida a dicha planta, por lo

que podría estudiarse si hay posibilidad de satisfacer la demanda para el horizonte de proyecto con una mejora en la eficiencia del sistema. Dicho estudio no se realizará en profundidad en el marco del presente proyecto, dado que se encuentra fuera del alcance del mismo.

Actualmente el 8.7% de lo que se factura es consumo industrial.

El consumo industrial es relativamente pequeño comparado con el consumo de hogares, por lo que haber considerado un incremento lineal del mismo en la estimación de la demanda, no introduce un error considerable.

2.3.2 Destinos con reducción de pérdidas

En el gráfico siguiente se muestran los destinos del agua aducida a Aguas Corrientes considerando una reducción en las pérdidas (tanto comerciales como físicas) hasta un 20% del agua elevada.

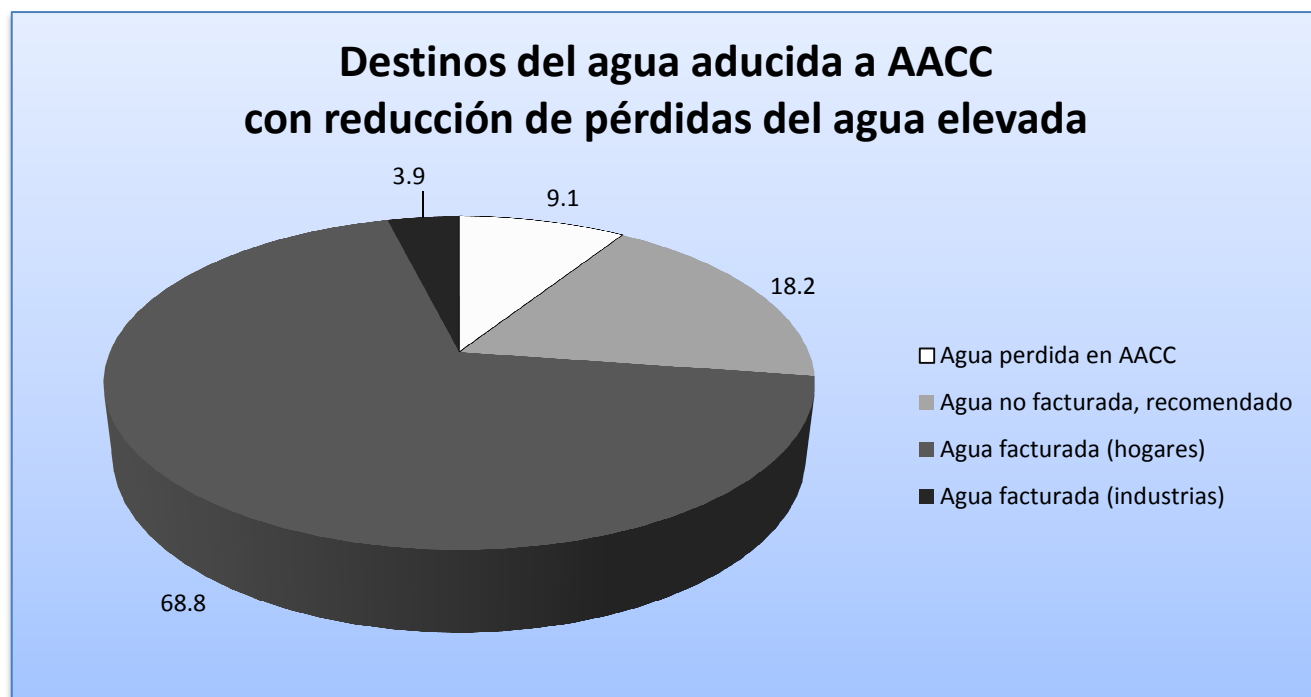


Gráfico 2-7: Destino del agua con reducción de pérdidas

Si resultase que fuera posible una reducción de pérdidas, la demanda actual -que es aproximadamente de $6.87 \text{ m}^3/\text{s}$ - pasaría a ser de $4.61 \text{ m}^3/\text{s}$, la cual podría

satisfacerse con la infraestructura existente sin necesidad del bombeo del remanso aguas abajo de Aguas Corrientes.

Como ya fue expuesto, para el año 2040 la demanda del Área Metropolitana - manteniendo el porcentaje de las 'pérdidas' actuales- sería aproximadamente de 9 m³/s. Si se adoptara el plan de reducción de pérdidas citado anteriormente, la demanda sería de 6 m³/s, por lo que se estaría en mejores condiciones respecto a la actualidad para lograr satisfacer la misma.

Para estos cálculos estimativos se tuvo en cuenta la relación entre aguas facturadas antes de la aplicación del plan de reducción de pérdidas y las aguas facturadas luego de concluido dicho plan.

3 Umbrales de servicio, fallas y riesgos asociados

3.1 Concepto

A los efectos de estudiar el comportamiento del sistema de abastecimiento de agua al área metropolitana, a través de la regulación de caudales en la cuenca del río Santa Lucía, se introducirán los conceptos de 'Garantía', 'Fallo' y 'Umbral de Fallo'.

Dichos conceptos son novedosos en nuestro país en cuanto a su aplicación a los sistemas de distribución de agua potable y, su aplicación, es considerada necesaria a los efectos de un mayor control cuantitativo de los recursos hídricos.

3.1.1 Fallo

Inicialmente, debe definirse el concepto de Fallo. En cuanto al mismo, se dice que un sistema se encuentra 'en Fallo' o que el sistema 'Falló', cuando -en el caso de estudio- el volumen de agua actual embalsado en el sistema ha descendido por debajo de un cierto nivel. Es en este nivel en el que las autoridades sanitarias consideran que se entró en una instancia de contingencia o 'Riesgo'.

El concepto de riesgo -en su sentido amplio- denota la probabilidad de ocurrencia de algún daño.

Este riesgo implica entonces, en lo que respecta al abastecimiento de agua por parte de un cierto sistema, la señal de que se está ante una considerada probabilidad de que las necesidades hídricas no logren ser satisfechas, ya sea parcial o totalmente.

En síntesis, se puede decir que un sistema falla cuando el volumen embalsado en el sistema desciende a un nivel tal que existe un margen certero de probabilidad para que la demanda de agua no pueda ser garantida con confiabilidad. A su vez, debe especificarse que se define un año de falla, cuando al menos un día de ese año el sistema falló.

3.1.2 Umbral de Fallo

Este nivel de agua es definido propiamente como 'Umbral de Fallo', ya que éste es justamente el valor límite entre la situación de inminente contingencia y la de

seguridad de abastecimiento. En la práctica, este nivel es asociado con un volumen, también llamado 'Volumen de Reserva'.

Correspondería a las autoridades sanitarias -en nuestro caso OSE- fijar este Volumen de Reserva, el cual debe ser comprendido como un volumen que logre atender las demandas hídricas durante un período determinado, ante el eventual caso de ocurrencia de una sequía extrema, esto es, prescindiendo de una definición rigurosa para este último término, un período extendido sin lluvias.

3.1.3 Garantía

Por último, resta definir el concepto de 'Garantía de Abastecimiento'. El mismo, que también responde a un concepto probabilístico, significa la probabilidad de no ocurrencia de Fallos en el sistema. Para un sistema en particular, una vez definido el Volumen de Reserva, la Garantía de Abastecimiento puede calcularse del siguiente modo:

$$G = 1 - \frac{N^{\circ} \text{ Fallos Anuales}}{\text{Longitud de la Serie Temporal en años}}$$

En tanto, para el caso de un sistema en el cual durante 100 años de funcionamiento, sólo 1 año falló, puede decirse que el mismo presentó -y presentará suponiendo la demanda constante y que la serie de aportes se repita- una Garantía del 99%.

3.2 Valores adoptados de umbrales de falla y garantía

Para el sistema en estudio, se propone en el presente proyecto una Garantía del 98% (lo cual significa un fallo cada 50 años) y un Volumen de Reserva de 60 días, siguiendo así los lineamientos que se adoptan en distintas confederaciones hidrográficas de ríos en España. El volumen citado, a efectos de fijar ideas, se repartirá entre los Embalses de Paso Severino, Canelón Grande y el embalse necesario para satisfacer las necesidades en el horizonte de proyecto, en forma proporcional a sus volúmenes. Esto es, la importancia del volumen reservado radica en sí misma y no en su procedencia.

Al margen de lo expuesto, corresponde manifestar que planificaciones más realistas implicarían la definición de una serie de umbrales o volúmenes, a partir de los cuales la autoridad sanitaria pueda actuar, en primera instancia, en forma

preventiva (por ejemplo, solicitando la reducción del consumo voluntariamente por parte de la población), luego en una segunda instancia actuando en forma coercitiva (por ejemplo, imponiendo gravámenes a los consumos desmedidos y reduciendo la facturación de los consumidores responsables) y, en última instancia, actuando en forma forzosa (por ejemplo, realizando cortes programados en el suministro). En estas últimas instancias la autoridad sanitaria también deberá contar con planes de monitoreo adecuados, dada la posible afectación de la calidad del agua en condiciones de estiaje y los bajos volúmenes embalsados que podrían potenciar el proliferamiento de plantas acuáticas.

En el capítulo siguiente se utilizarán los valores anteriores (Garantía de 98% y Reserva de 60 días) a los efectos de analizar el comportamiento -ante estas nuevas exigencias a cumplir- de la infraestructura actual sometida a la demanda actual y a la demanda proyectada, así como para determinar el volumen necesario a embalsar que logre satisfacer las necesidades futuras con estos márgenes de seguridad.

Para la demanda proyectada al horizonte, la cual es de 281.4 hm³/año, el volumen de reserva necesario que se deberá tener -adoptando el valor de 60 días de suministro seguro- será, en consecuencia, de 46.3 hm³.

4 Modelo de balance hídrico primario

4.1 Generalidades

Con el objetivo de determinar el nivel de satisfacción de la demanda (actual y en fin de proyecto, para el nivel de garantía establecido), para distintos escenarios (actual y fin de proyecto), se realizará un balance hídrico primario en la cuenca de Aguas Corrientes.

Es un hecho que, actualmente -en general- no hay escasez de agua, salvo en períodos secos importantes donde se solicita a la población a realizar un uso más responsable de la misma. Esto se logra, en parte, por la existencia de un bombeo desde aguas abajo de la represa de Aguas Corrientes que cubre el faltante de agua en caso de necesidad. Se debe evitar al máximo posible dicho bombeo ya que, en ocasiones, el agua elevada desde el remanso presenta elevado grado de intrusión salina debido a la incidencia del Río de la Plata. Por tanto, este modelo primario será implementado evaluando la situación actual considerando el uso del bombeo de las aguas del remanso y, también, prescindiendo del mismo.

Debe establecerse a priori, sintéticamente el concepto de caudal ecológico, el cual puede definirse como el caudal que debe circular por un río para que éste pueda conservar sus valores ecosistémicos. Para su cuantificación deben tenerse en consideración -entre otras variables- los ecosistemas presentes, al margen de que también existen metodologías basadas exclusivamente en aspectos hidrológicos de la cuenca de aporte. Es por ello que se entiende que la cuantificación de este caudal supera el alcance del proyecto, pero es pertinente recalcar que aguas debajo de cada represa se debería permitir circular este caudal.

En consecuencia, el caudal ecológico no será cuantificado y el caudal que se permitirá circular aguas debajo de las represas será el correspondiente al de estiaje, el cual ya no refleja necesidades ecosistémicas, sino un valor estadístico frecuencial.

El caudal de estiaje será estimado considerando un caudal específico de **0.4 L/s/km² de cuenca**. El valor de 0.4 L/s/km² surge a partir de cuencas aforadas, y corresponde al 80% en la curva de frecuencias, es decir, este caudal específico es superado el 80% del tiempo.

Asimismo, los modelos serán implementados evaluando la situación actual con caudal de estiaje y sin el mismo.

Para cada modelo implementado -en sus distintas configuraciones- se realizará un estudio de la evolución de los niveles de garantía -con la infraestructura existente- para distintas demandas de OSE.

Como caso particular se presenta el estudio de la situación en el año horizonte de proyecto (2040), que implica un aumento de la demanda para el abastecimiento del Área Metropolitana. Se propone para el mismo la evaluación con la infraestructura actual -para determinar las consecuencias de no realizar ninguna obra- y, en caso de que dicha evaluación arroje como resultado la necesidad de tomar medidas para atender la problemática (como es claramente de esperarse), se determinará el volumen a embalsar que satisfaga la demanda para el año 2040 considerando el caudal de estiaje y sin tener en cuenta el aporte del bombeo aguas abajo de Aguas Corrientes.

4.2 Información utilizada para el modelo

4.2.1 Hidrología

4.2.1.1 Estaciones de aforo

Se cuenta con el 'Inventario Estaciones Santa Lucía' de DNH, en el cual se listan las estaciones de aforo dentro de la cuenca en cuestión, cada una de ellas con su ubicación, cuenca asociada, longitud de serie de datos, etc. A continuación se muestran las estaciones de interés, con su ubicación y cuenca asociada.

Estación	Curso de agua	Coordenadas latitud Sur (gg mm)	Coordenadas longitud oeste (gg mm)	Cuenca (Km ²)	Caudal estiaje ¹ (m ³ /s)
Aguas Corrientes	Río santa lucía	34 31	56 24	9,139	3.66
Paso Pache	Río santa lucía	34 22	56 15	4,916	1.97
Paso Severino	Río santa lucía chico	34 16	56 18	2,492	1.00
Florida	Río santa lucía chico	34 06	56 12	1,750	0.70
Canelón Grande	Canelón Grande	34 27	56 16	284	0.12

Tabla 4-1: Datos de estaciones de aforo

En la siguiente figura se muestran las cuencas asociadas a las estaciones en cuestión generadas en ArcGIS:

¹ Se calcula considerando 0.4 L/s/km² de cuenca

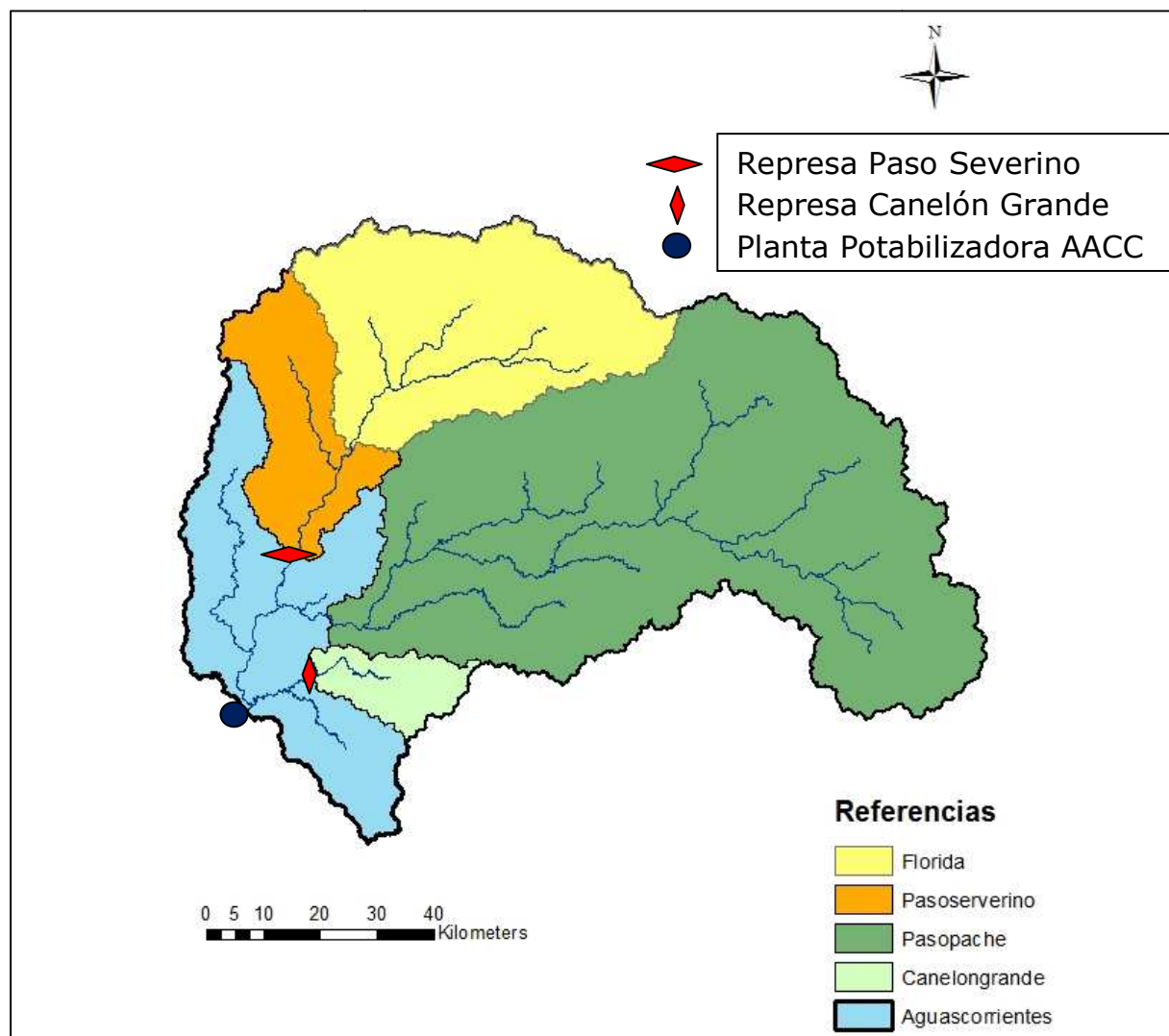


Figura 4-1: Cuencas asociadas a las estaciones de aforo

4.2.1.2 Embalses existentes

	Canelón Grande	Paso severino
Volumen embalse (hm³)	22.5	75
Volumen no utilizable (hm³)	10.5	9
Volumen útil (hm³)	12	66
Caudal de estiaje (hm³/día)	0.01	0.086

Tabla 4-2: Datos de embalses existentes

4.2.1.3 Datos de aforo

Para la implementación de los modelos, se cuenta con registros diarios de caudal en las cuencas de Florida y Paso Pache. El período de registros comprende los años 1983 a 2011 y la fuente de los mismos es DINAGUA.

Durante la serie histórica se encontraron algunos días aislados en los que no había registro, por lo que se procedió a considerar el promedio entre los días adyacentes para completar la serie histórica.

Se entiende que dichas series -en cuanto a su longitud- son apropiadas para ser utilizadas en los modelos, dada su apreciable extensión. Asimismo, se observa que las mismas cuentan con períodos secos de gran relevancia en los últimos años, los cuales podrían garantizar obtener resultados con cierto margen de seguridad si es que dichas instancias no se repiten -o incluso- se superan en el futuro, lo cual no podría predecirse no sólo debido a la intensa variabilidad climática que se ha manifestado en los últimos años, sino a la inherente cualidad estocástica que presentan las variables climatológicas.

4.2.2 Topografía

Se cuenta con un Modelo Digital del Terreno (MDT) extraído del SIG del RENARE, así como con las cartas del SGM. Sin embargo, será utilizado exclusivamente el MDT dadas las prestaciones que ofrece el mismo en el uso del software ArcGIS.

4.3 Descripción del modelo

El mismo es un modelo de balance hídrico diario que considera la regulación de aportes por parte de los embalses de Paso Severino y Canelón Grande. Como sólo se dispone de datos de caudal para las cuencas aforadas mencionadas anteriormente, se procede a realizar una ponderación por áreas de las mismas para estimar los caudales que ingresan a los embalses de Paso Severino y Canelón Grande.

A continuación se muestra una parte del modelo realizado en Excel, con una posterior descripción leve del mismo.

Fecha	Q hacia AACC salvo PS y Canelón Grande	Q entrada PS	Demanda AACC	Almacenamiento actual útil PS	Q vertido PS	Q PS para cubrir demanda	Q entrada Canelón Grande	Almacenamiento actual útil Canelón Grande	Q vertido Canelón Grande	Q Canelón Grande para cubrir demand
	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día
01/01/1983	0,071	0,027	1,180	66,000	0,000	0,928	0,003	12,000	0,000	0,111
02/01/1983	0,071	0,027	1,180	65,100	0,000	0,928	0,003	11,075	0,000	0,928
03/01/1983	0,071	0,027	1,180	64,199	0,000	0,928	0,003	10,151	0,000	0,928
04/01/1983	0,071	0,027	1,180	63,299	0,000	0,928	0,003	9,226	0,000	0,928
05/01/1983	0,071	0,027	1,180	62,398	0,000	0,928	0,003	8,301	0,000	0,928
06/01/1983	0,071	0,027	1,180	61,498	0,000	0,928	0,003	7,377	0,000	0,928
07/01/1983	0,071	0,027	1,180	60,598	0,000	0,928	0,003	6,452	0,000	0,928
08/01/1983	0,071	0,027	1,180	59,697	0,000	0,928	0,003	5,527	0,000	0,928
09/01/1983	0,071	0,027	1,180	58,797	0,000	0,928	0,003	4,603	0,000	0,928
10/01/1983	0,071	0,027	1,180	57,896	0,000	0,928	0,003	3,678	0,000	0,928

Tabla 4-3: Resumen del modelo de balance hídrico

Referencias:

‘Q hacia AACC salvo PS y Canelón Grande’: Caudal diario que llega a Aguas Corrientes perteneciente a la porción de su cuenca no regulada. Éste es estimado con proporcionalidad de cuencas, considerando los datos de aforo de Paso Pache.

‘Q entrada PS’: Caudal de ingreso al embalse de Paso Severino, estimado por proporcionalidad de cuencas, considerando la cuenca aforada de Florida.

‘Demanda AACC’: Demanda de la planta de Aguas Corrientes más el caudal de estiaje en dicho punto.

‘Almacenamiento actual útil PS’: Volumen almacenado en Paso Severino.

‘Q vertido PS’: Caudal erogado por el vertedero de excedencias de Paso Severino, una vez que se supera el volumen útil del mismo.

'Q PS para cubrir demanda': Caudal regulado por Paso Severino para cubrir la demanda de Aguas Corrientes. Se determina considerando por un lado que se debe mantener el caudal de estiaje en el caso que no haya vertido suficiente y, por el otro, debe cubrir lo que la cuenca no regulada de AACC no logra satisfacer de la demanda. Para este último caso, se considera que el caudal que aportan Paso Severino y Canelón Grande es proporcional al volumen útil de cada embalse.

'Q entrada Canelón Grande': Caudal de ingreso al embalse de Canelón Grande, estimado por proporcionalidad de cuencas, considerando la cuenca aforada de Paso Pache.

'Almacenamiento actual útil Canelón Grande': Volumen almacenado en Canelón Grande.

'Q vertido Canelón Grande': Caudal erogado por el vertedero de excedencias de Canelón Grande, una vez que el volumen del embalse supera el volumen útil del mismo.

'Q Canelón Grande para cubrir demanda': Caudal regulado por Canelón Grande para cubrir la demanda de Aguas Corrientes.

4.4 Resultados de la modelación

4.4.1 Evaluación de la situación actual con y sin caudal de estiaje

Como se mencionó anteriormente, se analizará la situación actual del abastecimiento al Área Metropolitana, teniéndose en cuenta las siguientes consideraciones que a continuación serán expuestas.

4.4.1.1 Análisis considerando caudal de estiaje (con y sin remanso)

- En la demanda por parte de OSE para el abastecimiento, se tienen en cuenta las pérdidas en la planta de AACC por lavado de filtros, purgado y limpiezas de unidades, las cuales representan un 10% del caudal que efectivamente ingresa a la planta. Es decir, el caudal en AACC que debe garantizarse corresponde a las necesidades hídricas de la población junto a un 10% de ese valor, por pérdidas en el tratamiento. Este caudal total será el finalmente asociado como 'demanda de OSE'.

- Umbral de fallo: reserva de 60 días de demanda de OSE.
- El caudal del bombeo del remanso es de aproximadamente 1 m³/s. Para este estudio preliminar, este caudal se le restará a la demanda directamente. Sin embargo, es pertinente aclarar que, en la práctica, el bombeo se utiliza en caso de necesidad y no de forma continua.
- El caudal de estiaje se calcula considerando 0.4 L/s/km² de cuenca.

	Demanda OSE (m³/s)	Garantía	Cantidad de días por debajo de reserva mínima	Total de días con embalses vacíos
Sin bombeo remanso	7.7	55%	12.0%	19 de 10,000
Con bombeo remanso	6.7	69%	5.8%	9 de 10,000

Tabla 4-4: Resultados situación actual con caudal de estiaje (con y sin remanso)

Se observa que, actualmente, los niveles de garantía se encuentran lejanos a la meta propuesta para sistemas de abastecimiento a grandes poblaciones (98%), tanto con bombeo como sin el mismo. Adicionalmente, se visualizan días en que los embalses se encuentran vacíos. En la realidad esto no ocurre, puesto que ante casos de tal entidad no se permitiría -con cierta antelación- la circulación hacia aguas abajo de Aguas Corrientes del caudal de estiaje, el cual representa, aproximadamente, el 50% de la demanda de OSE.

Debe remarcarse que, a su vez, al no tener OSE una política rigurosa de umbrales de alerta, los episodios de exhortación a la población de un uso responsable del agua y eventuales cortes de suministro no son tan frecuentes como quizá lo debieran ser, dada la escasa regulación de los aportes en la cuenca del río Santa Lucía en AACC y el sostenido crecimiento de la demanda.

Cabe destacar que existen actualmente problemas de calidad de agua (asociados a un nivel bajo de reservas y al aporte por escorrentía de nutrientes provenientes de diversas fuentes, entre otros), como ser el crecimiento de algas por aparición de zonas lénticas en el río. Dichas zonas no existirían en caso de niveles de reserva elevados ya que se utilizaría parte de la misma para realizar un 'lavado' del curso de agua y, de esta forma, no favorecer el crecimiento de algas, el cual trae complicaciones al momento del tratamiento.

Para determinar el volumen que estaría faltando para satisfacer la demanda actual y cumplir con un nivel de garantía superior al 98% con una reserva mínima de 60 días de demanda -no considerando el bombeo del remanso y permitiendo el pasaje del caudal de estiaje- **se considera -a efectos simplificativos de cálculo- un incremento en el volumen del embalse de Paso Severino en el modelo hasta lograr el citado nivel de garantía.**

El modelo indica que, **permitiendo la totalidad del tiempo el pasaje del caudal de estiaje aguas abajo de AACC y suprimiendo el bombeo del remanso por su salinidad, con la infraestructura y la demanda actual, estarían faltando 75 hm³ de reserva para satisfacer el nivel de garantía propuesto.**

4.4.1.2 Análisis sin considerar el caudal de estiaje (con y sin remanso)

Se presentan a continuación los resultados obtenidos en la modelación:

	Demanda OSE (m ³ /s)	Garantía	Cantidad de días por debajo de reserva mínima	Total de días con embalses vacíos
Sin bombeo remanso	7.7	93%	1%	0
Con bombeo remanso	6.7	100%	0.0%	0

Tabla 4-5: Resultados situación actual sin caudal de estiaje (con y sin remanso)

Puede observarse cuán determinante es el pasaje del caudal de estiaje, puesto que si éste fuese omitido se alcanzarían niveles de garantía extremadamente superiores. Sin embargo, **es claro que analizar esta situación -desestimación del caudal de estiaje- es a efecto meramente ilustrativo, puesto que no es una alternativa válida en lo absoluto, al margen de que, como ya ha sido expuesto, este caudal no representa el ecológico.**

Se observa que los niveles de garantía son considerablemente mejores que teniendo en cuenta el caudal de estiaje, incluso llegando al 100% con el bombeo del remanso. Los embalses no se vacían durante todo el período considerado.

4.4.2 Evaluación de la situación actual para distintas demandas

Con el fin de estudiar la evolución que tendrá el sistema de abastecimiento con la infraestructura actual, se presentan a continuación los resultados del modelo para distintas demandas.

4.4.2.1 Infraestructura actual considerando el caudal de estiaje

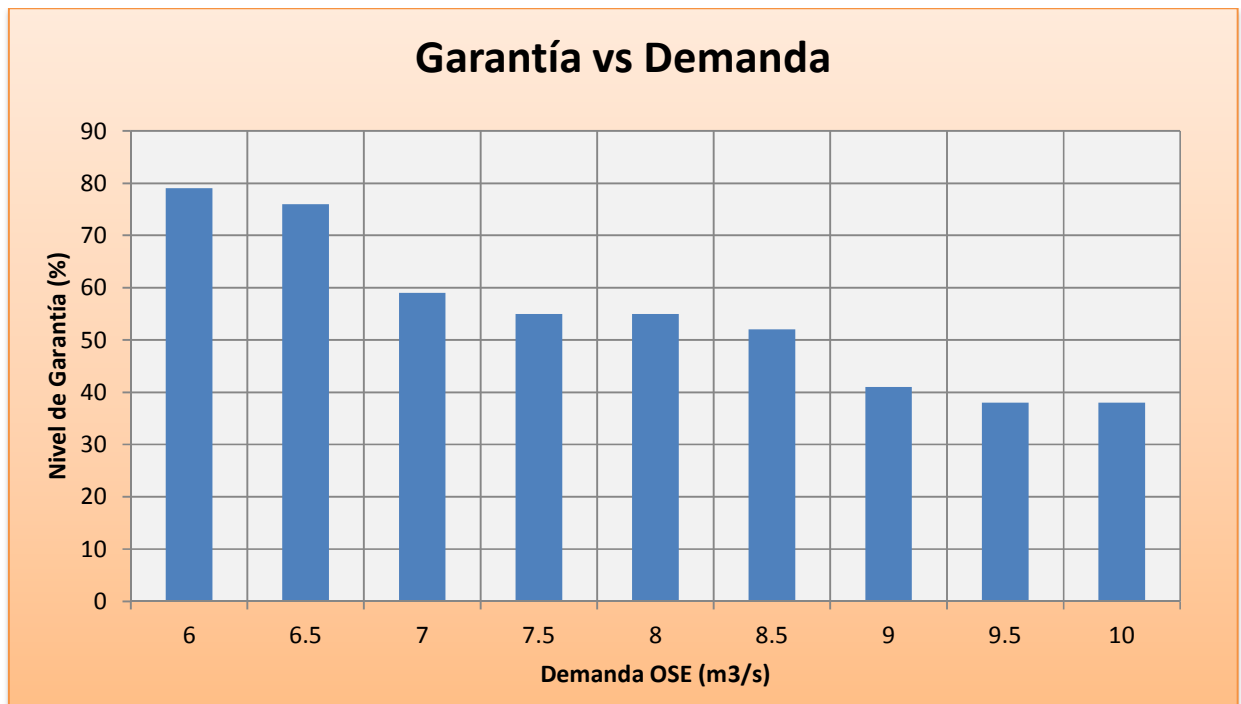


Gráfico 4-1: Evolución de la garantía para distintas demandas con caudal de estiaje

Como es de esperarse, el nivel de garantía disminuye con el aumento de la demanda.

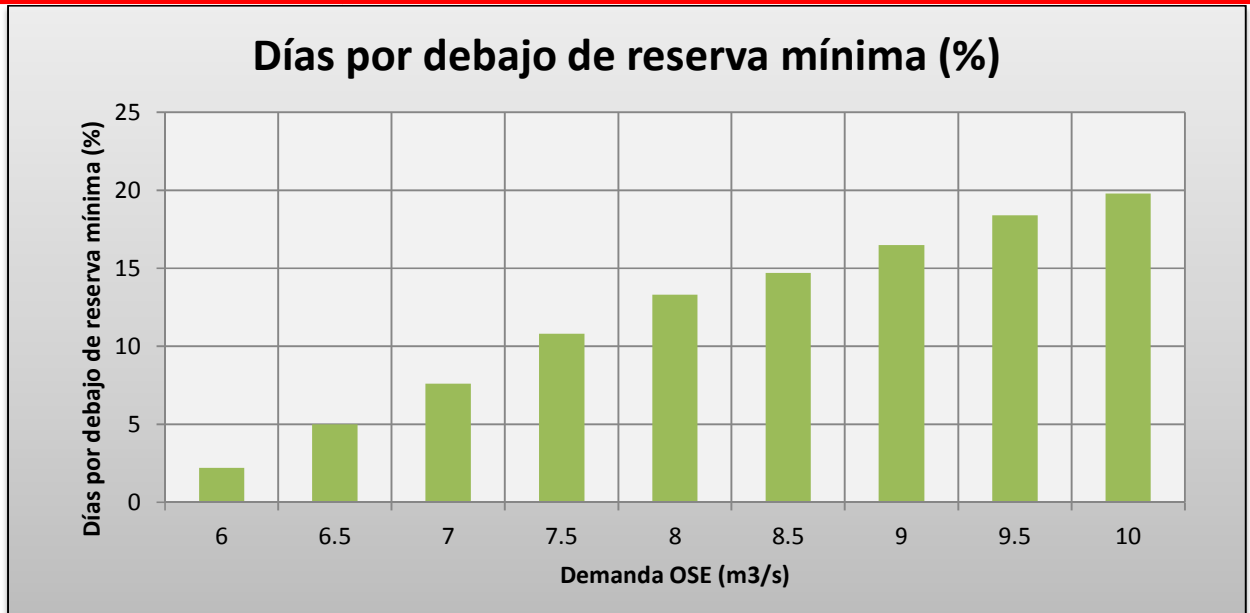


Gráfico 4-2: Días por debajo de reserva mínima para distintas demandas con caudal de estiaje

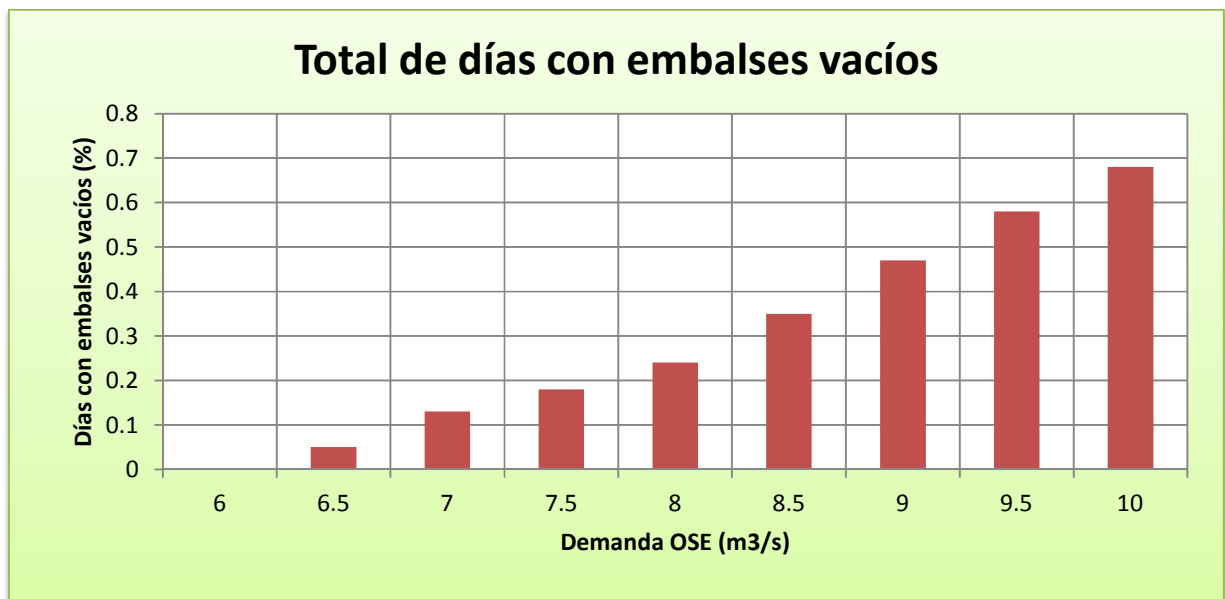


Gráfico 4-3: Días con embalses vacíos para distintas demandas con caudal de estiaje

4.4.2.2 Infraestructura actual sin considerar el caudal de estiaje

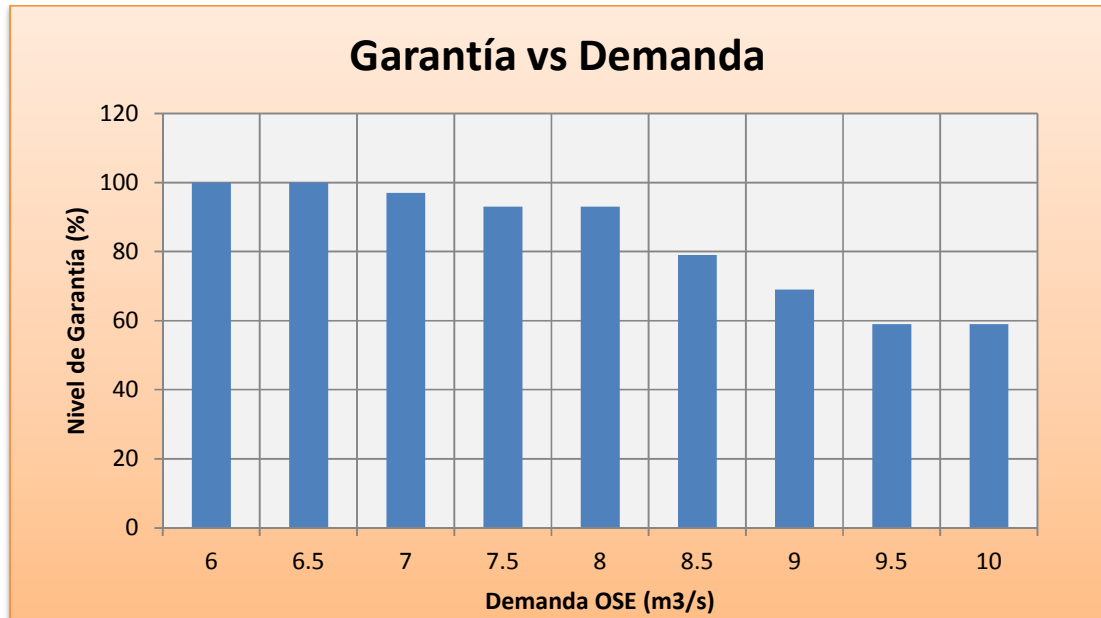


Gráfico 4-4: Evolución de la garantía para distintas demandas sin caudal de estiaje

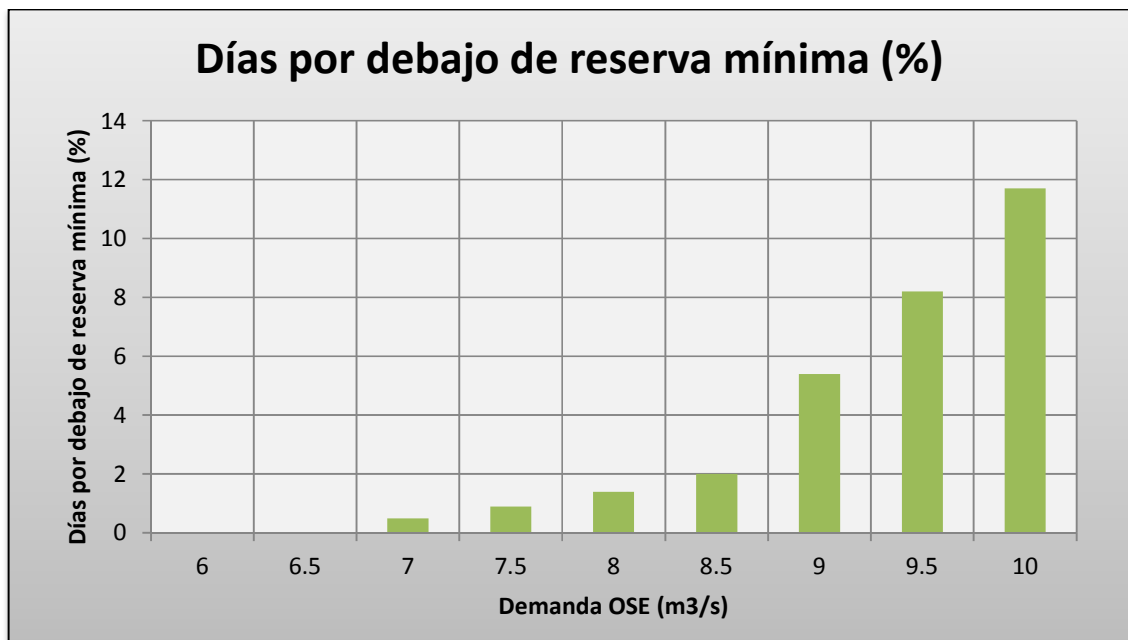


Gráfico 4-5: Días por debajo de reserva mínima para distintas demandas sin caudal de estiaje

No se presenta el gráfico de total de días con embalses vacíos (cada 10000 días), puesto que para todas las demandas, los embalses en ningún momento son vaciados.

Nuevamente, se observa la incidencia del caudal de estiaje en los distintos guarismos.

4.4.3 Evaluación año horizonte de proyecto (2040)

4.4.3.1 Evaluación con infraestructura actual sin bombeo del remanso y considerando el caudal de estiaje

Nivel de Garantía	41%
Cantidad de días por debajo de la reserva mínima	16.1%
Total de días con embalse vacío	0.45%

Tabla 4-6: Resultados del modelo con infraestructura actual para el año 2040 sin remanso

4.4.3.2 Evaluación con infraestructura actual con bombeo del remanso y considerando el caudal de estiaje

Nivel de Garantía	55%
Cantidad de días por debajo de la reserva mínima	13%
Total de días con embalse vacío	0.22%

Tabla 4-7: Resultados del modelo con infraestructura actual para el año 2040 con remanso

Puede evidenciarse que, de no tomar algún tipo de medida y suponiendo que no se bombeara las aguas del remanso por su calidad, se estaría en una situación comprometida en la cual aproximadamente dos días al año los embalses se vaciarían, con los efectos inmediatos que ello implicaría en la población afectada.

4.4.4 Volumen a embalsar para satisfacer demanda futura con 98% de garantía y 60 días de reserva

Mediante el modelo hídrico se determina que, para lograr evitar el escenario futuro de desabastecimiento y, a su vez, ofrecer una garantía de suministro del 98% con una reserva de 60 días, prescindiendo del bombeo del remanso, se debe implementar un nuevo represamiento, con un embalse de 102 hm³.

4.5 Conclusiones finales

Las mismas se mostrarán en forma esquemática para facilitar su comprensión.

	CÁLCULO DE GARANTÍA			
	INFRAESTRUCTURA: ACTUAL (PASO SEVERINO & CANELÓN GRANDE)			
	DEMANDA: ACTUAL (8 m³/s)			
	¿Con Q Estiaje?			
	Sí		No	
	¿Con Q Remanso?			
	Sí	No	Sí	No
	69%	55%	100%	93%
	Necesidad de crear infraestructura para el caso: '¿Con Q Estiaje? = Sí' & '¿Con Q Remanso? = No'			
	IMPONIENDO:	Reserva: 60 días de demanda actual		
Garantía: 98%				
RESULTADO:	Volumen embalse: 75 hm³			

Tabla 4-8 Cálculo de garantía (infraestructura y demanda actual)

Se aclara que la serie histórica utilizada en el modelo (29 años), no permite obtener garantías del 98% exactamente ya que se requiere mayor cantidad de años de medición. Esto es por la forma de cálculo de la garantía explicada anteriormente. Por lo que se considera como volumen del embalse el primer volumen que cumple con garantía 100%.

Claramente se observa que con la infraestructura actual y la demanda actual, suponiendo el pasaje del caudal de estiaje así como el no uso del agua del remanso -lo cual es lo recomendado-, necesariamente se estará en condiciones de baja garantía, por lo que debería embalsarse un volumen de 75 hm³

Sin embargo, el objeto del presente proyecto es dotar al área metropolitana para sus necesidades en el 2040, por lo que el análisis debe realizarse precisamente con la demanda en el horizonte del proyecto y ya asumiendo el cumplimiento de permitir el pasaje del caudal de estiaje. Los resultados se muestran a continuación.

	CÁLCULO DE GARANTÍA	
	INFRAESTRUCTURA: ACTUAL (PASO SEVERINO & CANELÓN GRANDE)	
	DEMANDA: AÑO 2040 (8.9 m³/s)	
	¿Con Q Estiaje?	
	Sí	
	¿Con Q Remanso?	
	Sí	No
	55%	41%
	Necesidad de crear infraestructura para el caso: '¿Con Q Estiaje? = Sí' & '¿Con Q Remanso? = No'	
IMPONRIENDO:	Reserva: 60 días de demanda actual	
	Garantía: 98%	
RESULTADO:	Volumen embalse: 102 hm ³	

Tabla 4-9 Cálculo de garantía (infraestructura actual y demanda futura)

Como se observa, aún bombeando las aguas del remanso se estará en el año 2040 en condiciones de baja garantía. Es necesario dotar a la cuenca del Río Santa Lucía de una presa de embalse de aproximadamente 102 hm³.

5 Estudio de localizaciones viables para la reserva de agua

5.1 Principales criterios adoptados

Los criterios principales a tener en cuenta al momento de realizar el mencionado estudio, son los siguientes:

- La presa no debe ubicarse en lugares donde existan viviendas con ocupación permanente o instalaciones industriales próximas al cauce (aguas abajo), como medida precautoria ante una eventual falla en la estructura.
- La ubicación debe ser tal que no genere grandes áreas de inundación (dado el costo implícito en tierras a expropiar y la elevada evaporación) y a su vez, en caso de que el embalse tenga baja profundidad, se puede beneficiar el crecimiento de algas que podrían afectar la calidad del agua e incrementar los costos en su tratamiento.
- Son recomendados sitios en los cuales la sección transversal del valle presenta pendientes laterales pronunciadas, de modo que con un dique de pequeño volumen se puede maximizar el volumen de almacenamiento.
- La disponibilidad de material aceptable para la construcción de la represa es otro factor muy importante en la selección del sitio. Hay una relación directa entre la disponibilidad de materiales en el sitio y el diseño de la sección de la presa a construir. este diseño debe optimizar el uso de los materiales disponibles en la cercanía del sitio elegido.
- Es recomendable que los suelos en la zona a inundar tengan un horizonte impermeable de espesor suficiente para prevenir una excesiva infiltración.

5.2 Sitios potenciales de reserva de agua – Plan Director de OSE

Dado el volumen estimado necesario a embalsar para satisfacer las necesidades del área metropolitana (102 hm^3), según antecedentes históricos (Plan Director de OSE) se procedió a analizar como posibles localizaciones para el embalse la región 'Picada de Almeida' (ubicada sobre el A° Santa Lucía) y la cuenca del A° Casupá, ya que son las únicas localizaciones que podrían almacenar el citado volumen en la cuenca del Santa Lucía y en las hipótesis de este proyecto.

	Nombre	Curso de agua	Volumen útil
Sitios Potenciales	Picada de Almeida	Santa Lucía	250 Mm^3
	La Picada	A° Casupá	100 Mm^3
	Los Padres	Los Padres	8 Mm^3
	Mosquitos	Mosquitos	15 Mm^3
	Solís Chico	Solís Chico	15 Mm^3
	Solís Grande	Solís Grande	30 Mm^3
	Rincón de Carvallo	San José	30 Mm^3
	Sauce	A° Sauce	4 Mm^3
	Tío Diego	A° Tío Diego	8 Mm^3

Tabla 5-1: Sitios potenciales de reservas de agua (Plan Director de OSE)

Como se observa en la tabla anexa, en Picada de Almeida se podrían embalsar 250 hm^3 y, en la estación 'La Picada' (A° Casupá), un volumen de 100 hm^3 .

5.3 Preselección de sitios potenciales

5.3.1 Viabilidad según existencia de áreas de préstamo de materiales y condiciones de fundación

Según se expone en el informe 'Cuenca del Río Santa Lucía – Desarrollo de los Recursos Hídricos (OEA)', la estación 'La Picada' (Casupá) es uno de los sitios más favorables desde los puntos de vista geológico y topográfico para la instalación de la presa. El mismo se trata de un valle rocoso y estrecho con excelentes condiciones de fundación y retención del agua, con abundante material de construcción en la zona. Las condiciones de fundación son aceptables, puesto que la roca cristalina presenta continuidad de afloramiento en ambas márgenes y en el lecho del arroyo.

La zona presenta neises muscovíticos y/o biotíticos, neises anfibólicos y anfibolitas, ortoneises ácidos y básicos, cuarcitas, leptinitas, esquistos y migmatitas de texturas variadas. También se encuentran remanentes de la formación Libertad (limos arcillosos). En la desembocadura del A° Casupá se encuentran materiales finos en cantidades explotables.

En cuanto a la zona 'Picada de Almeida', la misma comenzó a estudiarse como alternativa para ubicación de una presa ya desde el año 1951. La margen izquierda del sitio está constituida por material sedimentario (limos arcillosos de la formación libertad). Dicha cualidad llevó a que se estudiara la posibilidad de proyectar una presa de materiales sueltos como solución. En cambio, en la margen derecha hay afloramiento de rocas del basamento cristalino. Según el citado informe, el perfil de la presa se caracteriza por presentar las laderas más tendidas de todos los represamientos estudiados. Desde el punto de vista geológico, es la menos favorable por las condiciones de permeabilidad y de la fundación de la presa.

En ambos casos es sugerida la construcción de una presa de materiales sueltos.

5.3.2 Metodología aplicada

En una primera instancia se procedió a ubicar puntos de cierre que verifiquen el área mínima de aporte necesaria para generar la reserva de 102 hm^3 , teniendo en cuenta, a su vez, que dicho área no sea elevada, puesto que ello implicaría caudales de vertido excesivos y eventuales otros problemas, con la implicancia del incremento del costo de vertedero de crecidas.

A través de Google Earth se analizaron sucesivas secciones en los arroyos Casupá y Santa Lucía (Picada de Almeida), para ubicar aquéllas en las cuales el valle presenta elevadas pendientes laterales.

Para cada uno de estos puntos, se procedió a calcular -mediante el software ArcGIS- la curva 'altura de presa – volumen embalse' y la curva 'altura de presa – área inundada'. El área inundada que se considerará posteriormente en el estudio de comparación de costos se corresponde con la cota de vertido para embalsar el volumen de agua necesario (102 hm^3).

Una vez obtenido el espejo de agua a generar, se procedió nuevamente a utilizar el software Google Earth para, en este caso, superponer dicho espejo con las imágenes satelitales y lograr cuantificar las posibles afectaciones (inundación de tierras con elevado índice CONEAT, inundación de infraestructuras de relevancia, inundación de caminos o vías, etc.).

Este procedimiento se repitió las veces necesarias, de modo de obtener en esta instancia preliminar los posibles puntos de localización que minimicen tanto los costos como los impactos sociales y ambientales.

Se expone a continuación una imagen con diversos puntos estudiados en la cual puede observarse que también se estudiaron posibles localizaciones fuera de la cuenca de 'Paso Pache'. Las trazas rectas representan las secciones sobre los puntos evaluados.

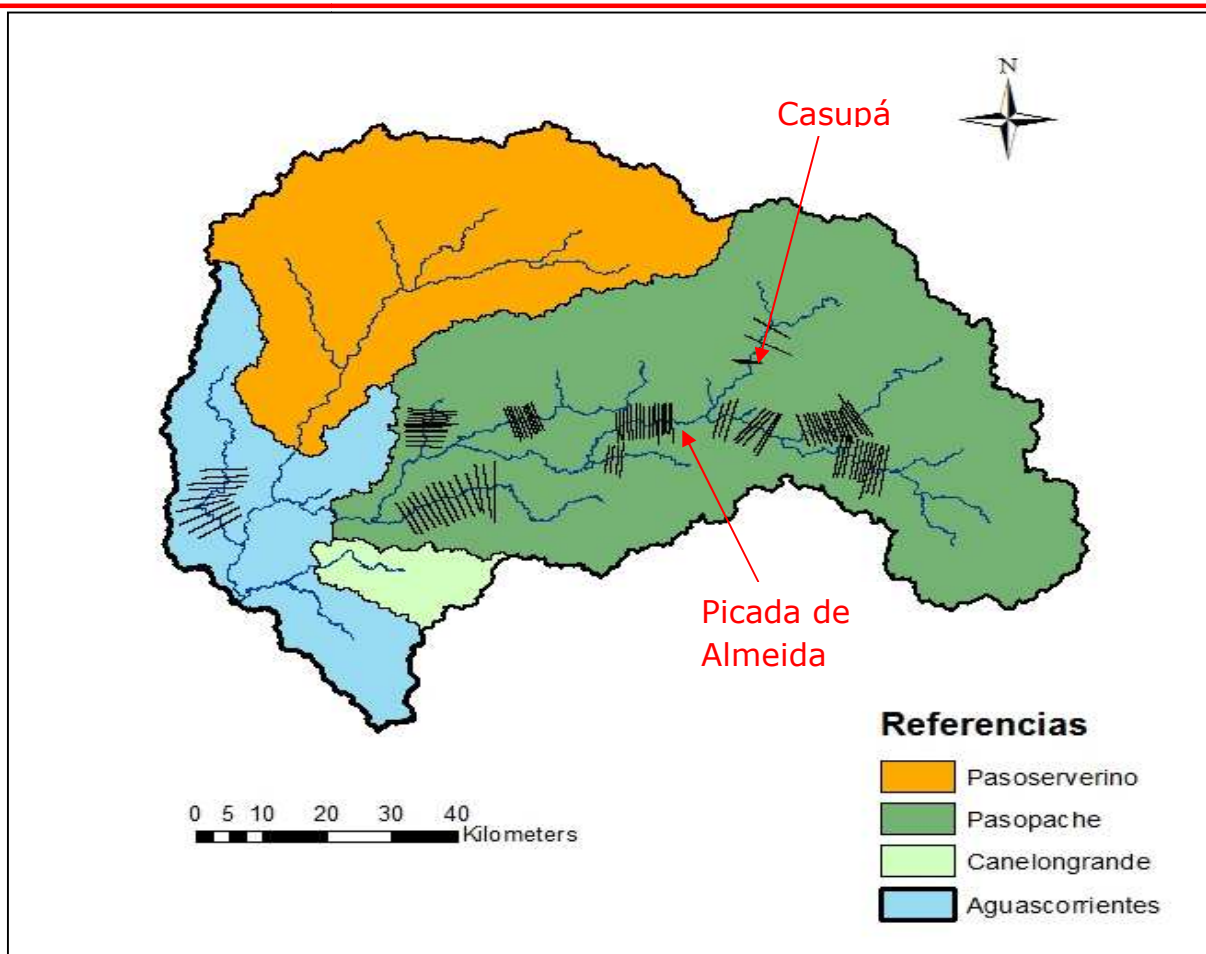


Figura 5-1: Secciones estudiadas para posibles cierres de presa

Luego de realizar el citado análisis, se procedió a elegir como posibles sitios de emplazamiento -para ser luego analizados más en profundidad- los siguientes:

	Coordenadas geográficas
A° Casupá ('Estación La Picada')	36° 6' 54.67" S 55° 33' 6.93" W
Río Santa Lucía ('Picada de Almeida')	34° 12' 54.8" S 55° 41' 2.78" W

Tabla 5-2: Ubicación de los cierres preseleccionados

5.3.3 A° Casupá ('Estación La Picada')

La obtención de todas las figuras y gráficos que se presentan a continuación fue a través del software ArcGIS y un modelo digital del terreno de Uruguay.

El perfil obtenido en la sección estudiada es el siguiente:

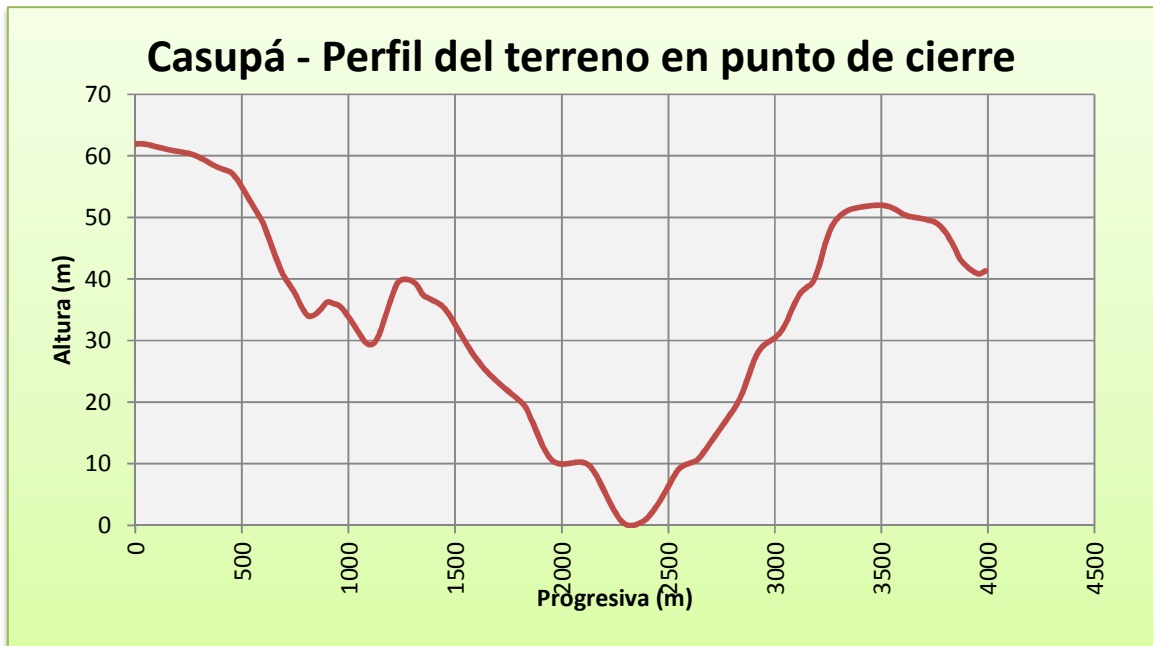


Gráfico 5-1: Casupá - Perfil del terreno en punto de cierre

En dicho punto de cierre, se obtienen las siguientes curvas 'altura de presa - volumen embalse' y 'altura de presa - área inundada':

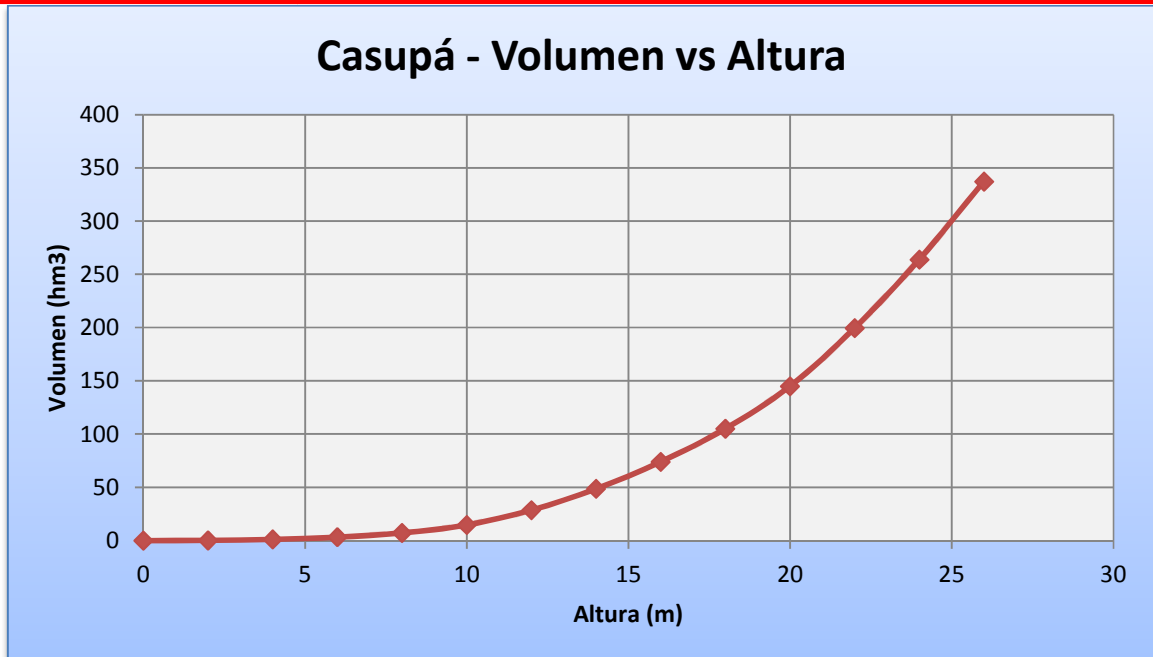


Gráfico 5-2: Casupá - Curva Volumen-Altura

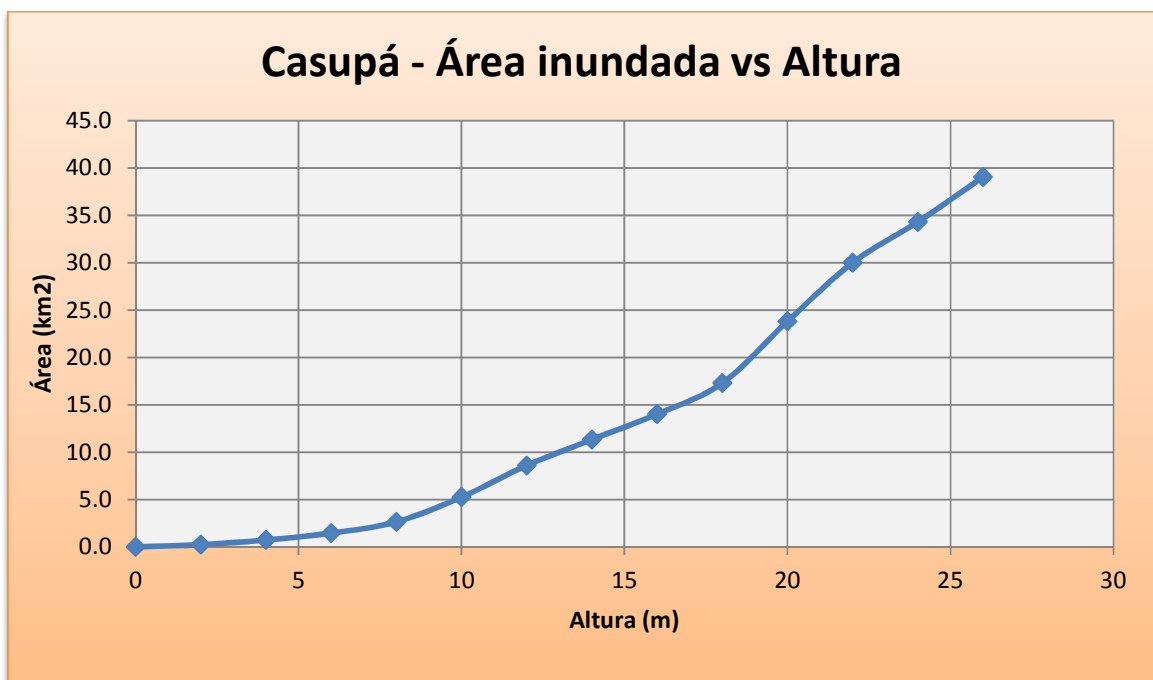


Gráfico 5-3: Casupá - Curva Área inundada-Altura

Se expone a continuación la cuenca de aporte asociada al presente punto de cierre, así como el área a inundar (en cota de vertido de 18 metros, obtenida a través de la curva 'volumen - altura'):

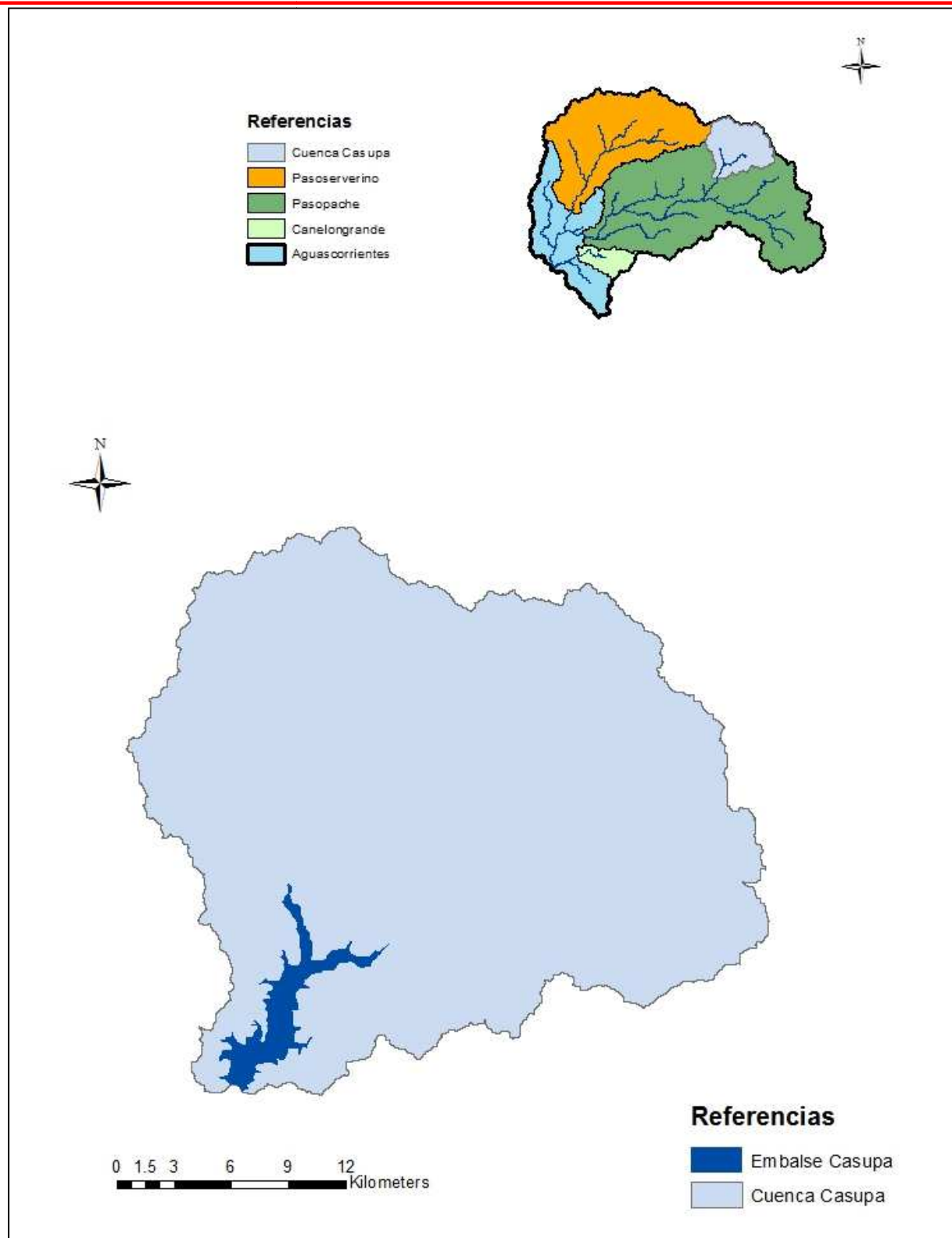


Figura 5-2: Ubicación de la cuenca Casupá y su embalse

En la siguiente figura puede observarse el área a inundar superpuesta en imagen satelital de Google Earth:

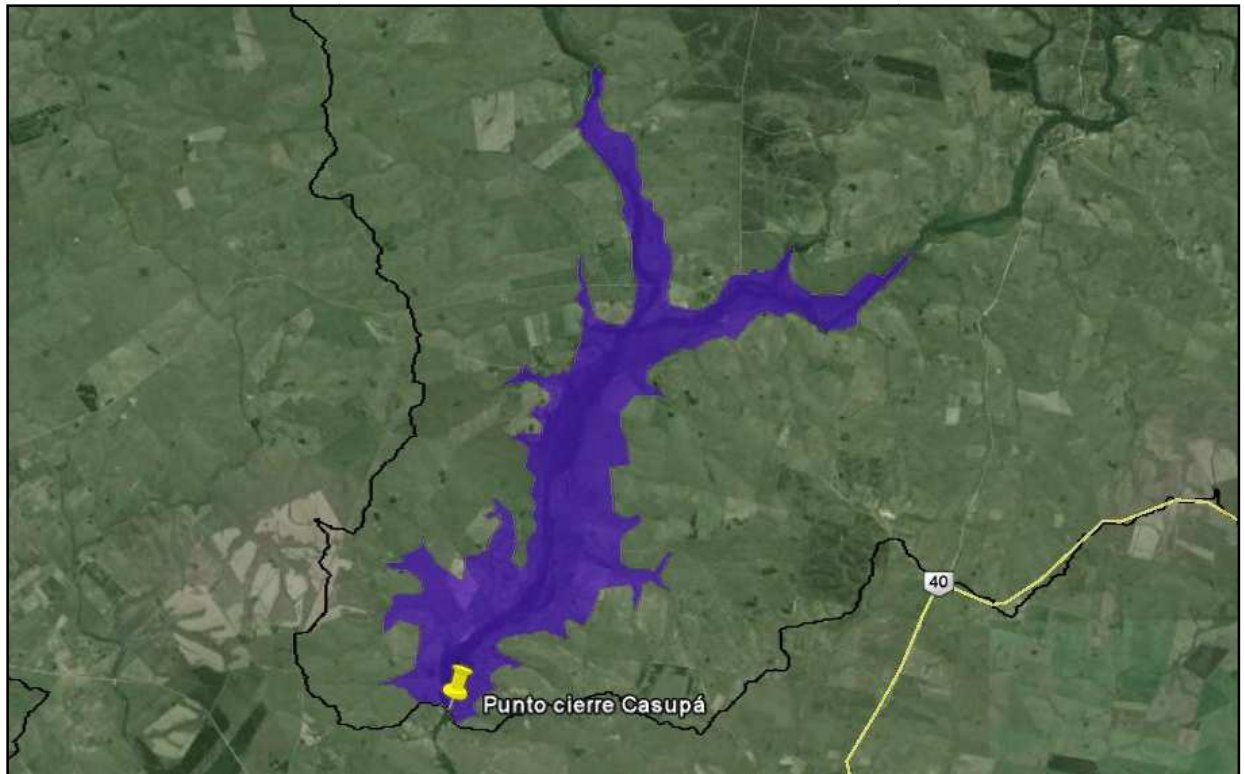


Figura 5-3: Embalse Casupá en imagen satelital (Google Earth)

Suponiendo una altura de coronamiento de 25 metros (altura de lámina de vertido: 4 metros, revancha: 3 metros), se generaría obviamente un espejo de agua superior, el cual se muestra superpuesto con el espejo generado a cota de vertido:

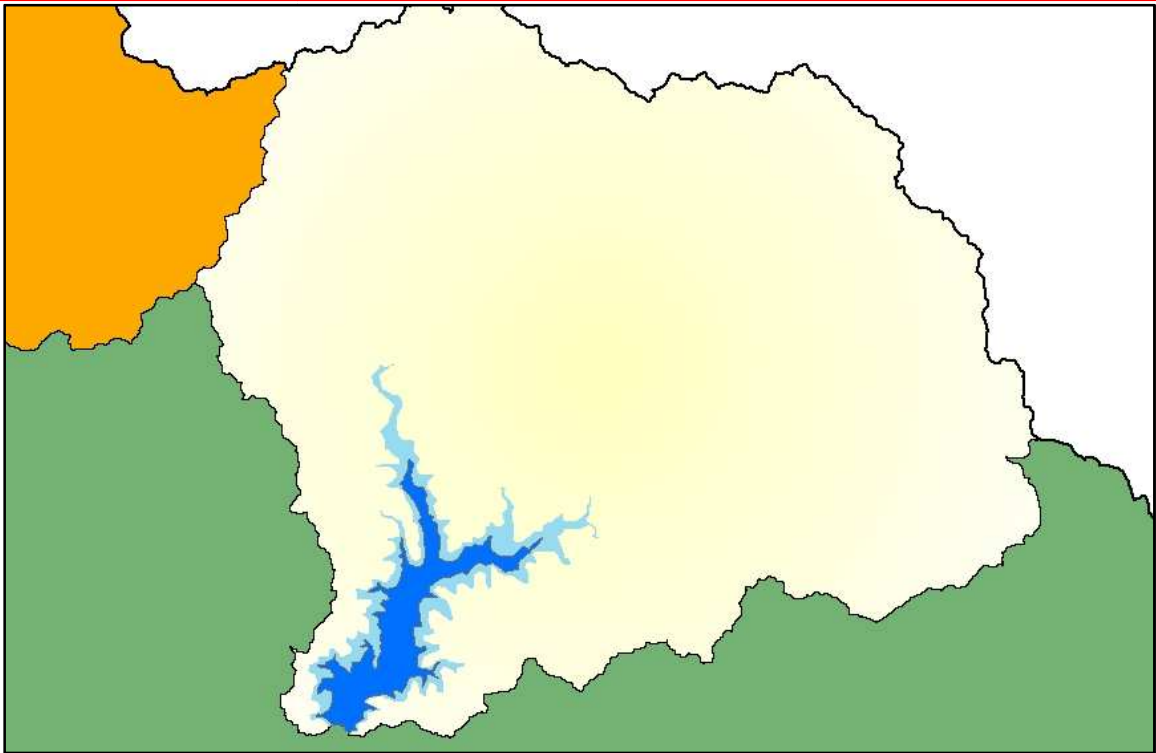


Figura 5-4: Embalse casupá (nivel de coronamiento)

A continuación la misma superposición pero en imagen satelital de Google Earth:

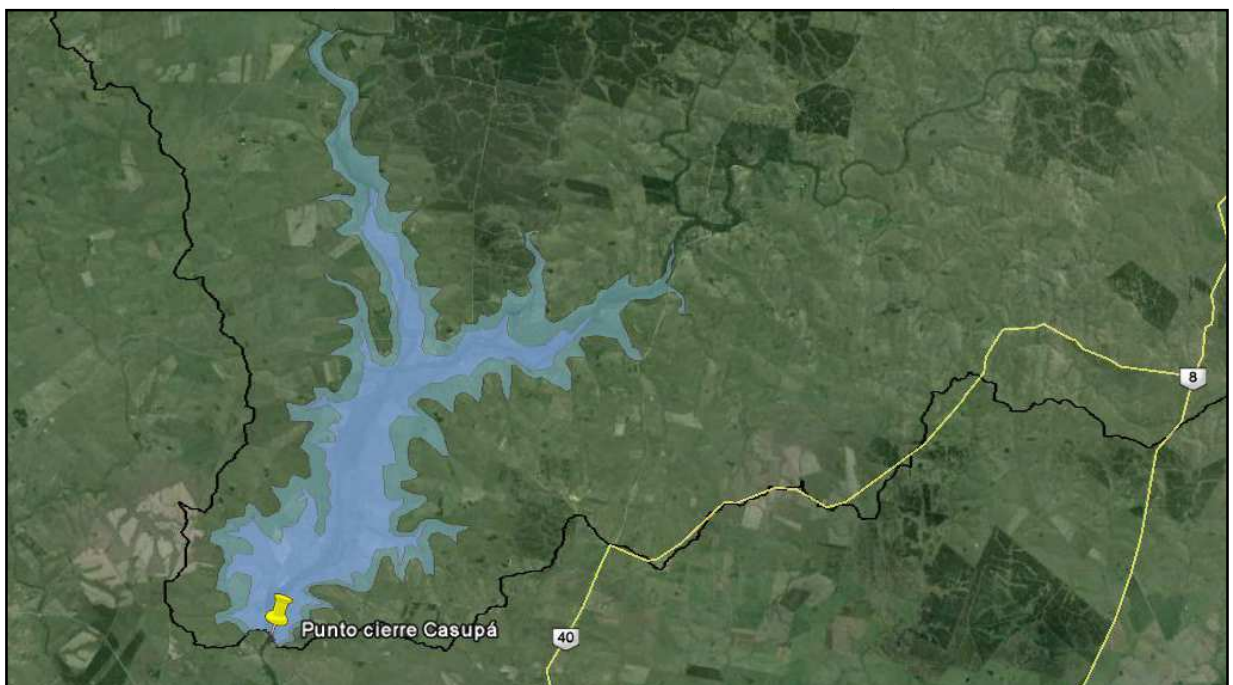


Figura 5-5: Embalse Casupá a nivel de coronamiento en imagen satelital (Google Earth)

A través de las curvas 'altura de presa – volumen embalse' y 'altura de presa – área inundada' se obtienen los siguientes resultados, en los cuales se ha incluido algunas suposiciones para el prediseño (como ser la altura de coronamiento así como el talud de 2.5):

Presa en 'Casupá'	
Volumen embalsado (hm³)	105
Cuenca de aporte (km²)	672
Longitud de cierre (m)	1226
Talud 1V:mH	2.5
Altura de presa (hasta nivel de vertido) (m)	18
Área inundada (hasta nivel vertido) (km²)	17.3
Altura de lámina de vertido (m)	4
Revanca (m)	3
Altura de coronamiento (m)	25
Área inundada (hasta nivel coronamiento) (km²)	36.6

Tabla 5-3: Resumen de datos de interés - Presa Casupá

5.3.4 Río Santa Lucía ('Picada de Almeida')

El perfil obtenido en la sección estudiada es el siguiente:

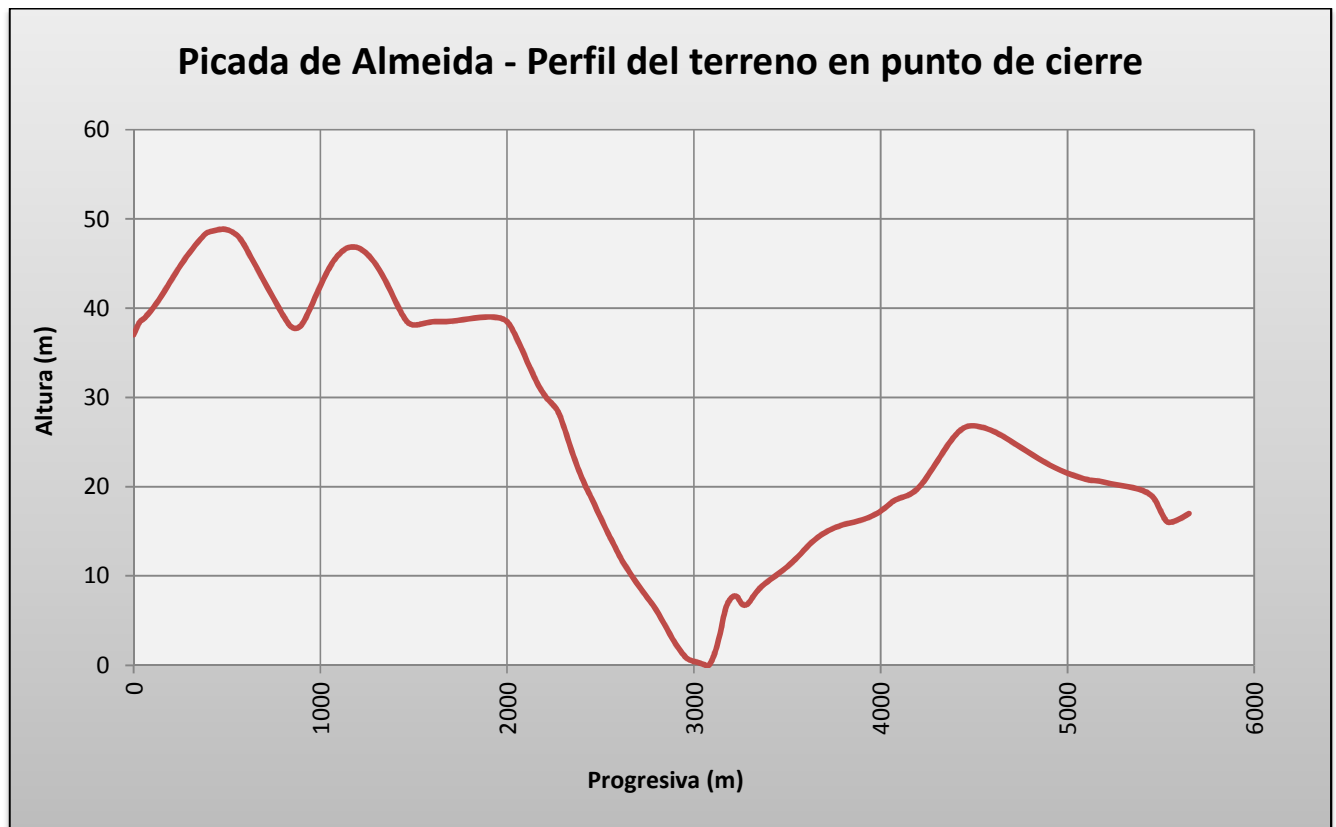


Gráfico 5-4: Picada de Almeida - Perfil del terreno en punto de cierre

En dicho punto de cierre, se obtienen las siguientes curvas 'altura de presa - volumen embalse' y 'altura de presa - área inundada':

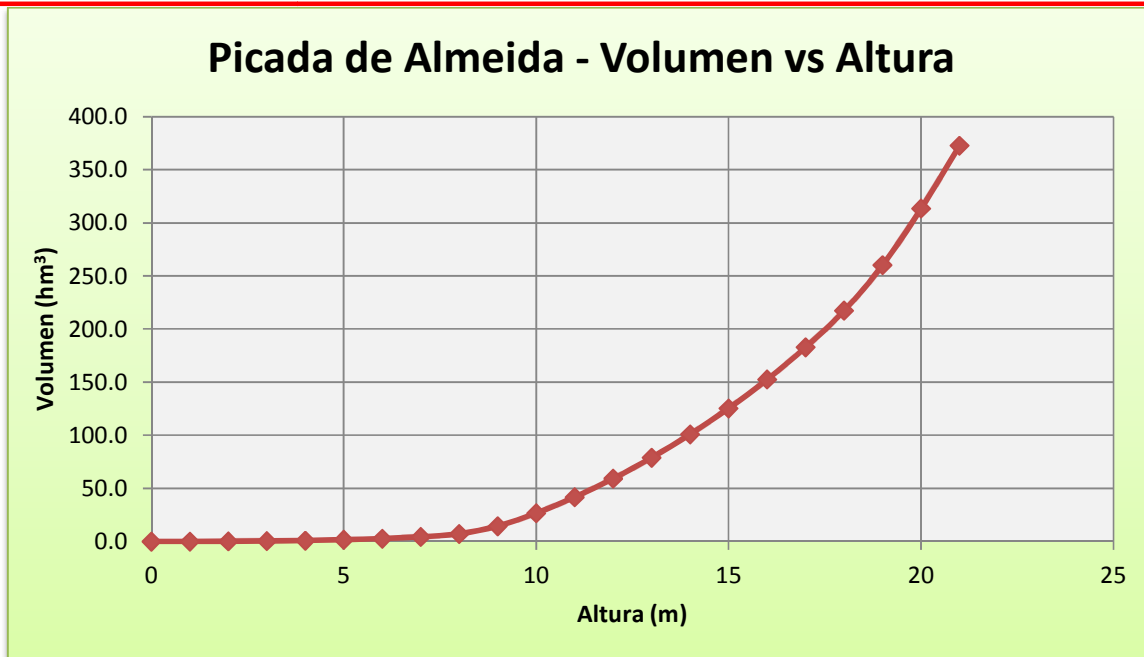


Gráfico 5-5: Picada de Almeida - Curva Volumen-Altura

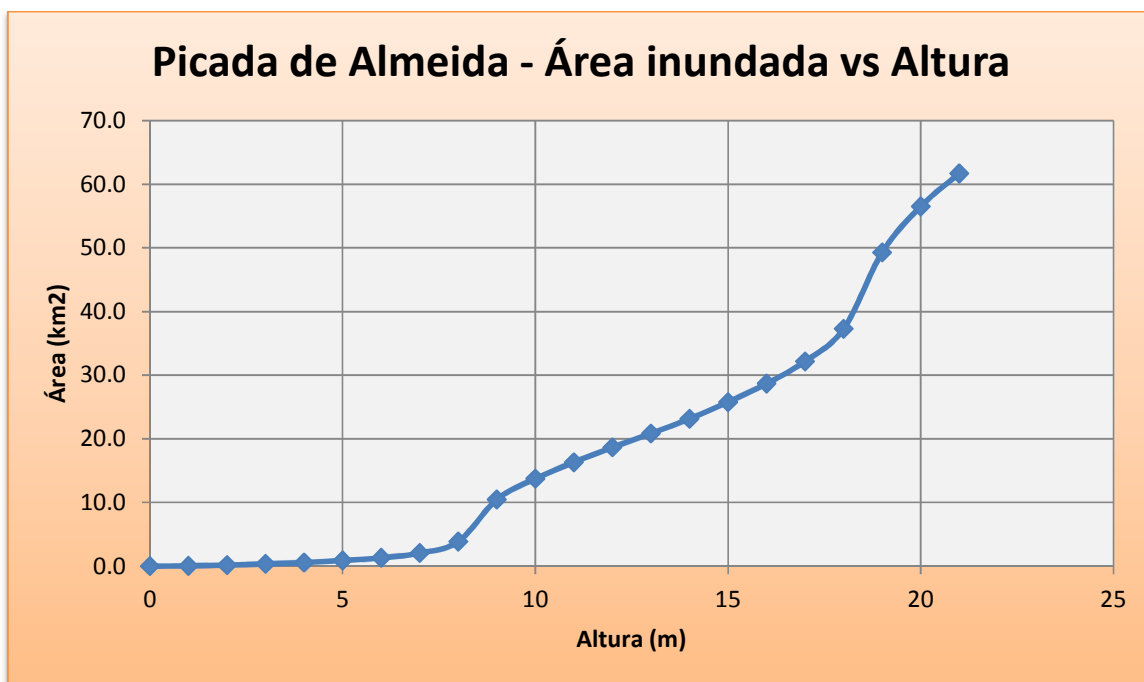


Gráfico 5-6: Picada de Almeida - Curva Área inundada-Altura

Se expone a continuación la cuenca de aporte asociada al presente punto de cierre, así como el área a inundar (en cota de vertido de 14 metros, obtenida a través de la curva 'volumen - altura'):

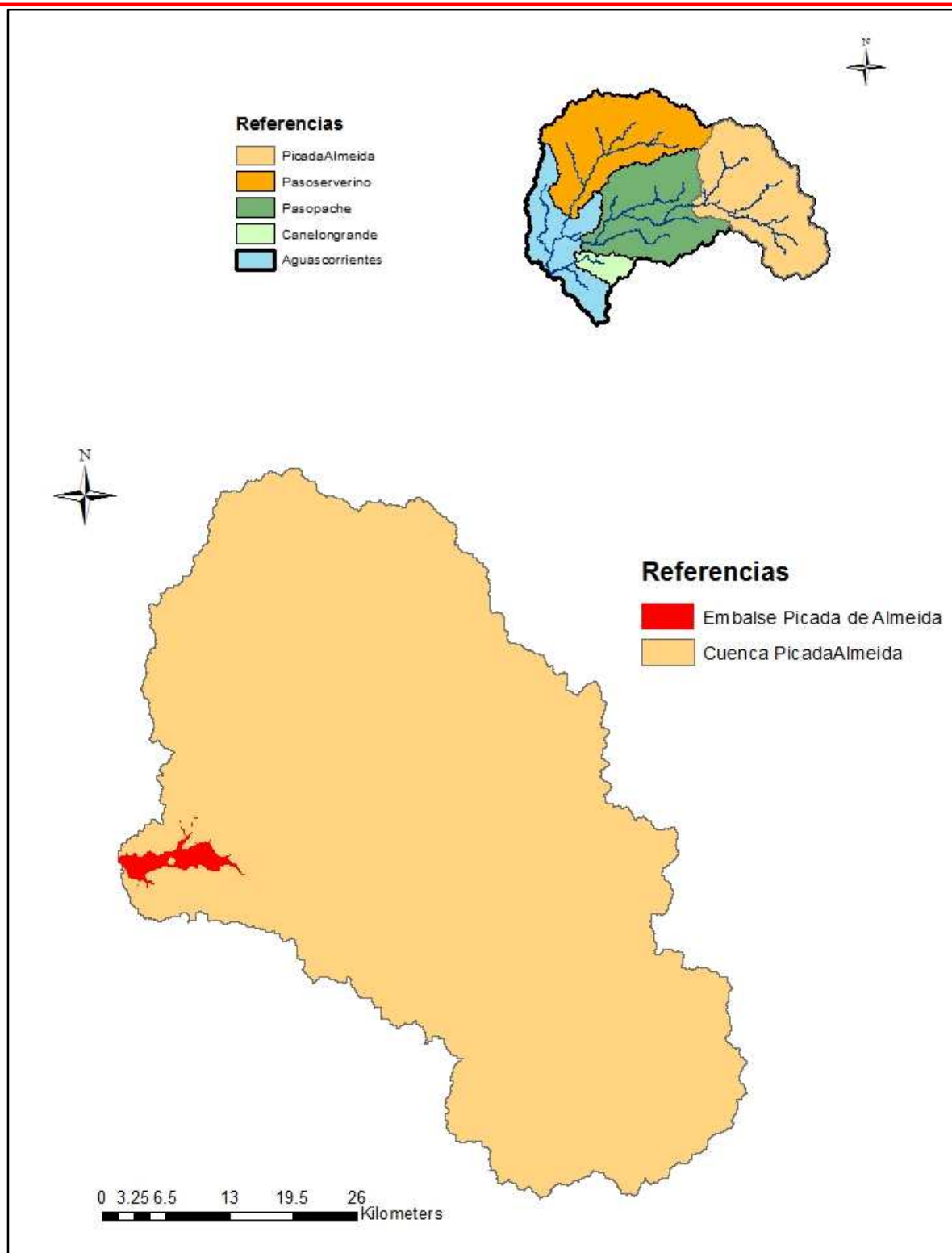


Figura 5-6: Ubicación de la cuenca Picada de Almeida y su embalse

En la siguiente figura puede observarse el área a inundar (en cota de vertido) superpuesta en imagen satelital de Google Earth:

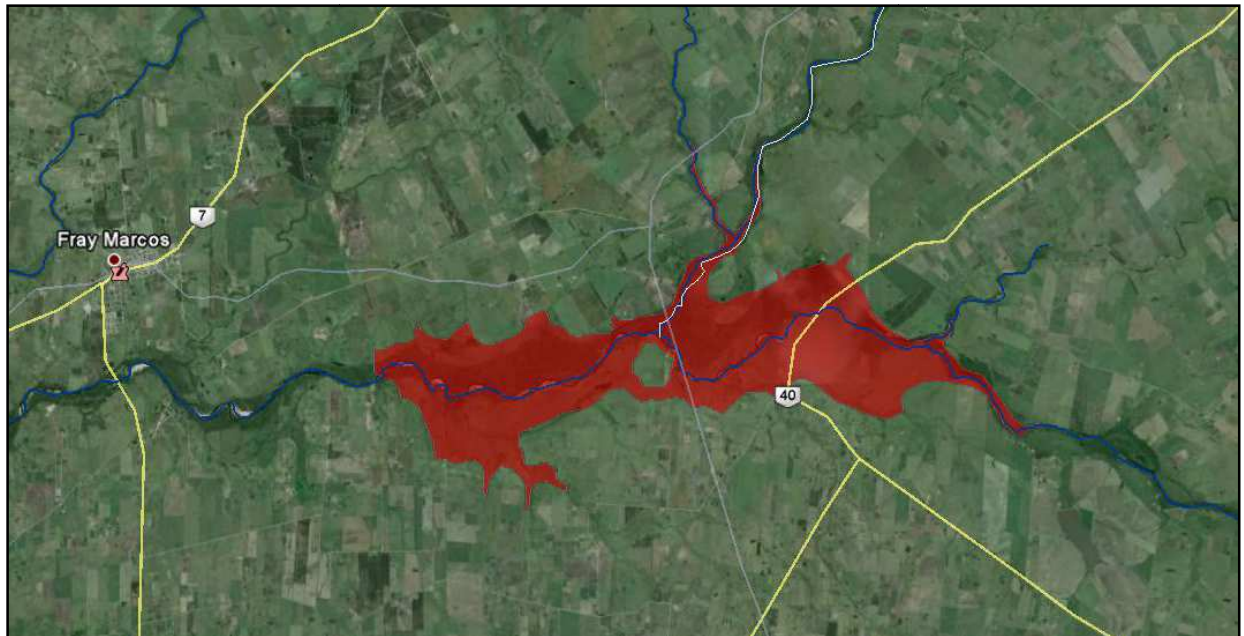


Figura 5-7: Embalse Picada de Almeida en imagen satelital (Google Earth)

Puede observarse que la Ruta N° 40 sería inundada por el represamiento.

A continuación se muestra el espejo de agua generado con una altura de coronamiento de 21 metros (altura de lámina de vertido: 4 metros, revancha: 3 metros), superpuesto con el espejo generado a cota de vertido (14 metros):

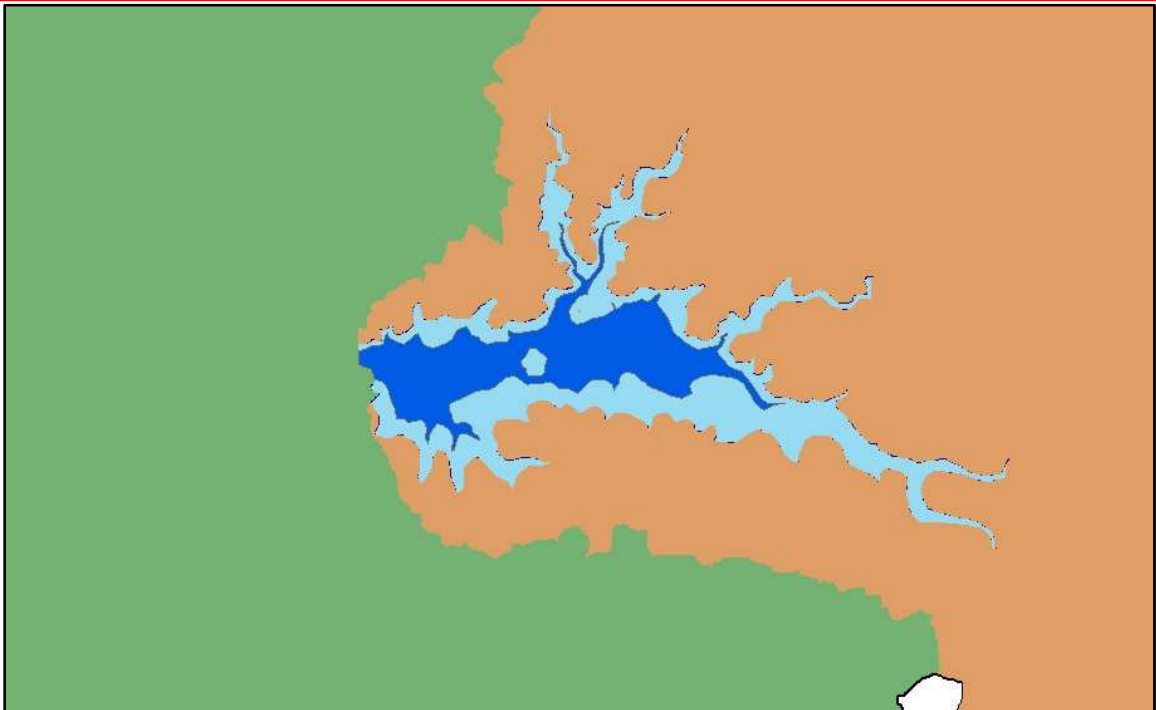


Figura 5-8: Embalse Picada de Almeida (nivel de coronamiento)

A continuación la misma superposición pero en imagen satelital de Google Earth:

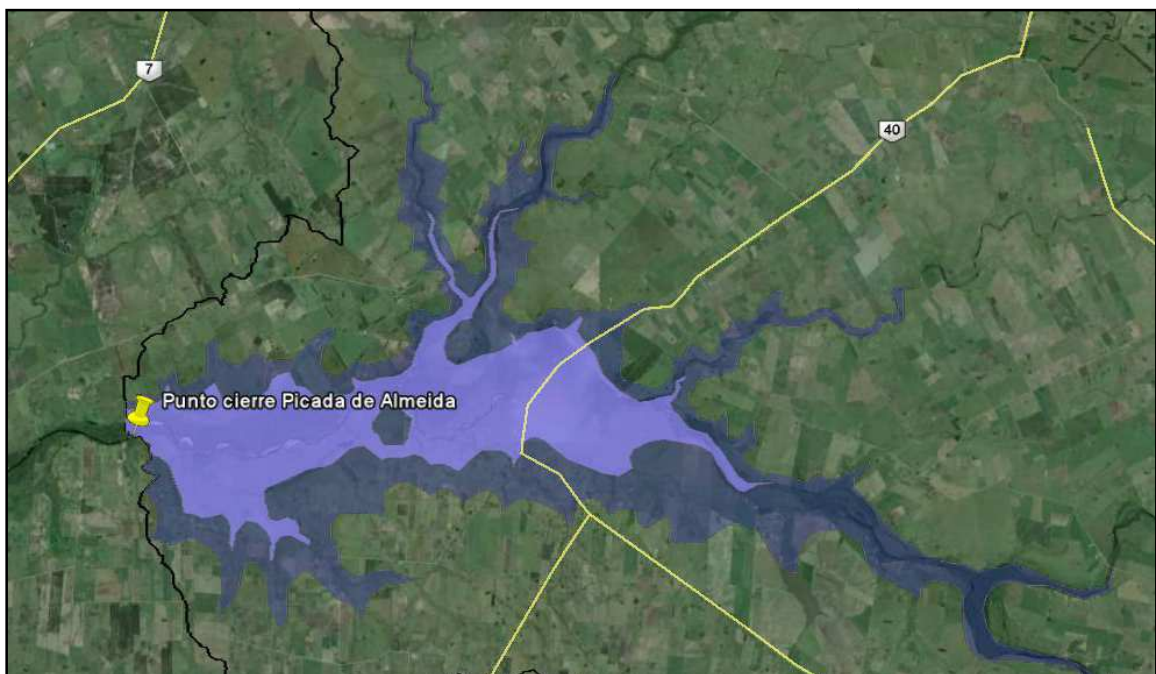


Figura 5-9: Embalse Picada de Almeida a nivel de coronamiento en imagen satelital (Google Earth)

A través de las curvas 'altura de presa – volumen embalse' y 'altura de presa – área inundada' se obtienen los siguientes resultados, en los cuales se ha incluido algunas suposiciones para el prediseño (como ser la altura de coronamiento así como el talud de 2.5):

Presa en 'Picada de Almeida'	
Volumen embalsado (hm ³)	101
Cuenca de aporte (km ²)	2671
Longitud de cierre (m)	1854
Talud 1V:mH	2.5
Altura de presa (hasta nivel de vertido) (m)	14
Área inundada (hasta nivel vertido) (km ²)	23.2
Altura de lámina de vertido (m)	4
Revancha (m)	3
Altura de coronamiento (m)	21
Área inundada (hasta nivel coronamiento) (km ²)	61.7

Tabla 5-4: Resumen de datos de interés - Presa Picada de Almeida

Finalmente, se exponen a continuación los espejos de agua a generarse (a cota de vertido) simultáneamente:

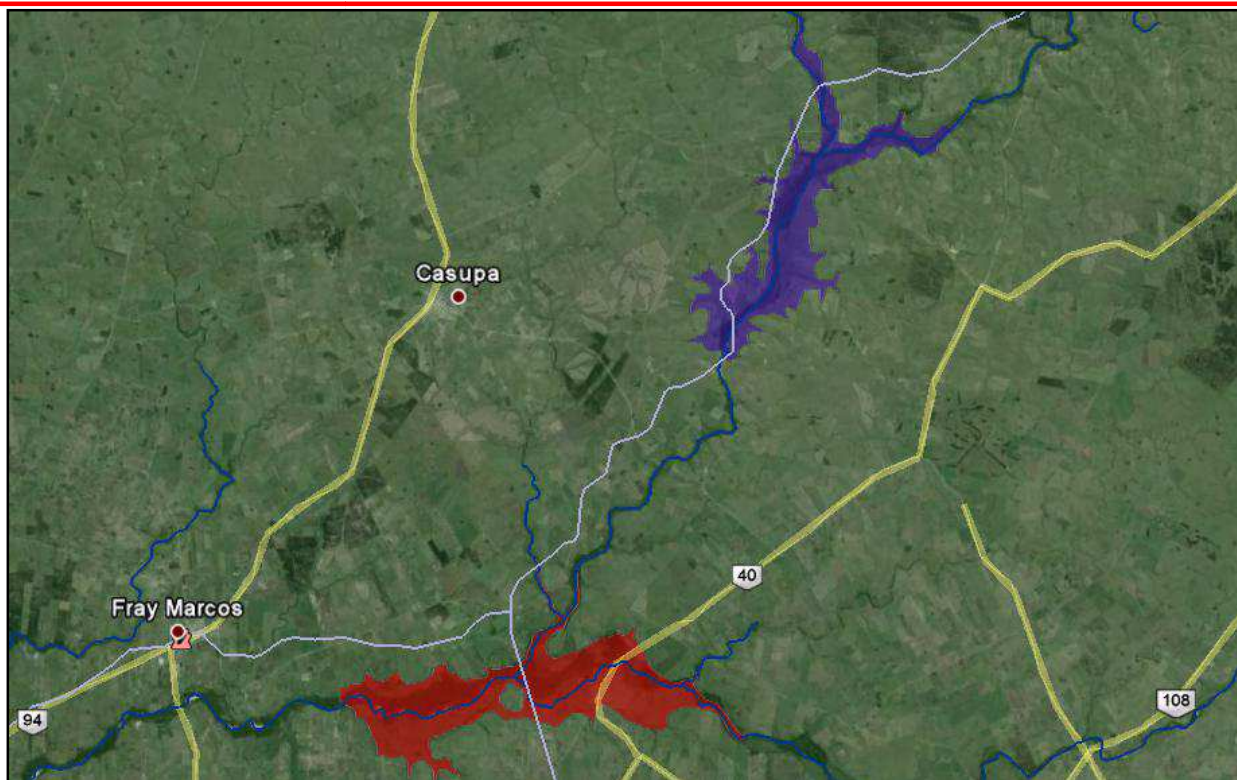


Figura 5-10: Embalses sobre imagen satelital (Google Earth)

5.4 Comparación de Costos entre las alternativas 'Casupá' y 'Picada de Almeida'

Una vez obtenidas las áreas inundables y las longitudes de los diques para los puntos de cierre propuestos, se procede a estimar los costos principales que implicarían cada una de las propuestas. Dicho estudio no se realiza en forma rigurosa, ya que es a los efectos de obtener órdenes de magnitud y poder cuantificar cuál de las obras será más conveniente desde el punto de vista estrictamente económico.

5.4.1 Principales costos considerados

Los costos a estimar en esta etapa preliminar son:

- Área a expropiar
- Movimiento de suelos
- Vertedero de excedencias

Se entiende que los costos considerados son los más importantes y, dado que se está en una instancia meramente comparativa, no se estimarán los costos restantes implicados en la construcción.

5.4.1.1 Metodología de Cálculo: Área a expropiar

Es pertinente aclarar que el cálculo de área a expropiar, a efectos estimativos, se realizará solamente para las tierras afectadas por el lago a la cota de vertido de diseño, y no para las tierras afectadas por una tormenta de 20 años de período de retorno, lo cual es lo usualmente recomendado, pero en esta instancia no se considera necesario.

A los efectos de cuantificar el costo de expropiación, se considera que el costo de la hectárea es de U\$S 6000 según relevamiento de precios en la zona.

5.4.1.2 Metodología de Cálculo: Movimiento de suelos

Para el cálculo de movimiento de suelos, en primera instancia se obtuvo el perfil de la presa a través del software ARCGIS, el cual lo otorga en coordenadas (X,Y). La coordenada 'X' representa la ubicación de un punto a lo largo del eje de la presa, y la coordenada 'Y' la altura del punto respectivo. El 'paso' o distancia entre los puntos de coordenada 'X' predeterminadamente es de aproximadamente 29.9 metros. A efectos simplificativos, se utilizó esta discretización en el eje x para realizar el cálculo del volumen total mediante el cálculo de los volúmenes parciales constituidos por estas 'barras' de 29.9 metros. Se consideró un talud 1V:2.5H, una sobreelevación por vertedero de excedencias de 4 metros y una revancha de 3 metros, por lo que a las alturas obtenidas para las presas propuestas, se les deberán sumar un total de 7 metros. El ancho de coronamiento se supuso de 7 metros.

5.4.1.3 Metodología de Cálculo: Vertedero de excedencias

Según se expone en el informe 'Desarrollo de los recursos hídrico de la cuenca del Santa Lucía' de la OEA, en cuanto a las condiciones geológicas de ambas alternativas, se constata que éstas son similares (presencia del basamento cristalino), por lo que las alternativas posibles para el vertedero de excedencias se reducen únicamente a la construcción de un vertedero central.

En consecuencia, el costo a estimar corresponderá al derivado de la construcción de vertederos centrales de hormigón.

Las crecientes de diseño son, según el informe ya citado, 1670 m³/s y 5900 m³/s para Casupá y Picada de Almeida respectivamente.

Habiendo ya calculado el costo del vertedero central en la presa de Casupá -como se verá más adelante en el presente informe-, el cual se estimó en U\$S 8:800,000, se procede a estimar el costo del vertedero en Picada de Almeida -esquemáticamente- del siguiente modo:

En primer lugar, se considera que el caudal unitario en ambos vertederos son similares, lo cual implica que la lámina generada por la creciente es similar. Sin embargo, tal suposición debería estudiarse con mayor profundidad, mediante un estudio de eventos extremos. Dado que, como también se verá más adelante, la longitud del vertedero para la presa en Casupá es de 80 m, al suponerse el caudal unitario el mismo, se tendrá que el largo del vertedero en Picada de Almeida es de 280 m.

Dado que la altura del vertedero en Casupá es de 18 m y en Picada de Almeida es 14 m, se obtienen para perfil Creager 170 m² de sección transversal para Casupá y 110 m² para Picada de Almeida. Por tanto, los volúmenes estimados para los vertederos son:

Casupá: 13,600 m³

Picada de Almeida: 30,800 m³

Por tanto, conociendo el costo del vertedero en Casupá (U\$S 8:800,000), se obtiene por proporcionalidad de volúmenes un costo de: U\$S 19:900,000.

5.4.2 Costo estimativo de la presa en 'Casupá'

5.4.2.1 Expropiación

El área estimada a inundar -hasta cota de vertido- es de 17.3 km². Por lo tanto el costo total de expropiación es de U\$S 10:380,000.

5.4.2.2 Movimiento de suelos

Se presentan a continuación los datos resumidos, el perfil de la presa con las 'barras' (se aclara que en el gráfico éstas no representan su ancho, pero esquematiza la discretización utilizada en el cálculo) y, por último, la tabla con los cálculos.

Ancho de coronamiento (m)	Cota de vertido (m)	Sobreelevación por vertedero de excedencias (m)	Revancha (m)	Altura total de la Presa (m)	Talud 1V:mH (m)	Longitud de cierre (m)	Volumen total de la presa (m ³)	Costo Unitario Movimiento de Suelos (U\$S)	Costo Total Movimiento de Suelos
7	18	4	3	25	2.5	1226	838585.56	7	5870099

Tabla 5-5: Resumen costos movimiento de suelos Casupá

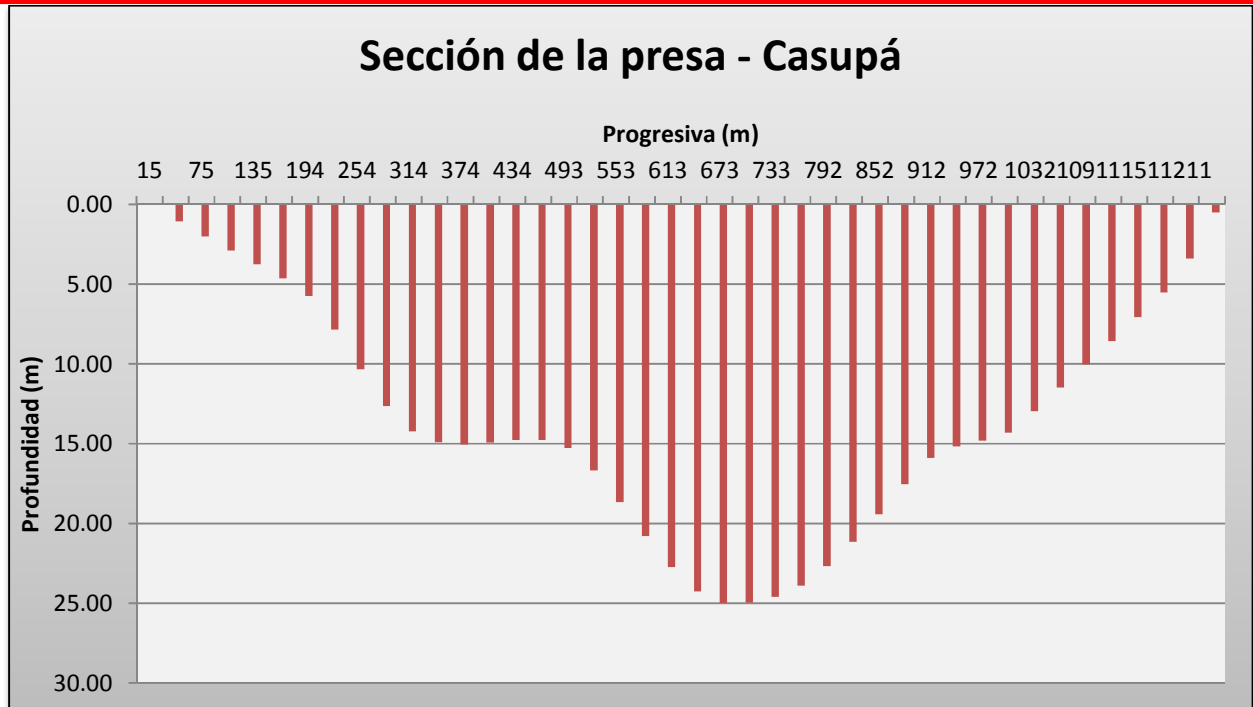


Gráfico 5-7: Perfil de la presa Casupá con barras utilizadas en cálculo de movimiento de suelos

Ancho de barra (m)	Progresiva (m)	Altura de Barra (m)	Volumen Barra (m ³)
14.95	15	0.00	0.00
29.9	45	1.06	304.52
29.9	75	2.01	724.48
29.9	105	2.90	1234.72
29.9	135	3.75	1835.89
29.9	164	4.64	2576.34
29.9	194	5.74	3661.55
29.9	224	7.86	6263.54
29.9	254	10.34	10162.07
29.9	284	12.64	14588.12
29.9	314	14.22	18088.29
29.9	344	14.90	19705.29

29.9	374	15.03	20039.49
29.9	404	14.93	19775.27
29.9	434	14.76	19377.02
29.9	463	14.76	19380.41
29.9	493	15.27	20635.41
29.9	523	16.69	24301.77
29.9	553	18.65	29892.09
29.9	583	20.78	36635.55
29.9	613	22.74	43406.78
29.9	643	24.26	49073.09
29.9	673	24.98	51865.64
29.9	703	24.97	51825.82
29.9	733	24.59	50346.79
29.9	762	23.91	47746.37
29.9	792	22.68	43198.09
29.9	822	21.16	37898.78
29.9	852	19.42	32247.77
29.9	882	17.53	26641.75
29.9	912	15.89	22200.08
29.9	942	15.18	20407.70
29.9	972	14.80	19475.97
29.9	1002	14.30	18268.53
29.9	1032	12.97	15290.42
29.9	1061	11.49	12282.42
29.9	1091	10.05	9645.02
29.9	1121	8.57	7282.07
29.9	1151	7.08	5226.64
29.9	1181	5.51	3427.10

29.9	1211	3.41	1583.13
14.95	1226	0.52	63.81

Tabla 5-6: Resumen cálculo de volumen de movimiento de suelos Casupá

En síntesis, el costo total de movimiento de suelos para 'Casupá' sería de U\$\$ 5:870,099.

5.4.2.3 Vertedero de excedencias

Como fue manifestado anteriormente, y se expondrá en un capítulo posterior estudio (costos del anteproyecto), el costo del vertedero es de U\$S 8:800,000

Sumando todos los costos, se obtiene un valor total de U\$S 25:050,099.

5.4.3 Costo estimativo de la presa en 'Picada de Almeida'

5.4.3.1 Expropiación

El área estimada a inundar -hasta nivel de vertido- es de 23.2 km². Por lo tanto el costo total de expropiación es de U\$S 13:920,000.

5.4.3.2 Movimiento de suelos

Se presentan a continuación los datos resumidos, el perfil de la presa con las 'barras' (se aclara que en el gráfico éstas no representan su ancho, pero esquematiza la discretización utilizada en el cálculo) y, por último, la tabla con los cálculos.

Ancho de coronamiento (m)	Cota de vertido (m)	Sobreelevación por vertedero de excedencias (m)	Revancha (m)	Altura total de la Presa (m)	Talud 1V:mH (m)	Longitud de cierre (m)	Volumen total de la presa (m ³)	Costo Unitario Movimiento de Suelos (U\$S/m ³)	Costo Total Movimiento de Suelos
7	14	4	3	21	2.5	1854	768355.75	7	5378490

Tabla 5-7: Resumen costos movimiento de suelos Picada de Almeida

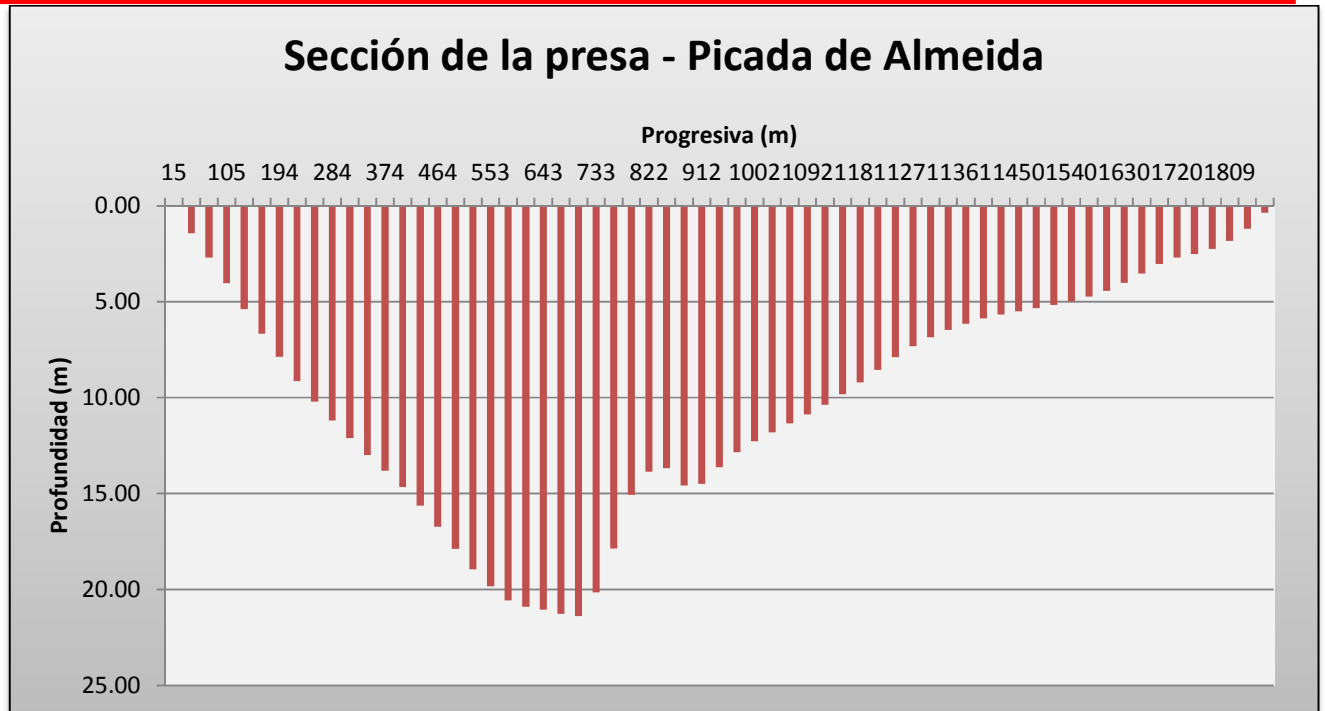


Gráfico 5-8: Perfil de la presa Picada de Almeida con barras utilizadas en cálculo de movimiento de suelos

Ancho de barra (m)	Progresiva (m)	Altura de Barra (m)	Volumen Barra (m ³)
14.95	15	0.00	0.00
29.91	45	1.43	450.17
29.91	75	2.70	1109.14
29.91	105	4.04	2066.16
29.91	135	5.39	3298.55
29.91	164	6.67	4725.95
29.91	194	7.87	6279.11
29.91	224	9.14	8152.95
29.91	254	10.21	9926.87
29.91	284	11.18	11684.75
29.91	314	12.10	13479.17

29.91	344	12.98	15306.36
29.91	374	13.82	17164.65
29.91	404	14.65	19124.57
29.91	434	15.64	21552.33
29.91	464	16.74	24460.10
29.91	493	17.88	27636.77
29.91	523	18.95	30800.24
29.91	553	19.85	33598.44
29.91	583	20.58	35962.55
29.91	613	20.90	37019.76
29.91	643	21.06	37579.95
29.91	673	21.27	38277.77
29.91	703	21.38	38654.97
29.91	733	20.15	34562.05
29.91	763	17.86	27600.17
29.91	792	15.06	20101.72
29.91	822	13.86	17259.20
29.91	852	13.69	16868.32
29.91	882	14.58	18935.39
29.91	912	14.50	18756.41
29.91	942	13.61	16698.88
29.91	972	12.84	15010.91
29.91	1002	12.28	13838.81
29.91	1032	11.80	12883.27
29.91	1062	11.35	11997.92
29.91	1092	10.87	11114.33
29.91	1121	10.37	10210.71
29.91	1151	9.82	9259.16

29.91	1181	9.20	8257.57
29.91	1211	8.54	7246.34
29.91	1241	7.89	6303.39
29.91	1271	7.31	5530.56
29.91	1301	6.85	4939.73
29.91	1331	6.47	4479.16
29.91	1361	6.14	4105.26
29.91	1391	5.87	3805.38
29.91	1421	5.66	3579.86
29.91	1450	5.49	3405.75
29.91	1480	5.34	3249.50
29.91	1510	5.18	3086.24
29.91	1540	4.98	2896.87
29.91	1570	4.73	2665.61
29.91	1600	4.42	2383.46
29.91	1630	4.02	2045.87
29.91	1660	3.53	1669.12
29.91	1690	3.02	1316.39
29.91	1720	2.71	1114.17
29.91	1749	2.50	992.20
29.91	1779	2.24	845.25
29.91	1809	1.83	632.94
29.91	1839	1.19	354.52
14.95	1854	0.36	42.08

Tabla 5-8: Resumen cálculo de volumen de movimiento de suelos Picada de Almeida

En síntesis, el costo total de movimiento de suelos para 'Picada de Almeida' sería de U\$\$ 5:378,490.

5.4.3.3 Vertedero de excedencias

Como ya fue indicado, el costo del vertedero se estima en aproximadamente U\$S 19:900,000

Sumando todos los costos, se tiene entonces un costo total de U\$S 38:298,403.

Dado lo expuesto, se concluye que -al margen de no haber estimado otros costos menores-, **la obra en 'Casupá' será más conveniente desde el punto de vista económico.**

A continuación una tabla resumen con la comparación de costos según los distintos rubros analizados.

	Picada de Almeida	Casupá
Vertedero de excedencias	U\$S 19:900,000	U\$S 9:000,000
Expropiación de tierras	U\$S 13:920,000	U\$S 10:920,000
Movimiento de suelos	U\$S 5:378,490	U\$S 5:870,099
Total	U\$S 39:198,403	U\$S 25:050,099

Tabla 5-9: Resumen comparación de costos

5.5 Comparación de alternativas bajo la órbita ambiental

5.5.1 Introducción

Si bien una obra como la del represamiento en estudio, con el elevado volumen a embalsar, merece un estudio de impacto ambiental riguroso -no sólo por el simple hecho de estar implícita en el artículo dos del Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental que rige en nuestro país-, en el presente *ítem* se pretende hacer una breve comparación entre las alternativas en análisis, en cuanto al nivel de afectación ambiental. Dada la ligera implementación de este análisis comparativo, algunos de los supuestos pueden ser considerados altamente subjetivos y otros, incluso, erróneos, puesto que analizar la interacción entre el medio -escasamente caracterizado en esta instancia inicial- y la obra, se considera altamente complejo.

Se realizará el estudio comparativo a partir de considerar los aspectos ambientales de relevancia, analizando conjuntamente los posibles efectos, tanto en la etapa constructiva como en la operativa, según corresponda.

5.5.2 Análisis comparativo de impactos ambientales

5.5.2.1 Aspectos inherentes a la fase constructiva

Se consideran los siguientes posibles impactos derivados de la fase de construcción:

- contaminación del suelo o aguas por generación de residuos sólidos.
- contaminación del suelo, agua o napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del suelo/agua o napa freática por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del suelo/agua o napa freática por derrame de hidrocarburos.
- posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.

En cuanto a estos impactos, se entiende que en un primer análisis no habría

una diferencia significativa entre una obra u otra. Sólo se destaca que, al tener 'Casupá' menor cuenca de aporte, el caudal de estiaje menor asociado tendrá menor capacidad amortiguadora que el respectivo a 'Picada de Almeida', por lo que, ante cualquier impacto de los citados, puede que la afectación en 'Casupá' sea levemente mayor, aunque se entiende que la significancia es baja. Sin embargo, también debe contemplarse que la mayor cuenca de aporte en 'Picada de Almeida' -quizá- implique una obra de mayor duración, por lo que la probabilidad de ocurrencia de los impactos también sea levemente superior.

Afectación similar

Prosiguiendo con posibles impactos en la fase constructiva:

- contaminación del aire por generación de PM10.
- afectación por ruido.
- generación de empleo.
- riesgo de accidentes viales.

Se entiende que los impactos citados son, además de relevante baja entidad, similares en ambas localizaciones.

Afectación similar

- afectación a la vegetación

El espejo de agua generado, tanto en 'Casupá' como en 'Picada de Almeida' implicará la remoción de monte nativo ribereño, no pudiéndose determinar las especies implicadas en esta etapa preliminar. Sin embargo, en el caso de 'Picada de Almeida', la remoción será mayor, lo cual puede ser cuantificado observando las imágenes satelitales. Asimismo, dicha afirmación se sustenta en que, al presentar 'Picada de Almeida' un perfil más tendido que 'Casupá', el primero cuenta con una disponibilidad hídrica en el suelo superior, lo cual promueve el mayor crecimiento del monte ribereño.

Leve afectación superior en 'Picada de Almeida'

Por último:

- afectación a la ictiofauna durante el desvío del curso.

Dado que 'Picada de Almeida' tiene una cuenca de aporte superior y en tanto un caudal mayor que en 'Casupá', puede que durante la obra de desvío del curso se presente una leve afectación superior, pero no hay elementos suficientes que sustenten dicha afirmación.

No se concluye

5.5.2.2 Aspectos inherentes a la fase operativa

Presencia física de la presa

Este aspecto ambiental se considera de relevante importancia, dada la diversidad de impactos ambientales que se derivan del mismo. En forma sucinta, puede establecerse que:

- Dada la cercanía entre los lagos, la fauna afectada será la misma en ambos puntos. Se considera por tanto que no habrá diferencia en la afectación, al tiempo que la misma puede que no sea más que el simple alejamiento.

Afectación similar

- Dado que el espejo de agua en la región de Picada de Almeida es superior al generado en Casupá, puede que el primero genere mayor resistencia social en el proceso de expropiación, ya sea por los propietarios de los padrones afectados o por vecinos locales. Al tiempo que, en caso de existir diferencia - en cómo el proyecto es contemplado en una u otra ubicación- la misma sería ínfima y probablemente sólo podría estar amparada en que los padrones afectados en 'Picada de Almeida' pertenezcan a una gran cantidad de propietarios, lo cual en esta instancia se desconoce. Sintetizando lo anterior, puede que las tierras afectadas en 'Picada de Almeida' pertenezcan a pocos propietarios, por lo que no se puede concluir sobre este ítem.

No se concluye

- El espejo de agua generado en 'Picada de Almeida' afecta una ruta nacional (N° 40), algunos caminos prescindibles y un número escaso de casas,

mientras que el generado en 'Casupá', además de afectar algunos caminos también de baja relevancia, podría implicar el realojo de un número reducido de vecinos, dada la presencia de algunas casas en la zona a inundar. Sin embargo, se desconoce si las construcciones -tanto para 'Picada de Almeida' como para 'Casupá'- están habitadas en forma permanente.

Leve afectación superior en 'Picada de Almeida'

- Siguiendo con la presencia de los lagos, se observa que la misma afectará suelos de mayor productividad en 'Picada de Almeida' que en 'Casupá'. Sin embargo, esto ya fue contemplado en la comparativa de costos por lo que no se tendrá en cuenta.

No concluyente

- Ambos lagos podrían implicar un atractivo turístico/recreativo para las ciudades de 'Casupá' y para 'Fray Marcos' en el caso de 'Picada de Almeida'.

Afectación similar

Contingencias

- En caso de rotura de la presa por anomalías constructivas o geotécnicas, el impacto generado sería extremo en el caso de 'Picada de Almeida', puesto que aproximadamente 4 km aguas abajo de la presa se ubica la localidad de 'Bolívar', de área algo superior a las diez hectáreas. Obviamente, es contundente que éste sería el impacto de mayor entidad, dado el peligro de vida implícito, a pesar de que el riesgo asociado es ínfimo, siguiendo prácticas constructivas y de análisis de suelos conforme al estado actual del arte.

Significativa afectación superior en 'Picada de Almeida'

Se presentarán a continuación dos matrices de valoración (una para la fase constructiva y otra para la operativa) en las cuales, además de agregar otros impactos potenciales no citados anteriormente, se sintetiza la comparación entre ambas alternativas.

FASE CONSTRUCTIVA										
IMPACTO	MAGN.	PREVISIÓN		EVOLUCIÓN				CARÁCTER	CASUPÁ	PICADA DE ALMEIDA
		CAUSA EFECTO	INTER. DE ACCIONES	EXTEN.	PERSIST.	GRADO DE RECUP.	PROB.	SIG.	LA AFECTACIÓN SERÁ:	
contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua por generación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del aire por generación de PM10.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación por ruido.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
pérdida de cobertura vegetal	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación a la fauna terrestre.	Baja	Dir	Acu	Pun	Perm	Rev	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación a la ictiofauna.	Baja	Dir	Acu	Pun	Perm	Rev	Pro	-	NO CONCL	NO CONCL
afectación al paisaje.	Moderada	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación a la vegetación.	Moderada	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-	INFERIOR	SUPERIOR
falla de estabilidad.	Alta	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-	INFERIOR	SUPERIOR
expropiación.	Alta	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-	INFERIOR	SUPERIOR
generación de empleo.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Cer	+	SIMILAR	SIMILAR
afectación a la red vial.	Baja	Dir	Acu	Pun	Tem		Pro	-	INFERIOR	SUPERIOR
riesgo de accidentes viales.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
pérdida del patrimonio arqueológico.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR

FASE OPERATIVA										
IMPACTO	MAGN.	PREVISIÓN		EVOLUCIÓN				CARÁCTER	CASUPÁ	PICADA DE ALMEIDA
		CAUSA EFECTO	INTER. DE ACCIONES	EXTEN.	PERSIST.	GRADO DE RECUP.	PROB.	SIG.	LA AFECTACIÓN SERÁ:	
contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
contaminación del agua por descomposición orgánica.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación a la avifauna.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación a la ictiofauna.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
afectación al paisaje.	Mod.	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-	SIMILAR	SIMILAR
pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Rev	Cer	-	NO CONCL	NO CONCL
procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-	SIMILAR	SIMILAR
pérdida de conectividad vial.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Ppr	-	INFERIOR	SUPERIOR
incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-	SIMILAR	SIMILAR
generación de empleo.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Rev	Cer	+	SIMILAR	SIMILAR
falla en la estabilidad de la presa.	Alta	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Ppr	-	INFERIOR	SUPERIOR

5.5.3 Conclusión final – perspectiva ambiental

Si bien no hay una metodología de ponderación de los posibles impactos ambientales que carezca de subjetividad, sumado al escaso conocimiento del medio en esta instancia preliminar, así como la posible omisión de otros impactos ambientales de relevancia, **se considera que la localización de la presa en 'Casupá' es levemente recomendable frente a la localización en 'Picada de Almeida' desde el punto de vista ambiental.**

5.6 Selección del punto de localización de la presa

Si bien en esta instancia se esperaría la realización de un análisis FODA o multicriterio, se entiende que luego de los estudios comparativos de costos y de afectaciones ambientales -y teniendo en cuenta que los aspectos relativos a la viabilidad técnica no fueron concluyentes al discernir entre una alternativa u otra-, **la alternativa de ubicación de la presa en 'Casupá' es ampliamente recomendable respecto a la ubicación en 'Picada de Almeida'**, puesto que, en los dos estudios comparativos citados, la primera presentó resultados favorables frente a la segunda.

Vistos los resultados concluyentes, podría cuestionarse por qué -por ejemplo- no se decidió analizar dos alternativas sobre el A° Casupá. En cuanto a ello se expone lo siguiente:

- 1) Antes de elegir el punto propuesto sobre el A° Casupá, se analizaron en forma sucinta otros sobre el mismo arroyo y en base a ese análisis básico fue que el punto en cuestión finalmente se seleccionó.
- 2) Asimismo, dados los antecedentes históricos que datan desde mediados del siglo pasado, los cuales proponen como posible punto de localización a 'Picada de Almeida', se consideró oportuno estudiar dicho emplazamiento, puesto que el mismo presenta una capacidad de almacenamiento superior a la necesaria para satisfacer las necesidades futuras.

5.7 Matriz Multicriterio

En la matriz se realiza una ponderación relativa entre todos los criterios seleccionados (importancia relativa de un factor respecto de otro). A modo de ejemplo la construcción desde el punto de vista económico es 7 veces más “relevante” que la adaptabilidad funcional. Esta ponderación se observa en la celda ubicada en la fila 3 y columna 6. Posteriormente esta metodología multicriterio requiere el cálculo del vector propio. Luego, para cada criterio se determina la importancia relativa entre las dos alternativas planteadas. A modo de ejemplo, comparando el criterio económico de la construcción entre las alternativas, a Casupá se le asignó un valor de 3 y a Picada de Almeida un valor de 1 dado que la obra en Casupá implica un costo considerablemente menor. Finalmente, se multiplica escalarmente el vector propio con los vectores de importancia relativa. Se selecciona la opción que otorgue el escalar mayor.

Análisis Multicriterio									
		Criterios Ambientales		Criterios Económicos		Criterios Funcionales			
		Construcción	Operación	Construcción	Operación	Vulnerabilidad	Adaptabilidad	Eficiencia	
Criterios Ambientales	Construcción	1/1	1/3	1/5	3/1	1/1	3/1	3/1	
	Operación	3/1	1/1	1/3	1/5	3/1	3/1	5/1	
Criterios Económicos	Construcción	5/1	3/1	1/1	7/1	5/1	7/1	5/1	
	Operación	1/3	5/1	1/7	1/1	1/1	3/1	1/1	
Criterios Funcionales	Vulnerabilidad	1/1	1/3	1/5	1/1	1/1	3/1	1/3	
	Adaptabilidad	1/3	1/3	1/7	1/3	1/3	1/1	1/3	
	Eficiencia	1/3	1/5	1/5	1/1	3/1	3/1	1/1	
Importancia del criterio	vector propio	0.1295	0.164	0.413	0.1515	0.07	0.0325	0.08	
Importancia relativa	Casupá	2	2	3	1	2	1	1	
	Picada de Almeida	1	1	1	1	1	2	2	
Valoración total								Total	
	Casupá	0.259	0.328	1.239	0.1515	0.14	0.0325	0.08	2.2'
	Picada de Almeida	0.1295	0.164	0.413	0.1515	0.07	0.065	0.16	1.15

El resultado del análisis es que Casupá es la opción más conveniente

6 Visita al sitio de emplazamiento de la presa

Para llegar al punto de cierre, se accede en primera instancia por la Ruta 7 que cruza la ciudad de Casupá, tomando luego la calle Damaso Antonio Larrañaga. A partir de ésta se ingresa a un camino que comienza a la salida de la citada ciudad, sobre el cual debe transitarse aproximadamente 10 km de distancia. El acceso final se realiza a través de la portera de una estancia privada.

El recorrido descrito puede observarse en el siguiente mapa:



Figura 6-1 Recorrido realizado hacia el punto de cierre



Figura 6-2 Vista a lo largo del arroyo Casupá



Figura 6-3 Punto de Cierre y vista del monte ribereño en la margen Este del arroyo



Figura 6-4 Vista aguas abajo del arroyo



Figura 6-5 Vista aguas arriba del arroyo



Figura 6-6 Pendiente lateral del valle (vista al Este)



Figura 6-7 Pendiente lateral del valle (vista al oeste)

7 Balance Hídrico a los embalses

7.1 Antecedentes

A continuación se explicará la metodología utilizada para el cálculo del volumen útil del embalse a emplazar en Casupá.

En el capítulo 4 del presente informe se realizó un 'modelo de balance hídrico primario', en el cual se determinó que, para ofrecer una garantía del 98% con una reserva de 60 días para satisfacer la demanda proyectada en el horizonte, se necesitaría un embalse de aproximadamente 102 hm³.

Para dicho modelo se utilizó datos de aforo diario de caudal de las estaciones 'Florida' y 'Paso Pache' (serie completa de registros diarios desde 1983 hasta 2011), a partir de las cuales, considerando ponderación por áreas, se estimaron las series de aporte diario que ingresarían a los embalses de Paso Severino y Canelón Grande.

7.2 Metodología implementada

7.2.1 Consideraciones realizadas

Debe recalcar que para la estimación de la serie de aportes a Paso Severino se utilizó la estación 'Florida' y no la estación 'Santa Lucía' (ubicada ésta aguas debajo de la citada presa), dado que esta última tiene implícita las regulaciones realizadas por Paso Severino a lo largo del período y, por ende, no se estaría contemplando un escurrimiento natural debido únicamente a factores climáticos y fisiográficos. Por mismas razones, la estación de Santa Lucía no se utiliza para estimar la serie de aportes a Aguas Corrientes, utilizándose en su lugar el aforo de Paso Pache.

En cuanto a la hipótesis de ponderación de áreas, ésta se ampara en la suposición de que dada las cercanías de las cuencas en cuestión, las condiciones meteorológicas han de ser y habrán sido similares tiempo atrás. Asimismo, hay ciertas similitudes en las características fisiográficas de las cuencas, como ser el tipo de suelo (predominancia de Brunosoles Eutrícos – Vertisoles según surge de la Carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay). En cuanto al uso del suelo, tomando como referencia el mapa de coberturas de suelo del SIG de RENARE, se observa la predominancia de pradera natural. Los cultivos de secano se

encuentran distribuidos y en pequeñas áreas por toda la cuenca, salvo en la cuenca alta de Paso Pache (posterior al arroyo El Soldado), donde prácticamente no se encuentra dicho cultivo. Cabe destacar que dicha cuenca alta es menor a la quinta parte de la cuenca de Paso Pache. En menor proporción se observan montes de eucaliptus y montes nativos en las márgenes de los cursos de agua. Por tanto se entiende que el uso del suelo en la cuenca es similar, ya que aproximadamente se mantienen los porcentajes de cada tipo de uso de suelo para cada una de las subcuencas de interés.

Se entiende, sin embargo, la adopción de esta hipótesis podría dar lugar a resultados no del todo exactos, pero su implementación responde al beneficio de poder realizar balances de paso diario. La situación óptima sería, obviamente, la de contar con aforos en las cuencas trabajadas.

A continuación se muestran las subcuencas de interés, utilizadas en el modelo.

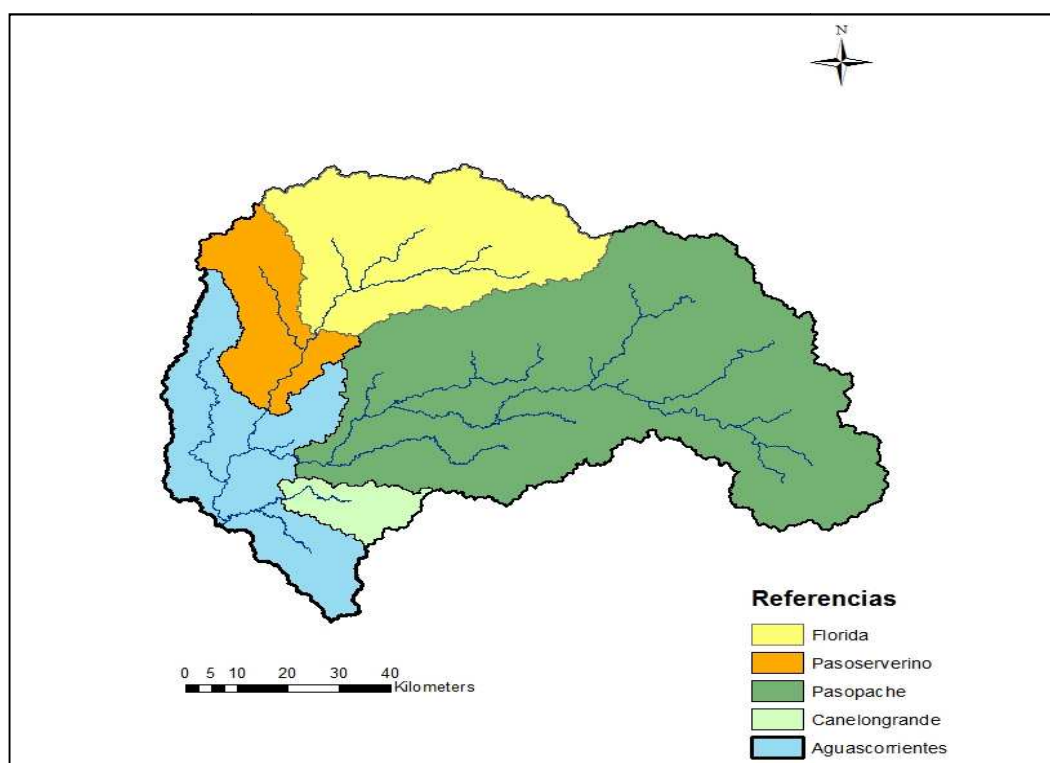


Figura 7-1 Subcuencas utilizadas en el modelo de balance hídrico

7.2.2 Método de la Curva de Masas

Una vez obtenidas las citadas series de caudales diarios, se implementó en el modelo el 'método de la Curva de Masas o Diagrama de Rippl para demandas constantes'. El mismo consiste, básicamente, en graficar los escurrimientos

acumulados -diarios en este caso- sobre el río versus la demanda acumulada (que al ser de carácter constante obviamente tendrá un gráfico lineal). Se supone que en todo punto en que la curva de masas tenga pendiente superior a la de la curva de demandas acumuladas, se estará 'desaprovechando' el agua, ya que ésta estaría siendo vertida y en tanto no regulada. Cuando la pendiente de la curva de masas sea inferior a la de la curva de demandas acumuladas, se estaría entrando en déficit, puesto que no se estaría cubriendo la demanda. De esta forma puede determinarse el máximo déficit, el cual será el volumen útil a embalsar.

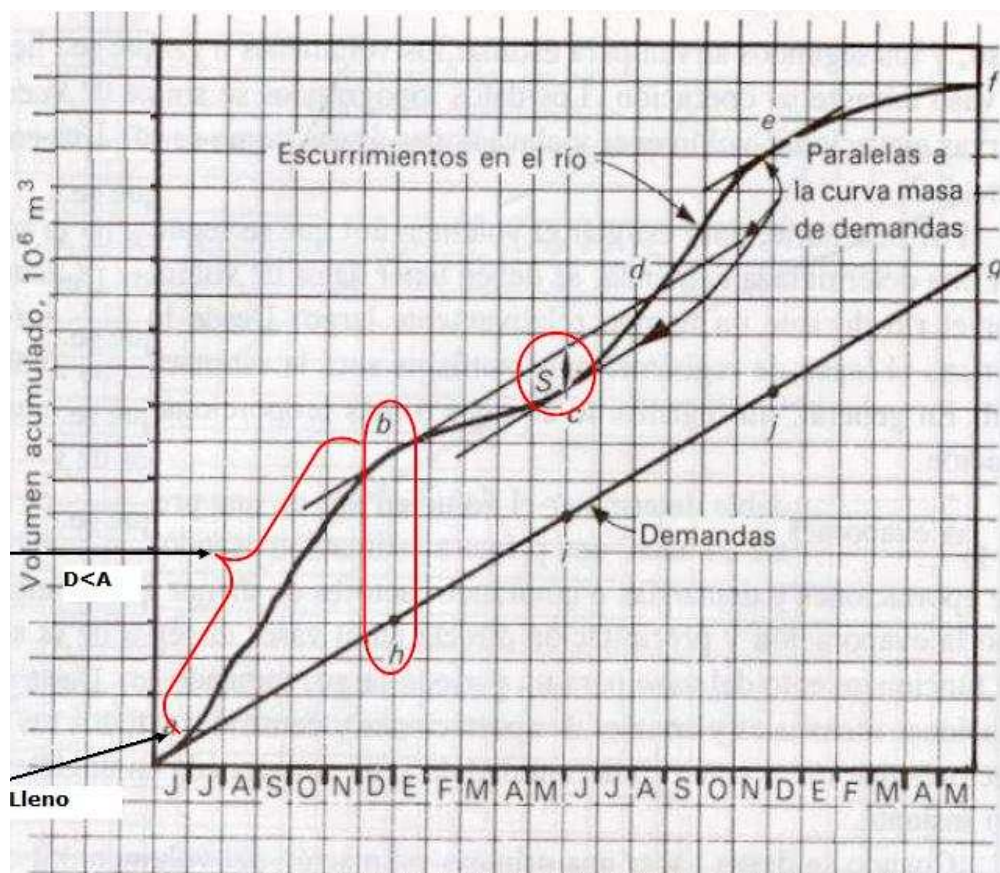


Figura 7-2 Curva de masas

Como se observa en la precedente imagen,

- Entre **a** y **b** la demanda es menor al aporte, el vaso permanece lleno y el exceso sale por la obra de excedencias
- Hasta el punto **b**, se ha derramado un volumen igual a la diferencia de ordenadas entre los puntos **b** y **h**
- Del punto **b** al **c** el caudal de aporte es menor a la demanda, por lo que en este lapso el volumen almacenado disminuye

- d) En el punto **c** se llega a un nivel mínimo en el vaso; la máxima diferencia entre el volumen de aportación y el de demanda del punto **b** al **c** está dado por la diferencia de ordenadas **S** entre una recta tangente al punto **b** y el punto **c**
- e) Del punto **c** al **e** el caudal de aporte es nuevamente mayor que el de demanda y el volumen almacenado aumenta otra vez

En la práctica no se aplica estrictamente el método gráfico, sino que se sigue el mismo concepto de acumular sucesivamente el término 'aportes – demanda', pero a través de una planilla de cálculo.

El modelo realizado en el capítulo 4 tenía la siguiente forma:

Fecha	Q hacia AACC salvo PS y Canelón Grande	Q entrada PS	Demanda AACC	Almacenamiento actual útil PS	Q vertido PS	Q PS para cubrir demanda	Q entrada Canelón Grande	Almacenamiento actual útil Canelón Grande	Q vertido Canelón Grande	Q Canelón Grande para cubrir demanda
	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día
01/01/1983	0,071	0,027	1,180	66,000	0,000	0,928	0,003	12,000	0,000	0,111
02/01/1983	0,071	0,027	1,180	65,100	0,000	0,928	0,003	11,075	0,000	0,928
03/01/1983	0,071	0,027	1,180	64,199	0,000	0,928	0,003	10,151	0,000	0,928
04/01/1983	0,071	0,027	1,180	63,299	0,000	0,928	0,003	9,226	0,000	0,928
05/01/1983	0,071	0,027	1,180	62,398	0,000	0,928	0,003	8,301	0,000	0,928
06/01/1983	0,071	0,027	1,180	61,498	0,000	0,928	0,003	7,377	0,000	0,928
07/01/1983	0,071	0,027	1,180	60,598	0,000	0,928	0,003	6,452	0,000	0,928
08/01/1983	0,071	0,027	1,180	59,697	0,000	0,928	0,003	5,527	0,000	0,928
09/01/1983	0,071	0,027	1,180	58,797	0,000	0,928	0,003	4,603	0,000	0,928
10/01/1983	0,071	0,027	1,180	57,896	0,000	0,928	0,003	3,678	0,000	0,928

Donde:

'Q hacia AACC salvo PS y Canelón Grande': Caudal diario que llega a Aguas Corrientes perteneciente a la porción de su cuenca no regulada. Éste es estimado con proporcionalidad de cuencas, considerando los datos de aforo de Paso Pache.

'Q entrada PS': Caudal de ingreso al embalse de Paso Severino, estimado por proporcionalidad de cuencas, considerando la cuenca aforada de Florida.

'Demanda AACC': Demanda de la planta de Aguas Corrientes más el caudal ecológico en dicho punto.

'Almacenamiento actual útil PS': Volumen almacenado en Paso Severino.

'Q vertido PS': Caudal erogado por el vertedero de excedencias de Paso Severino, una vez que se supera el volumen útil del mismo.

'Q PS para cubrir demanda': Caudal regulado por Paso Severino para cubrir la demanda de Aguas Corrientes. Se determina considerando por un lado que se debe mantener el caudal ecológico en el caso que no haya vertido suficiente y, por el otro, debe cubrir lo que la cuenca no regulada de AACC no logra satisfacer de la demanda.

'Q entrada Canelón Grande': Caudal de ingreso al embalse de Canelón Grande, estimado por proporcionalidad de cuencas, considerando la cuenca aforada de Paso Pache.

'Almacenamiento actual útil Canelón Grande': Volumen almacenado en Canelón Grande.

'Q vertido Canelón Grande': Caudal erogado por el vertedero de excedencias de Canelón Grande, una vez que el volumen del embalse supera el volumen útil del mismo.

'Q Canelón Grande para cubrir demanda': Caudal regulado por Canelón Grande para cubrir la demanda de Aguas Corrientes.

7.2.3 Carencias del balance hídrico primario

Este modelo primario, tenía en su concepto algunas carencias, a saber:

- Los aportes realizados por las represas de Paso Severino y Canelón Grande para cubrir la demanda se supusieron proporcionales a sus volúmenes útiles, esto es, para una cierta demanda a satisfacer:

$$Q_d = \frac{Q_d V_{PASO SEVERINO}}{V_{PASO SEVERINO} + V_{CANELÓN GRANDE}} + \frac{Q_d V_{CANELÓN GRANDE}}{V_{PASO SEVERINO} + V_{CANELÓN GRANDE}}$$

siendo el primer y segundo término los aportes de Paso Severino y de Canelón Grande respectivamente.

Se entiende que podría haberse contemplado otros modelos de aporte para comparar sus resultados.

- No se tuvo en cuenta los efectos de la precipitación directa y la evaporación sobre el embalse, los cuales pueden ser determinantes en períodos secos.
- Finalmente, el volumen necesario a embalsar se obtuvo a través del incremento sucesivo del volumen de Paso Severino hasta lograr obtener el nivel de garantía establecido, siendo entonces éste la diferencia entre el

volumen final y el volumen embalsado por la citada represa. Un modelo algo más representativo implicaría disponer de un embalse independiente, ya que en Casupá no se aplicaría necesariamente una serie de aportes (siguiendo la hipótesis de proporcionalidad de áreas) proporcional a la serie aforada en la cuenca de Florida, como sí se aplica en Paso Severino. Si se siguiera la hipótesis manejada, debería aplicarse una proporcionalidad a la serie de aportes de Paso Pache.

7.2.4 Incidencia de la precipitación y evaporación

A los efectos entonces de tener en cuenta la incidencia de la precipitación y de la evaporación, se obtuvo las series de datos diarios de dichos parámetros -para el período temporal en estudio- de la estación 'Las Brujas' (Estación Experimental Wilson Ferreira Aldunate) del INIA, ubicada en el kilómetro 10 de la Ruta 48. Dicha estación es la más cercana al punto de estudio respecto de las otras estaciones con que cuenta el INIA.

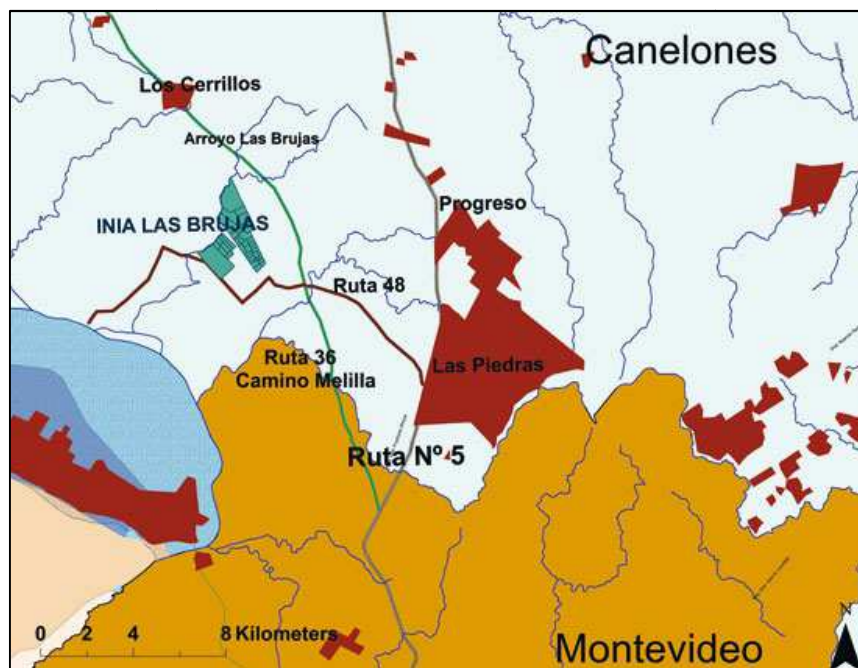


Figura 7-3 Plano de ubicación de la estación Las Brujas

El parámetro evaporación obtenido de dicha estación, corresponde a la 'evaporación del tanque A'.

La evaporación del embalse se obtiene multiplicando el parámetro citado por 0.7.

7.3 Descripción del nuevo modelo de balance hídrico

Los datos de entrada son los siguientes:

Aguas Corrientes	
Demanda OSE (m^3/s)	8.92
Q estiaje (m^3/s)	3.66
Demanda (m^3/s)	12.6
Reserva mínima (días)	60

Embalse Paso Severino	
Volumen total (hm^3)	75
Volumen no utilizable (hm^3)	9
Volumen útil (hm^3)	66.0
Q estiaje ($\text{hm}^3/\text{día}$)	0.086

Embalse nuevo	
Volumen total (hm^3)	???
Volumen no utilizable (hm^3)	???
Volumen útil (hm^3)	???
Área de aporte (km^2)	669.5
Q estiaje ($\text{hm}^3/\text{día}$)	0.023

La variable con la cual se itera es el volumen total, a partir de la cual se obtiene el volumen no utilizable (supuesto un 10% del primero, según valores promedio de otros embalses analizados). La iteración se realiza hasta obtener un nivel de garantía de 98%.

Es menester recordar que el área de aporte para el nuevo embalse en Casupá se obtuvo mediante un modelo digital del terreno (obtenido de la web del RENARE) para el punto de cierre seleccionado a priori y el caudal de estiaje se calculó considerando un caudal específico de 0.4 l/s/km^2 .

Una imagen simplificada del modelo se puede ver a continuación, en la cual se debió ocultar gran cantidad de columnas para su visualización.

Fecha	Almacenamiento actual útil PS	Q vertido PS	Q PS para cubrir demanda	Almacenamiento o actual útil embalse nuevo	Q vertido embalse nuevo	U embalse nuevo para cubrir demanda	Almacenamiento actual útil Canelón Grande	Q vertido Canelón Grande	U Canelón Grande para cubrir demanda	Reserva 60 días de demanda	Años con falla	Garantía	Cantidad de días por debajo de reserva mínima
	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día	hm ³	hm ³ /día	hm ³ /día			%	%
01/01/1983	66.000	0.000	0.740	82.800	0.000	0.199	12.000	0.000	0.084	0		100.0	0.000
02/01/1983	65.288	0.000	0.740	82.524	0.000	0.199	11.919	0.000	0.084	0			
03/01/1983	64.576	0.000	0.740	82.241	0.000	0.199	11.838	0.000	0.084	0			
04/01/1983	63.863	0.000	0.740	81.962	0.000	0.199	11.757	0.000	0.084	0			
05/01/1983	63.151	0.000	0.740	81.686	0.000	0.199	11.675	0.000	0.084	0			
06/01/1983	62.439	0.000	0.740	81.403	0.000	0.199	11.594	0.000	0.084	0			
07/01/1983	61.727	0.000	0.740	81.172	0.000	0.199	11.513	0.000	0.084	0			
08/01/1983	61.014	0.000	0.740	80.886	0.000	0.199	11.432	0.000	0.084	0			
09/01/1983	60.302	0.000	0.740	80.603	0.000	0.199	11.351	0.000	0.084	0			
10/01/1983	59.590	0.000	0.740	80.316	0.000	0.199	11.270	0.000	0.084	0			
11/01/1983	58.878	0.000	0.740	80.032	0.000	0.199	11.188	0.000	0.084	0			
12/01/1983	58.165	0.000	0.740	79.742	0.000	0.199	11.107	0.000	0.084	0			
13/01/1983	57.453	0.000	0.740	79.457	0.000	0.199	11.026	0.000	0.084	0			
14/01/1983	56.743	0.000	0.738	79.212	0.000	0.199	10.945	0.000	0.084	0			
15/01/1983	56.055	0.000	0.725	78.985	0.000	0.195	10.867	0.000	0.083	0			
16/01/1983	55.346	0.000	0.738	78.709	0.000	0.199	10.786	0.000	0.084	0			
17/01/1983	54.633	0.000	0.740	78.449	0.000	0.199	10.705	0.000	0.084	0			
18/01/1983	53.921	0.000	0.740	78.201	0.000	0.199	10.624	0.000	0.084	0			
19/01/1983	53.209	0.000	0.740	77.901	0.000	0.199	10.543	0.000	0.084	0			
20/01/1983	52.497	0.000	0.740	77.630	0.000	0.199	10.461	0.000	0.084	0			
21/01/1983	51.785	0.000	0.740	77.387	0.000	0.199	10.380	0.000	0.084	0			
22/01/1983	51.072	0.000	0.740	77.071	0.000	0.199	10.299	0.000	0.084	0			

Tabla 7-1 Imagen simplificada del balance hídrico en excel

El funcionamiento del modelo es análogo al modelo primario presentado anteriormente, con la salvedad de que en este caso se consideraron la evaporación y la precipitación directa.

En modo sintético, el modelo funciona de la siguiente manera:

En primera instancia evalúa si el caudal no regulado (incluidos los vertidos desde los embalses) satisface la demanda (compuesta por la demanda de aguas corrientes y el caudal de estiaje que debe circular aguas debajo de este punto), en cuyo caso los embalses están sujetos a aportar solamente si sus respectivos vertidos no superan los caudales de estiaje correspondientes a cada cuenca. Esto es, cumplida la primer condición, basta verificar que los vertidos logren satisfacer el caudal de estiaje necesario.

En caso de no cumplirse la condición inicial, los embalses deberán aportar para satisfacer la demanda, discriminándose también si estos siquiera con sus vertidos satisfacen los caudales de estiaje correspondientes. En síntesis, los embalses deben proveer el cumplimiento de la demanda que se les exija (sobre la cual se apuntará a continuación) y de sus respectivos caudales de estiaje, teniendo precaución de que no necesariamente debe cumplir con la suma de ambos (ya

que, por ejemplo, el caudal demandado puede ser ampliamente superior al de estiaje y por ende este último ya se estaría cumpliendo con el demandado).

Como fue advertido en el párrafo anterior, los caudales de demanda sobre cada embalse aún no fueron definidos.

Esta definición implica la manera en la cual los embalses serán gestionados a los efectos de dar cumplimiento a la demanda total.

7.3.1 Alternativas de gestión de embalses

Para el presente modelo fueron considerados 3 esquemas de aporte, a saber:

- 1) Los embalses aportan en forma proporcional a sus volúmenes útiles, esto es:

$$Q_D = \frac{Q_D V_{PASO SEVERINO}}{V_{PASO SEVERINO} + V_{CANELÓN GRANDE} + V_{CASUPÁ}} + \frac{Q_D V_{CANELÓN GRANDE}}{V_{PASO SEVERINO} + V_{CANELÓN GRANDE} + V_{CASUPÁ}} + \frac{Q_D V_{CASUPÁ}}{V_{PASO SEVERINO} + V_{CANELÓN GRANDE} + V_{CASUPÁ}}$$

Donde el primer, segundo y tercer término corresponden a los aportes realizados por los embalses de Paso Severino, Canelón Grande y Casupá, respectivamente.

- 2) Los embalses aportan en forma proporcional a sus áreas de cuenca de aporte, esto es:

$$Q_D = \frac{Q_D A_{PASO SEVERINO}}{A_{PASO SEVERINO} + A_{CANELÓN GRANDE} + A_{CASUPÁ}} + \frac{Q_D A_{CANELÓN GRANDE}}{A_{PASO SEVERINO} + A_{CANELÓN GRANDE} + A_{CASUPÁ}} + \frac{Q_D A_{CASUPÁ}}{A_{PASO SEVERINO} + A_{CANELÓN GRANDE} + A_{CASUPÁ}}$$

Con misma consideración en cuanto a los términos de aporte que en el punto anterior.

- 3) Los embalses aportan en forma no simultánea, considerando que el primer embalse en aportar es Paso Severino; luego que éste se vacía comienza a aportar el embalse de Casupá y, finalmente, entra a operar el embalse de Canelón Grande. La consideración de dejar como último aporte a Canelón Grande responde al hecho conocido de que el mismo presenta condiciones

no óptimas de calidad y, en tanto, es preferible que el mismo opere sólo en las condiciones de mayor exigencia. En tanto Casupá se pone en segundo orden de prioridad por tener mayor distancia hasta Aguas Corrientes y por tanto mayores pérdidas de agua.

7.3.2 Resultados obtenidos

Los resultados que arrojaron los modelos para cada una de las alternativas estudiadas se presentan a continuación:

	Volumen útil (hm ³)	
	¿Considerando P-E?	
	NO	SÍ
Aporte proporcionalidad de volúmenes	112.5	119
Aporte proporcionalidad de cuencas de aporte	75	82.8
Aporte no simultáneo	80	87.1

Tabla 7-2 Resultados de las alternativas de gestión de embalses

En la tabla anterior se incorporaron también los valores 'sin considerar P-E' sólo a efectos de mostrar la incidencia de este término.

En conclusión, como puede observarse, la alternativa escogida entre las estudiadas corresponde al aporte con proporcionalidad de las cuencas de aporte, obteniéndose un volumen final de 82.8 hm³.

Debe indicarse, sin embargo, que eventualmente podría haberse obtenido un volumen aún inferior al hallado mediante el uso de algún software que logre optimizar la gestión operativa de los embalses, dado que el uso del método de los déficits acumulados en planilla de cálculo ofrece un número limitado de alternativas de gestión.

Como se verá en el próximo capítulo, el volumen del embalse será incrementado levemente, debido a las pérdidas que se generarán aguas abajo de la represa, debidas a la evaporación y a la infiltración a lo largo del arroyo Casupá hasta la desembocadura en el Río Santa Lucía más el tramo desde desembocadura hasta la confluencia al Santa Lucía Chico. Es

considerado este tramo debido a que aguas debajo de la citada confluencia comienza a aportar el embalse de Paso Severino.

8 Alternativas de conexión del agua al sistema metropolitano

Este capítulo tiene como objetivo evaluar distintas alternativas de conexión de la presa con la planta de tratamiento de Aguas Corrientes a nivel de estudios básicos.

A priori, se realizará una presentación de las alternativas y posteriormente un esquema comparativo de las ventajas y desventajas entre las mismas.

8.1 Presentación de alternativas

1. Conducción por el cauce: costos estaciones de monitoreo y pérdida de agua por extracción en el recorrido hasta Aguas Corrientes (117 km)
2. Conducción por gravedad forzada en tubería de PEAD con diámetro a determinar
3. Conducción por bombeo en tubería de fundición dúctil con diámetro a determinar

A su vez se consideran dos posibles caudales a conducir para el dimensionamiento de las tuberías:

- Caudal máximo determinado por el balance hídrico de paso diario ($2.2 \text{ m}^3/\text{s}$)
- Caudal de la demanda horizonte de proyecto ($8.92 \text{ m}^3/\text{s}$)

8.2 Ventajas y desventajas de las distintas alternativas

8.2.1 Entubado - Ventajas

- conservación de calidad (la cuenca de Casupá es de cabecera y por tanto su calidad podría estar sólo levemente afectada por usos antrópicos en la misma y en tanto el entubamiento conservaría la misma hasta el punto de consumo)
- menor tiempo de llegada del agua (por reducción del rozamiento, se evita la laminación y las altas pérdidas en la llanura de inundación del cauce)
- reducción de pérdidas (por estanqueidad)
- prescindir de instalación de puntos de monitoreo (como consecuencia del punto anterior)

- conocimiento del caudal erogado con gran precisión fácilmente mediante instrumentos de aforo

8.2.2 Entubado – Desventajas

- elevado costo (como se verá a continuación)
- afectación ambiental (la afectación puede ser como consecuencia de todas las actividades a llevarse a cabo durante la fase constructiva, por ejemplo: remoción del monte nativo, gran movimiento de suelos, actividades relacionadas con las maquinarias, cruce del entubado a través de cursos de agua, actividades relacionadas con la presencia del obrador, etc.)
- imposibilidad de situar la cañería por el cauce, dada su condición navegable

8.2.3 Conducción por el cauce – Ventajas

- bajo costo económico (como se verá más adelante, los costos implicados son consecuencia de la pérdida de agua por evaporación e infiltración, considerablemente estos inferiores a los implicados en la obra de entubado)
- baja afectación ambiental

8.2.4 Conducción por el cauce – Desventajas

- necesidad de instalación de al menos dos puntos de monitoreo
- afectación a la calidad
- pérdidas por usos
- mayor demora del agua

8.3 Análisis económico entre las alternativas

8.3.1 Conducción por el arroyo

En cuanto a la conducción por el arroyo Casupá, podrían generarse pérdidas tanto por evaporación como por infiltración. Si bien también se generarían pérdidas debido a usos del agua, éstas a priori no podrían cuantificarse, en tanto las mismas no serán tenidas en cuenta.

Considerando las pérdidas generadas desde la represa hasta el Río Santa Lucía Chico, se tendría entonces una longitud aproximada del cauce de 95 km y un ancho promedio de 33 m, según se estima de las imágenes satelitales. Este ancho promedio fue obtenido al considerar diversas secciones a lo largo del curso en cuestión.

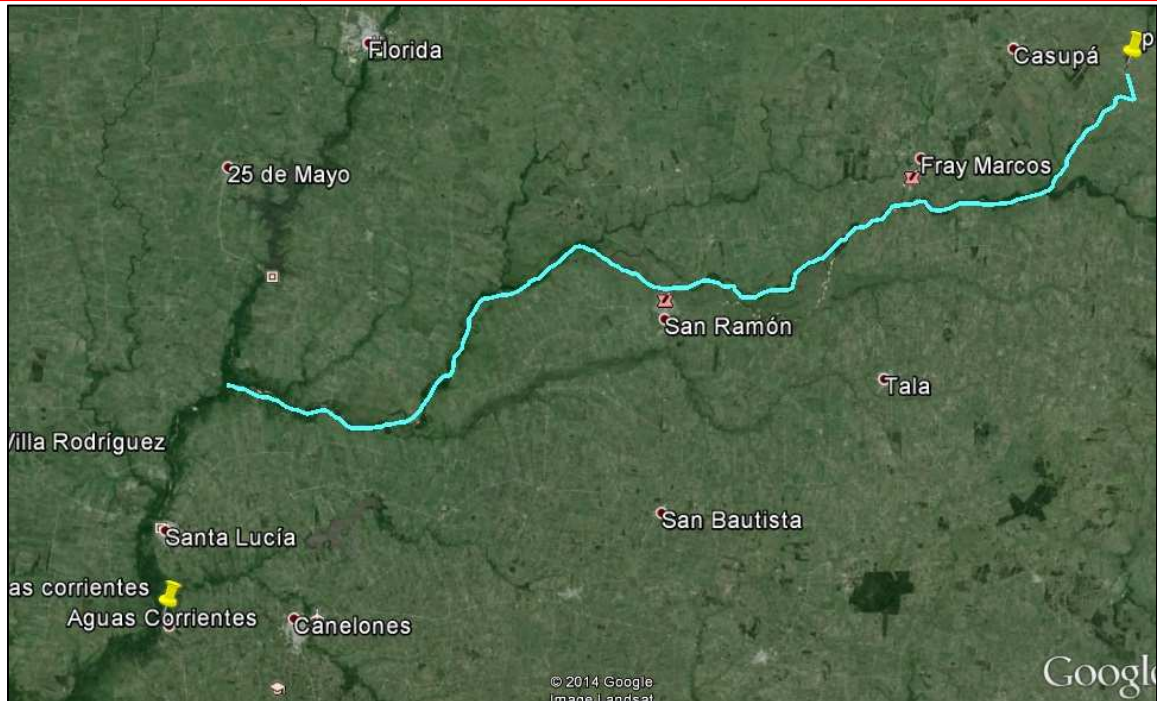


Figura 8-1 Tramo del curso donde se estudian pérdidas de agua

En tanto, el área expuesta a las pérdidas es de aproximadamente 3.14 km^2 .

Para la cuantificación de la evaporación, se utiliza el valor promedio de la evaporación del tanque A obtenido en la estación 'Las Brujas' del INIA, misma estación utilizada en el balance de los embalses.

Se tiene entonces:

ETanque A promedio: 4.15 mm/día

Coeficiente Evaporación del embalse: 0.7 (Según referencia, Ven Te Chow – Hidrología Aplicada, pág. 188)

Área: 3.14 km^2

En consecuencia, el valor de la evaporación es de $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$

Para la obtención aproximada de la infiltración, se estima que 23.2 km del curso tienen lecho arenoso y el resto lecho de arcilla de alta conductividad (a efectos de considerar una conductividad más alta y otorgar mayor margen de seguridad a esta aproximación). Los 23.2 km del curso con lecho arenoso se derivan de la observación de imágenes satelitales. Con respecto al resto del cauce, es menester dejar claro que no se puede aseverar con certeza la composición del lecho, por lo

que se optó por seleccionar una arcilla de alta conductividad. Para tener una caracterización más específica del lecho debería realizarse un estudio de cateos.

Teniéndose entonces que la conductividad tiene los siguientes valores obtenidos en el libro 'Geotechnical Engineering: Principles and Practices' - Donald P. Coduto:

$K = 10^{-8}$ m/s Arcillas de alta conductividad

$K = 10^{-6}$ m/s Arenas

De igual modo, como ya fue expuesto, los valores de conductividad deberían ser obtenidos a partir de análisis en laboratorio de muestras extraídas a lo largo del cauce.

Se llega a una infiltración total de:

$$33 \text{ m} \times (71800 \text{ m} \times 10^{-8} \text{ m/s} + 23200 \text{ m} \times 10^{-6} \text{ m/s}) = 0.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

En consecuencia, el total de las pérdidas alcanzaría el valor de $0.89 \text{ m}^3/\text{s}$

Para proceder al cálculo del volumen extra que se necesitaría en Casupá (el cual deberá sumarse a los 82.8 hm^3 para obtener el volumen definitivo), se procede a realizar nuevamente un balance a los embalses, con la misma operativa de gestión seleccionada en el capítulo anterior pero, esta vez, imponiéndole a la represa de Casupá el cumplimiento de una demanda extra de $0.89 \text{ m}^3/\text{s}$.

El resultado final del balance indica que el volumen útil necesario ahora es de 84.8 hm^3 , esto es, la conducción del agua por el curso implicaría un incremento en la obra de sólo 2 hm^3 .

Por otro lado, se entiende pertinente la instalación de al menos dos estaciones de aforo de caudal, según la siguiente figura:

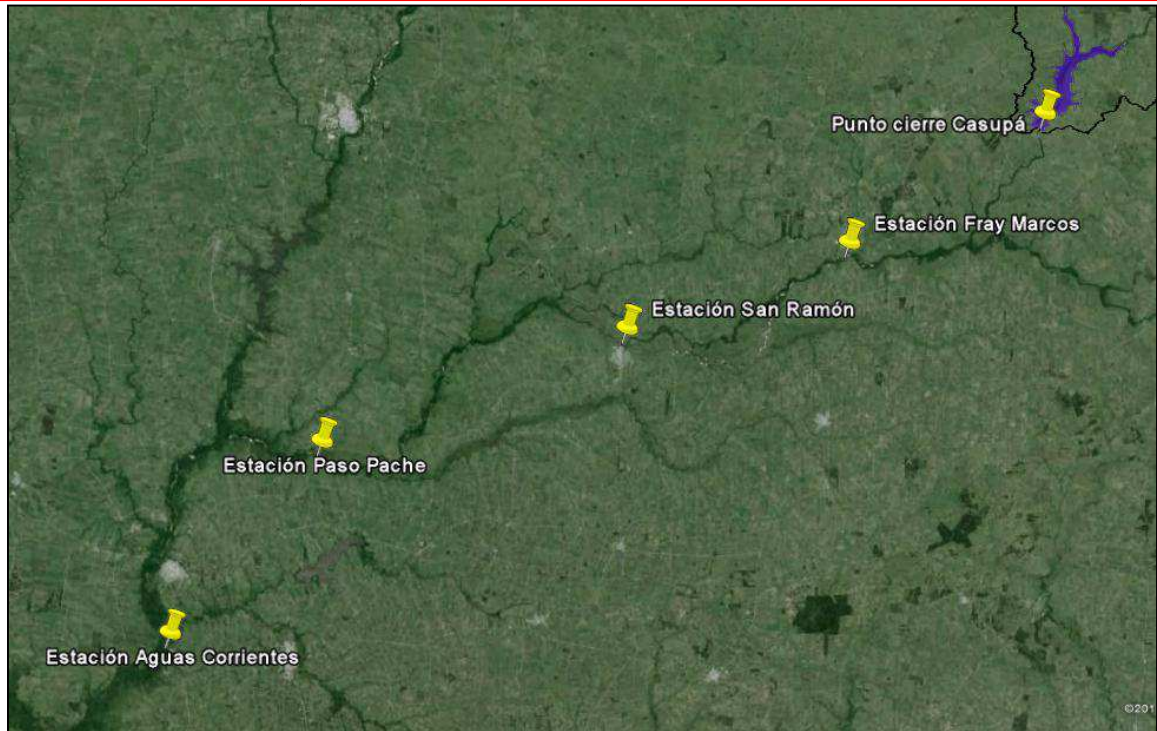


Figura 8-2 Ubicación de posibles estaciones de aforo

Es decir, podrían implementarse dos estaciones, una en San Ramón y otra en Fray Marcos (ambas ubicadas sobre los puentes cercanos a las ciudades).

Para ambas alternativas, surgiría la necesidad de instalar un sistema SCADA a los efectos de realizar una óptima gestión de los embalses así como la inclusión de un sistema de predicción meteorológica que permita un conocimiento previo de los eventos extremos.

8.3.2 Conducción por tuberías

8.3.2.1 Recorrido de la tubería

El trazado de la tubería no puede coincidir con el cauce por ser un Río navegable, por tanto se debe considerar la expropiación de una faja de terreno cercana al Río y el cruce de otros cursos de agua.

A continuación se muestra el recorrido de la tubería en una imagen obtenida de Google Earth.

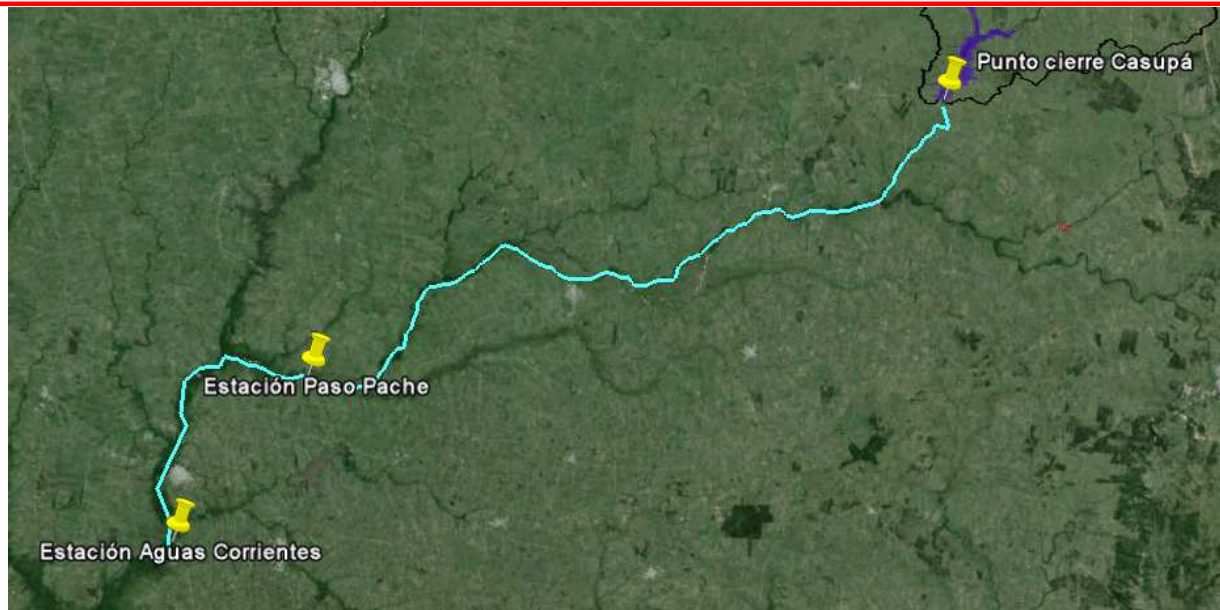


Figura 8-3 Recorrido de la tubería

La imagen siguiente muestra el perfil altimétrico del terreno por el cual se instalaría la tubería, obtenido mediante Google Earth.



Figura 8-4 Perfil altimétrico de la tubería

8.3.2.2 Metodología de cálculo

Se utiliza para modelar el problema la ecuación de Darcy-Weisbach para conducciones a presión. Se justifica su uso por ser un estudio básico. Para una etapa posterior deben utilizarse modelos que consideren régimen no permanente como por ejemplo EPA SWMM.

Se considera el perfil mostrado anteriormente con cota de zameado 3 m inferior al terreno por ser una tubería enterrada. Para esta aproximación se supuso un diámetro de tubería de 2m más 1m de tapada.

La carga hidráulica en la entrada considerada es determinada por el NMU, 10 m.c.a., de esta forma se asegura la conducción del caudal de diseño para la condición más desfavorable desde el punto de vista hidráulico.

A continuación se muestran los cálculos realizados para distintos materiales de tubería considerando la conducción por gravedad forzada y por impulsión.

8.3.2.3 Gravedad forzada

Para el dimensionado de la tubería, se propone un diámetro. Luego se determina la velocidad que permite circular el caudal requerido, verificando que la misma no sea elevada ya que implica una pérdida de carga importante. Posteriormente se determina la pérdida de carga distribuida mediante Darcy-Weisbach. El valor de pérdida de carga calculado debe ser aproximadamente igual al desnivel geométrico entre los puntos considerados (ya que las velocidades son bajas). Dichos puntos quedan determinados en el perfil altimétrico a partir de la longitud de tubería considerada. Se muestra a continuación las tablas con los resultados obtenidos.

Caudal 2.2 m ³ /s PEAD 1400 mm		
H1 (m)	94	
H2 (m)	3	
Vel (m/s)	1.54	
Radio (m)	0.7	
Caudal (m ³ /s)	2.4	
PérdidaH (m)	91	91
Longitud (m)	117000	
f	0.009	
ε	0.0015	
ε/D	0.00000075	
Re	2156000	

Caudal 8.9 m ³ /s PEAD 2400 mm		
H1 (m)	94	
H2 (m)	3	
Vel2 (m/s)	2.02	
Radio (m)	1.2	
Caudal (m ³ /s)	9.1	
PérdidaH (m)	91	91
Longitud (m)	117000	
f	0.009	
ε	0.0015	
ε/D	0.00000075	
Re	4848000	

8.3.2.4 Impulsión

Se propone para cada caudal de diseño dos alternativas de diámetro de tuberías que varían significativamente la cantidad de estaciones de bombeo requeridas con el fin de ampliar el espectro para la selección de la alternativa más conveniente.

La metodología de cálculo es similar a la expresada anteriormente, solo que en este caso hay que determinar primeramente la ubicación de las estaciones de bombeo (cuando las pérdidas por fricción son iguales al desnivel geométrico aproximadamente). La carga hidráulica aportada por cada estación se determina a partir de las curvas de las bombas (120m para un caudal de $2.2\text{m}^3/\text{s}$ y 50m para un caudal de $8.9\text{ m}^3/\text{s}$).

Se muestra a continuación las tablas con los resultados obtenidos.

Caudal 2.2 m ³ /s Fundición revestida de cemento 1000mm – 4 estaciones de bombeo														
Darcy-weisbach			Carga bomba (m)	120		Carga bomba (m)	120		Carga bomba (m)	120		Carga bomba (m)	120	
H1 (m)	94		H2' (m)	202		H3' (m)	159		H4' (m)	140		H5' (m)	140	
H2 (m)	82		H3 (m)	39		H4 (m)	20		H5 (m)	20		H6 (m)	3	
Vel (m/s)	2.8		Vel (m/s)	2.8		Vel (m/s)	2.8		Vel (m/s)	2.8		Vel (m/s)	2.8	
Radio (m)	0.5		Radio (m)	0.5		Radio (m)	0.5		Radio (m)	0.5		Radio (m)	0.5	
Caudal (m3/s)	2.2		Caudal (m3/s)	2.2		Caudal (m3/s)	2.2		Caudal (m3/s)	2.2		Caudal (m3/s)	2.2	
PérdidaH (m)	12	12	PérdidaH (m)	164	163	PérdidaH (m)	140	139	PérdidaH (m)	120	120	PérdidaH (m)	72	137
Longitud (m)	3000		Longitud (m)	41000		Longitud (m)	35000		Longitud (m)	30000		Longitud (m)	18000	
f	0.01		f	0.01		f	0.01		f	0.01		f	0.01	
ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024	
ε/D	0.0000024		ε/D	0.0000024		ε/D	0.0000024		ε/D	0.0000024		ε/D	0.0000024	
Re	2800000		Re	2800000		Re	2800000		Re	2800000		Re	2800000	

Caudal 2.2 m ³ /s Fundición revestida de cemento 1100 mm – 2 estaciones de bombeo							
Darcy-weisbach			Carga bomba (m)	120		Carga bomba (m)	120
H1 (m)	94		H2' (m)	202		H3' (m)	140
H2 (m)	82		H3 (m)	20		H4 (m)	3
Vel2 (m/s)	2.3		Vel (m/s)	2.3		Vel (m/s)	2.3
Radio (m)	0.55		Radio (m)	0.55		Radio (m)	0.55
Caudal (m3/s)	2.2		Caudal (m3/s)	2.2		Caudal (m3/s)	2.2
PérdidaH (m)	12	12	PérdidaH (m)	182	182	PérdidaH (m)	93
Longitud (m)	5000		Longitud (m)	74000		Longitud (m)	38000
f	0.01		f	0.01		f	0.01
ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024
ε/D	0.0000024		ε/D	0.0000024		ε/D	0.0000024
Re	2530000		Re	2530000		Re	2530000

Caudal 8.9 m ³ /s Fundición revestida de cemento 2000mm											
Darcy-weisbach			Carga bomba (m)	50		Carga bomba (m)	50		Carga bomba (m)	50	
H1 (m)	94		H2' (m)	131		H3' (m)	90		H4' (m)	66	
H2 (m)	81		H3 (m)	40		H4 (m)	16		H5 (m)	3	
Vel (m/s)	2.83		Vel (m/s)	2.83		Vel (m/s)	2.83		Vel (m/s)	2.83	
Radio (m)	1		Radio (m)	1		Radio (m)	1		Radio (m)	1	
Caudal (m3/s)	8.9		Caudal (m3/s)	8.9		Caudal (m3/s)	8.9		Caudal (m3/s)	8.9	
PérdidaH (m)	12	13	PérdidaH (m)	90	91	PérdidaH (m)	74	74	PérdidaH (m)	63	63
Longitud (m)	6000		Longitud (m)	44000		Longitud (m)	36000		Longitud (m)	31000	
f	0.01		f	0.01		f	0.01		f	0.01	
ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024	
ε/D	0.0000012		ε/D	0.0000012		ε/D	0.0000012		ε/D	0.0000012	
Re	5660000		Re	5660000		Re	5660000		Re	5660000	

Caudal 8.9 m ³ /s Fundición revestida de cemento 2100mm											
Darcy-weisbach			Carga bomba (m)	50		Carga bomba (m)	50				
H1 (m)	94		H2' (m)	130		H3' (m)	81				
H2 (m)	80		H3 (m)	31		H4 (m)	3				
Vel (m/s)	2.58		Vel (m/s)	2.58		Vel (m/s)	2.58				
Radio (m)	1.05		Radio (m)	1.05		Radio (m)	1.05				
Caudal (m3/s)	8.9		Caudal (m3/s)	8.9		Caudal (m3/s)	8.9				
PérdidaH (m)	13	14	PérdidaH (m)	99	99	PérdidaH (m)	78	78			
Longitud (m)	8000		Longitud (m)	61000		Longitud (m)	48000				
f	0.01		f	0.01		f	0.01				
ε	0.0024		ε	0.0024		ε	0.0024				
ε/D	0.0000012		ε/D	0.0000012		ε/D	0.0000012				
Re	5418000		Re	5418000		Re	5418000				

8.3.2.5 Costos de las alternativas de entubado

Las tablas con los costos para cada una de las alternativas se presentan en el Anexo B. A continuación se muestra una tabla resumen comparativa.

Caudal 2.2 m ³ /s		
Gravedad forzada	PEAD 1400 mm	U\$S 324:870,000
4 estaciones de bombeo	Fundición revestida con cemento 1000 mm	U\$S 597:481,360
2 estaciones de bombeo	Fundición revestida con cemento 1100 mm	U\$S 477:555,680

Caudal 8.9 m ³ /s		
Gravedad forzada	PEAD 2400 mm	U\$S 521:430,000
3 estaciones de bombeo	Fundición revestida con cemento 2000 mm	U\$S 1155:062,850
2 estaciones de bombeo	Fundición revestida con cemento 2100 mm	U\$S 1039:401,900

Para evaluar el incremento del costo del m³ de agua debido al entubado, se considera la tubería más económica que conduzca la demanda del año 2040: Gravedad forzada en tubería de PEAD 2400 mm.

Considerando una demanda media de 267.2 hm³/año para el período 2015-2040, un 48.7% del agua que ingresa a Aguas Corrientes es facturada (todo ello según surge del estudio de la demanda presentado en el capítulo 2 del presente informe) y que la obra de entubado se financiaría en este período de tiempo de 25 años, se tiene que:

$$\text{U\$S } 521:430,000 / (48.7\% \times 267.2 \text{ hm}^3/\text{año} \times 25 \text{ años} \times 1 \times 10^6) = \mathbf{0.155 \text{ U\$S/m}^3}$$

Actualmente el costo de producción del agua es U\$S 0.4/m³, por tanto la tubería incrementa el costo del agua en 38.8%.

Para una familia tipo de 4 personas con un consumo promedio de 150 l/hab/día, el incremento en la factura sería de aproximadamente U\$S 2.8 mensuales.

En conclusión, se elige la alternativa de conducir el caudal por el cauce del curso, debiéndose incrementar el volumen del embalse en 2 hm³, siendo el volumen útil final del embalse de 84.8 hm³

9 Caudales extremos

Con el objetivo de determinar las estructuras de vertido convenientes para evacuar el caudal de las avenidas extremas, determinar los niveles alcanzados por las mismas a los efectos del posterior diseño de la presa, se realiza un modelo hidrológico que integra: Dos tormentas de diseño (con Tr 1000 y 10000 años) que definen el NAP y NAE respectivamente, distintas condiciones de humedad antecedente del suelo, modelo precipitación-escorrentía con laminación sobre un tramo del cauce principal y laminación sobre el embalse generado por la futura represa, caudal de salida del embalse regulado por distintas combinaciones de vertederos seleccionadas. Se definen a continuación los conceptos de NAP y NAE extraídos de la 'NORMA TÉCNICA DE SEGURIDAD PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y PUESTA EN CARGA DE PRESAS Y LLENADO DE EMBALSES', Capítulo 8 - Borrador julio 2011

Nivel de la Avenida de Proyecto (NAP): Es el nivel alcanzado por la avenida máxima a tener en cuenta en el dimensionamiento de los órganos de desagüe de la presa, funcionando el conjunto de las instalaciones con los resguardos hidráulicos adecuados. Su período de retorno será mayor o igual a 1.000 años.

Nivel de la Avenida Extrema (NAE): Es el nivel alcanzado por la avenida máxima a tener en cuenta en el dimensionamiento de los órganos de desagüe de la presa, sin llegar a producirse desbordamientos en ninguna de las instalaciones. Para las presas de materiales sueltos la Avenida Extrema tendrá como mínimo un período de retorno de 10.000 años.

9.1 Metodología aplicada

Se utiliza el programa Hec-Hms 3.5 para el cálculo del caudal máximo del evento extremo.

9.1.1 Consideraciones

- Se realiza el estudio aplicando el método de SCS para 3 subcuencas y para una cuenca única, con el fin de comparar el efecto de laminación sobre la cuenca 3, según se muestra en la siguiente imagen.

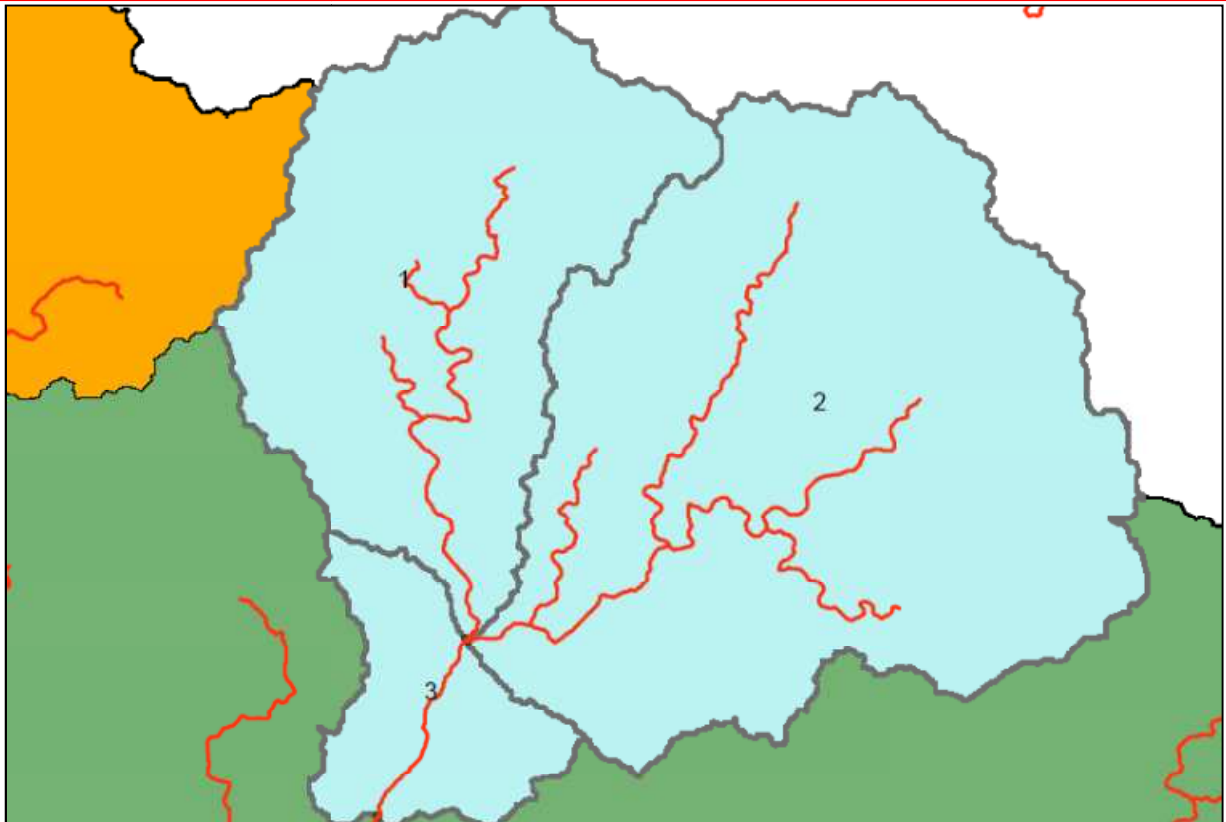


Figura 9-1 Subcuencas consideradas en el modelo hidrológico de caudales extremos

El motivo por el cual se considera esta división de subcuencas es debido a que se optó por un modelo simplificado que consiste en aplicar el método del SCS a cada una. Transitar el hidrograma de salida de las subcuencas 1 y 2 sobre el curso de la subcuenca 3 aplicando Muskingum-Cunge. Se suma el hidrograma de la subcuenca 3 y como resultado se obtiene el hidrograma de entrada al embalse. Para realizar el tránsito del mismo en el embalse se utiliza el modelo de Piscina Nivelada, considerando la ubicación y dimensiones de los vertederos.

- Posteriormente se analiza el caso de un solo vertedero, determinándose la longitud del mismo para que el NAP coincida con el NAP de la opción con dos vertederos. Esto se realiza con el fin de poder comparar cual es la opción más conveniente.
- Condición inicial, nivel de agua a 18m del fondo, coincidente con el nivel de vertido.
- Tiempo de concentración calculado mediante Kirpich
- Tormentas calculadas por el método del bloque alterno

- Para seleccionar los vertederos se prueban distintas configuraciones de los mismos. A mayor tamaño de vertedero, mayor costo pero menor es el costo de la tierra a expropiar.
- Los vertederos ingresados en el modelo son de cresta afilada como se muestra en la siguiente imagen tomada del curso de Represas y Canales:

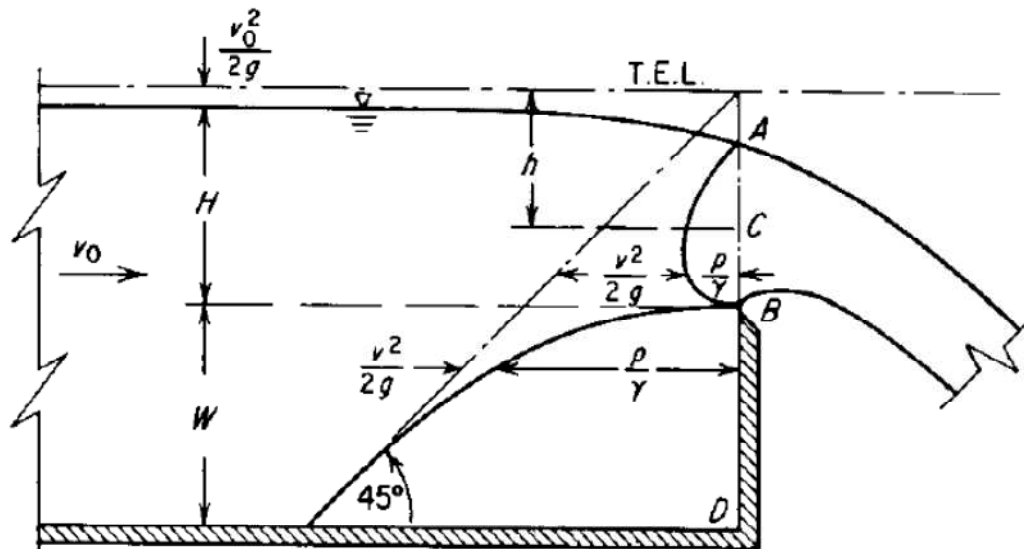


Figura 9-2 Vertedero de cresta afilada ingresado en el modelo

La ley de descarga es $q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} H^{3/2}$, según Rehbock $C_d = 0.611 + 0.08 \frac{H}{W}$

Por tanto, para el caso en estudio la ley de descarga queda: $q= 1.85H^{3/2}$

- Para el cálculo del número de curva para cada subcuena, se utiliza el procedimiento extraído de las notas del curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas, se considera la carta de reconocimiento de suelos en formato shp para determinar los grupos de suelos asociados, a los cuales se les asocia un grupo hidrológico. Luego usando el shape de usos de suelo se aplica la tabla siguiente para determinar el número de curva de cada región. Se realiza un promedio ponderado por área de los números de curva de las distintas subdivisiones para determinar el número de curva de cada subcuena. Todas las subdivisiones de la carta de reconocimiento de suelos arrojan un grupo hidrológico B. Por lo que solo se realiza la unión de shapes de las 3 subcuencas con el shape de usos de suelos.

NUMERO DE CURVA PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS DE SUELO-VEGETACION (PARA LA CUENCA EN CONDICIONES II, Y $P_o = 0.2$ S)

Uso de suelo y cubierta	Tratamiento o método	Condición Hidrológica	Grupo hidrológico del suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	SR		77	86	91	94
Cultivos en hileras (maíz, sorgo, soya tomates, remolacha azucarera)	SR	Mala	72	81	88	91
	SR	Buena	67	78	85	89
	C	Mala	70	79	84	88
	C	Buena	65	75	82	86
	CyT	Mala	66	74	80	82
	CyT	Buena	62	71	78	81
Granos pequeños (trigo, avena, lino, cebada)	SR	Mala	65	76	84	88
	SR	Buena	63	75	83	87
	C	Mala	63	74	82	85
	C	Buena	61	73	81	84
	CyT	Mala	61	72	79	82
	CyT	Buena	59	70	78	81
Legumbres tupidas o rotación de praderas (Alfalfa)	SR	Mala	66	77	85	89
	SR	Buena	58	72	81	85
	C	Mala	64	75	83	85
	C	Buena	55	69	78	83
	CyT	Mala	63	73	80	83
	CyT	Buena	51	67	76	80
Pradera o pastizal (césped, parques campos de golf)		Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	C	Mala	47	67	81	88
	C	Regular	25	59	75	83
	C	Buena	6	35	70	79
Hierba con baja densidad y arbustos.			30	58	71	78
Bosques cubierta pobre		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Bosques cubierta buena						
Cascos de los ranchos			59	74	82	86
Parqueadores pavimentados, techos.			98	98	98	98
Calles y carreteras:						
Pavimentadas con cunetas y alcant.			98	98	98	98
Grava			76	95	89	91
Tierra			72	82	87	89
Áreas comerciales (85% impermeable)			89	92	94	95
Distritos industriales (72 % impermeable)			81	88	91	93
Residencial:						
< 0.05 Ha	65% impermeable		77	85	90	92
0.1 Ha	38% impermeable		61	75	83	87
0.13 Ha	30% impermeable		57	72	81	86
0.2 Ha	25% impermeable		54	70	80	85
0.4 Ha	20% impermeable		51	68	79	84

SR = Hileras rectas.

C = Por líneas de nivel.

CyT = Terrazas a nivel.

¹ Sembrados juntos o a bolao.

² Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 75 % o más.

³ Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75 % o más.

⁴ Troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas.

⁵ Una cubierta buena esta protegida del pastizaje, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

Tabla 9-1 Números de curva para distintos grupos hidrológicos

- Se consideran distintas situaciones de humedad antecedente: condición media y condición húmeda. Los NC calculados son para condición media. Para condición húmeda se aplica

$$NC(III) = \frac{23.0NC(II)}{10 + 0.13NC(II)}$$

El almacenamiento se relaciona con el NC mediante la siguiente expresión:

$$S(mm) = 25.4 \left(\frac{1000}{NC} - 10 \right)$$

Luego la abstracción inicial es según resultados obtenidos para varias cuencas experimentales:

$$I_a = 0.2S$$

9.1.2 Resultados intermedios de la metodología aplicada

	Subcuenca 1	Subcuenca 2	Subcuenca 3	Cuenca total
NC (Condición media)	69.6	69	66.4	69.2
NC (Condición húmeda)	84.0	83.7	82.0	83.8
Almacenamiento en mm (condición media)	110.9	114.1	128.5	113.1
Almacenamiento en mm (condición húmeda)	48.2	49.6	55.9	49.2
Abstracción inicial en mm (condición media)	22.2	22.8	25.7	22.6
Abstracción inicial en mm (condición húmeda)	9.6	9.9	11.2	9.8

Tabla 9-2 Resultados de NC y Abstracción inicial para distintas alternativas

	Subcuenca 1	Subcuenca 2	Subcuenca 3	Cuenca total
Área (km ²)	219.3	394.9	57.3	671.6
Longitud del cauce principal (km)	37.1	41.5	16.0	49.7
Pendiente media (%)	0.5.	0.59	0.44	0.51
Tiempo de concentración (horas)	8.47	8.63	4.63	10.46

Tabla 9-3 Tiempos de concentración y datos de las cuencas

Las tormentas utilizadas en el modelo se muestran en el Anexo C.

9.1.3 Tránsito de avenidas sobre un embalse – Piscina nivelada

Es un método hidrológico que se basa en la ecuación de continuidad para determinar el tránsito de avenidas. Sobre un embalse la ecuación de continuidad queda: $I - O = \frac{\Delta S}{\Delta t}$

Siendo:

I = Caudal de entrada medio durante el tiempo Δt

O = Caudal de salida medio durante el tiempo Δt

$\Delta S = S_2 - S_1$ = Incremento del almacenamiento en el tiempo Δt

En diferencias finitas la ecuación queda:

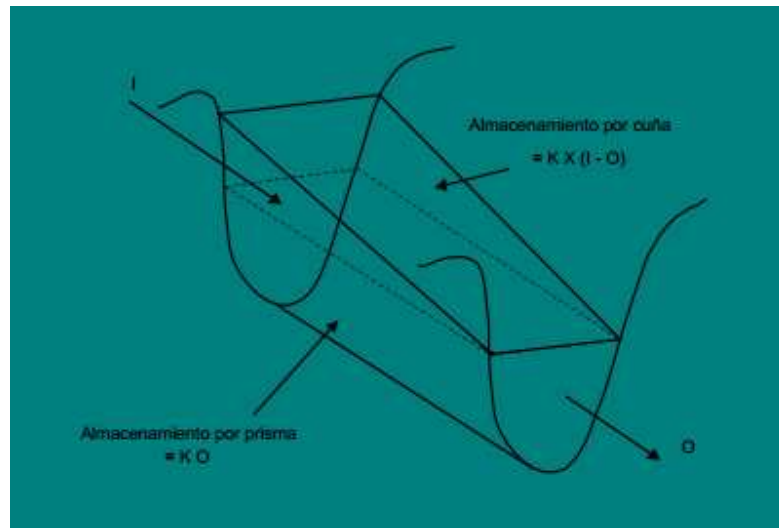
$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{S_2 - S_1}{\Delta t}$$

Se resuelve el sistema con la función de almacenamiento:

$$S = f(O)$$

9.1.4 Tránsito de avenidas sobre un cauce – Muskingum-Cunge

Es un método hidrológico para el cálculo del tránsito de avenidas que maneja funciones caudal – almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento en un cauce mediante la combinación de dos tipos de almacenamiento, como se muestra en la siguiente figura, determinados por dos parámetros (K y X) que se detallarán más adelante.



Un almacenamiento prismático, formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo del cauce prismático.

Un almacenamiento en cuña, formado por la diferencia entre los caudales de entrada y salida, o por la pendiente de la lámina de agua en el tramo en cuestión.

Durante las crecidas, el caudal de entrada es mayor que el de salida (cuña positiva), mientras que en las bajantes ocurre lo contrario (cuña negativa).

Se observa en la figura anterior que el almacenamiento prismático es proporcional al área de la sección del cauce. $S_{prisma} = KO$.

Mientras que el almacenamiento por cuña es proporcional a la diferencia entre entradas y salidas. $S_{cuña} = KX(I - O)$

Sumando ambos almacenamientos se obtiene: $S = K[XI + (1 - X)O]$ siendo:

S = almacenamiento en el tramo del cauce

I = caudal de entrada al tramo del cauce

O = caudal de salida del tramo del cauce

K = parámetro que representa el tiempo de tránsito de la onda de avenida a través del tramo

X = parámetro que depende del almacenamiento en la cuña

Se realizan operaciones con la función almacenamiento y la ecuación de continuidad, para determinar la solución al problema.

9.1.4.1 Obtención empírica de los parámetros K y X

El siguiente procedimiento para obtención de los parámetros K y X se basa en el Manual de utilización del programa HEC-HMS, desarrollado por Flumen

Valor de K en horas:

$$K = 0.18 \left(\frac{\Delta x}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad \text{siendo:}$$

Δx = distancia máxima en km

S = pendiente máxima de la subcuenca

Otra relación es:

$$k = 0.6t_c \quad \text{siendo}$$

t_c = tiempo de concenctración en horas

Se utiliza esta última para los cálculos.

Valor de X :

Los valores de X varían de 0 a 0.5. Para $X=0$ se corresponde a un almacenamiento tipo embalse, mientras que $X=0.5$ corresponde a una cuña desarrollada. Los valores en la práctica se sitúan entre 0.2-0.35. Para la parte baja de la cuenca se puede tomar el valor 0.2

Con el objetivo de garantizar mayor precisión y estabilidad de la solución, se divide la longitud total del tramo del cauce en una serie de subtramos, de manera que la longitud de cada uno coincida con la distancia recorrida por el flujo durante el incremento de tiempo de cálculo. Se debe cumplir la siguiente relación:

$$\Delta t > \frac{2KX}{n} \quad \text{siendo:}$$

Δt = incremento de tiempo que se utiliza para representar los resultados del modelo en horas

n = número de tramos

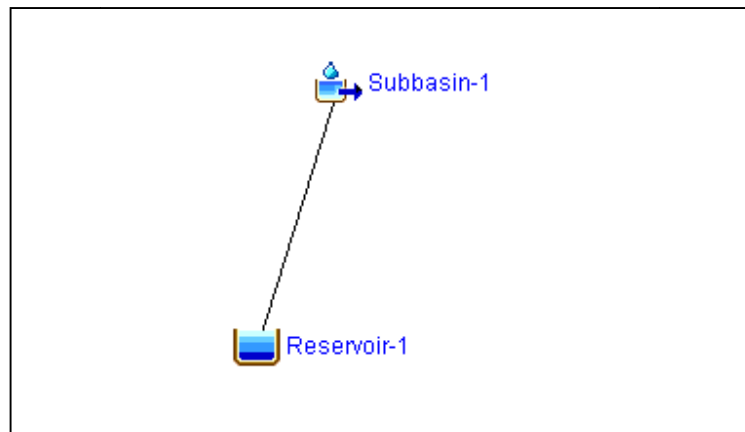
Para caso en estudio, se presenta la tabla con los valores utilizados en el programa, que cumplen con las ecuaciones mostradas anteriormente:

K (horas)	2.778
X	0.2
n	5

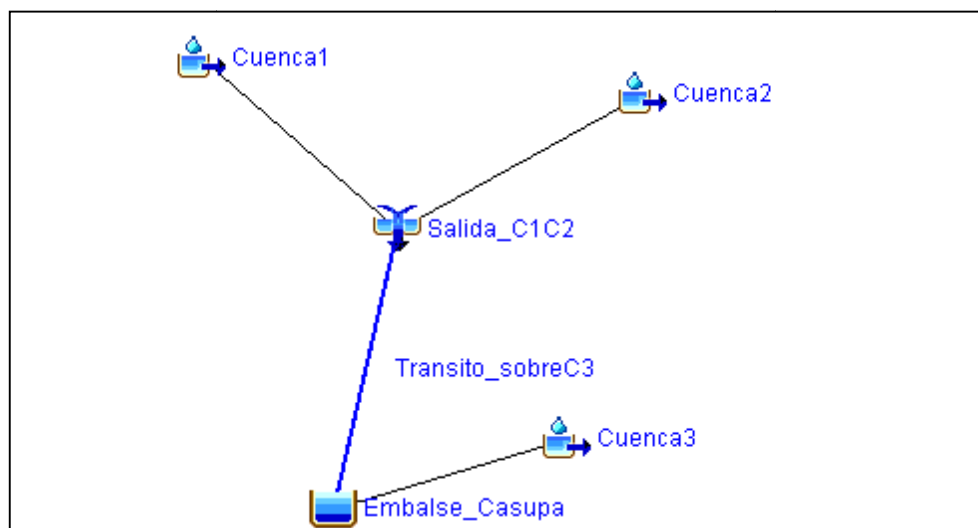
9.1.5 Esquemas de representación en Hec-Hms

En siguientes figuras, obtenidas del programa Hec-hms 3.5, se observa la representación gráfica del sistema para la resolución del problema.

En la figura siguiente se observa la cuenca total "Subbasin-1", cuyo hidrograma ingresa al embalse "Reservoir-1".



La figura siguiente muestra las dos cuencas altas "Cuenca1" y "Cuenca2". Los hidrogramas de las mismas se suman en el punto "Salida_C1C2", luego se transita el hidrograma suma sobre el tramo "Transito_sobreC3". El hidrograma resultante del tránsito se suma con el obtenido de la cuenca baja "Cuenca3". La suma de los mismos ingresa al embalse "Embalse_Casupá".

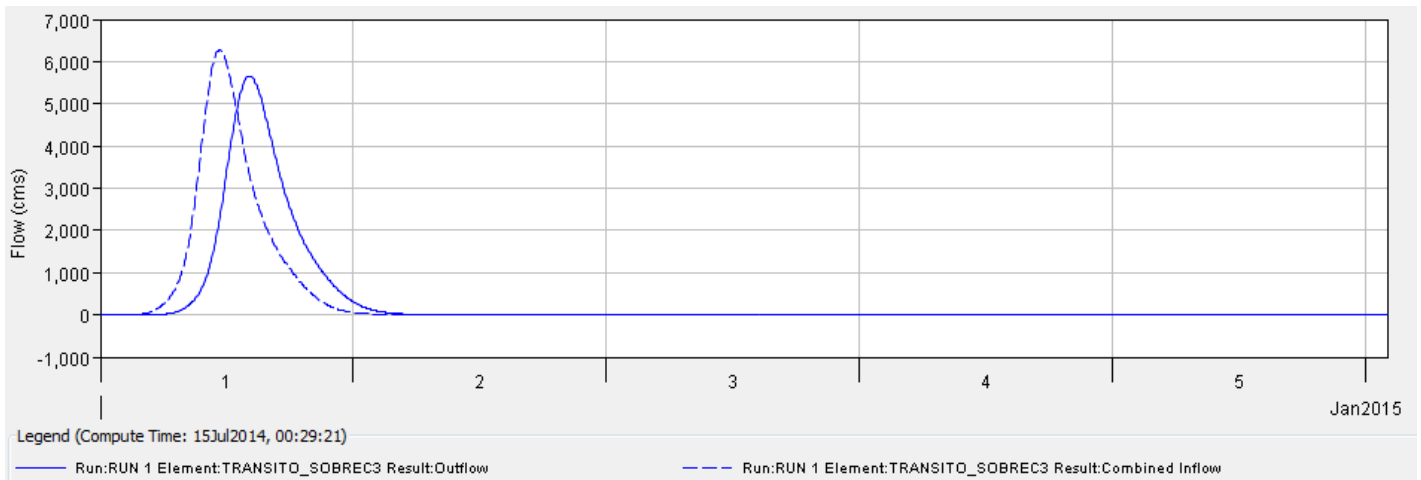


Comparativamente, el cálculo considerando una cuenca única otorga caudales mayores. Esto se debe a que no se considera la laminación en la cuenca baja. De aquí en adelante se considera solamente el modelo con las 3 subcuencas.

9.2 Resultados obtenidos

9.2.1 Efecto de la laminación sobre el cauce de la subcuenca 3

A modo de ejemplo, se muestra el siguiente gráfico, para una tormenta de 10000 años con humedad antecedente alta. En el mismo se puede observar la laminación en el cauce. En línea punteada se representa la suma de los hidrogramas de las subcuencas 1 y 2. En línea continua se muestra la atenuación del caudal pico y el desplazamiento del hidrograma provocado por el cauce de la subcuenca baja.



Las gráficas con los resultados obtenidos y la tabla general de resultados se encuentran en el anexo D.

9.3 Tabla comparativa de resultados

	Tr 1000 años - Condición húmeda			Tr 10000 años - Condición húmeda		
	Vertederos 50 y 100m	Vertederos 70 y 150m	Vertedero 80m	Vertederos 50 y 100m	Vertederos 70 y 150m	Vertedero 80m
Caudal pico entrada (m ³ /s)	4461	4461	4461	5699	5699	5699
Caudal pico salida (m ³ /s)	1361	1711	1059	1876	2377	1403
Altura sobre nivel de vertido (m)	3.5	3.3	3.7	4.2	3.9	4.5
Área inundada (km ²)	28.5	27.8	28.8	30.4	29.7	31.1
NAP	101.74	101.54	101.94	---	---	---
NAE	---	---	---	102.44	102.14	102.74

Tabla 9-4 Comparación de resultados del modelo hidrológico de eventos extremos

- Se selecciona condición húmeda para aplicar el SCS debido a que es una variable que no se puede controlar y por tanto se está del lado de la seguridad al considerar suelo húmedo previo a una tormenta extraordinaria. Las diferencias de nivel alcanzadas por tormentas con condición húmeda y media se encuentran aproximadamente en 0.6m (ver Anexo C) que implica un sobre costo aproximado de U\$S 1:200,000 por concepto de expropiación, que representa un 2.7% del costo total de la presa. Adicionalmente, según se expresa en la 'Norma técnica de seguridad para el proyecto, construcción y puesta en carga de presas y llenado de embalses' de España, los períodos de retorno son como mínimo 1000 y 10000 años para NAP y NAE respectivamente, por lo que considerar una condición húmeda otorga un margen de seguridad previsto en dicha normativa.
- Al observar las similares áreas inundadas provocadas por las combinaciones de dos vertederos y el vertedero central de 80m, se selecciona este último. Como se explicará más adelante el vertedero lateral implica excavación en roca, por ende su costo es elevado.
- Por tanto, para el NAP: Tr 1000 años, condición húmeda, vertedero de 80m. Sabiendo que la cota de fondo es 80.24, la cota del **NAP=101.94**
- Para el NAE: Tr 10000 años, condición húmeda, vertedero de 80m. Por tanto la cota del **NAE=102.74**

10 Diseño de la presa en Casupá

10.1 Introducción

En base al estudio de las distintas alternativas de ubicación de la presa informado anteriormente, se determina que la misma se realice cercana a la localidad de Casupá.

10.1.1 Prefactibilidad económica del vertedero de excedencias

En cuanto a la obra de evacuación de excedencias, se determinó que debe ser un vertedero central de hormigón. Para dicha conclusión se tienen en cuenta los siguientes factores:

- El suelo donde se ubica la presa es rocoso, según la Carta Geológica y el informe sobre Desarrollo de los Recursos Hídricos de la cuenca del Río Santa Lucía.
- Se analizan tres alternativas de vertedero lateral con descarga libre y conducción por canal excavado. Los mismos se ubican sobre el lado derecho del curso de agua, mirando hacia aguas arriba, por presentar una condición topográfica más favorable que el lado izquierdo. Se presentan planos para las siguientes alternativas:

Ancho del vertedero (m)	Volumen a excavar (m ³)	Costo aproximado (U\$S)
80	500,000	110:000,000
150	810,000	178:200,000
200	1:870,000	411:400,000

Se considera para los cálculos que el costo de excavación en roca es U\$S 220/m³. El costo del canal excavado es elevado con respecto al costo de la presa con vertedero central de hormigón (aproximadamente U\$S 45:000,000). Por lo que se descartan las alternativas con vertedero lateral con descarga libre y conducción por canal excavado en roca.

- Otra posibilidad es realizar una combinación de vertedero central de hormigón y vertedero tipo canal. Según los resultados obtenidos del modelo hidrológico de caudales extremos, se descarta esta posibilidad, dado que un

vertedero central de 80m provocaría similares áreas inundadas a la combinación (vertedero central de 50m y vertedero tipo canal de 100m), ya que el segundo se encuentra 1m por encima del primero en el modelo. Se descarta el vertedero lateral con descarga libre y conducción por canal excavado por el alto costo de excavación en roca.

Por tanto se selecciona, a partir de la anterior evaluación económica, construir un vertedero central de hormigón con un ancho útil de 80m.

10.2 Tipo de presa seleccionado

Para la elección del sitio de la presa realizado anteriormente, se consideraron factores ambientales como económicos. En principio se realizó la comparación entre las distintas alternativas suponiendo que las presas son de materiales sueltos, ya que son tipo de presas mayoritario en el país. En el presente capítulo se busca justificar la elección del tipo de presa.

A partir del estudio hidrológico se determina el volumen útil a embalsar por la presa, que en el caso de estudio implica una longitud de presa de aproximadamente 1200m, con una altura del entorno de los 25m. Dadas las características del cierre, y sus excelentes condiciones de fundación, los posibles tipos de presas serían: presa de gravedad de hormigón, presa de enrocado, presa de materiales sueltos.

Con respecto a la posibilidad de una presa de hormigón, se entiende que la longitud del cierre es elevada como para que sea económicamente conveniente. Según recomendaciones, pueden ser competitivas para cierres menores a 500m.

En cuanto al tipo de presa de enrocado, como se indicara en el estudio de prefactibilidad del vertedero de excedencias, el volumen de roca a remover es 500.000 m^3 , que coincide aproximadamente con el volumen necesario para el cuerpo de la presa, como principal ventaja. Suponiendo un costo estimado de U\$S 220/ m^3 de excavación en roca, da un costo de U\$S 110:000,000 solo en el enrocado, valor superior al estimado previamente para una presa de materiales sueltos.

En función de los materiales disponibles en la zona, que serán detallados posteriormente, la altura y longitud de la presa, las condiciones de fundación y la experiencia acumulada en Uruguay, se decide realizar una presa de materiales sueltos. La sección de la misma es heterogénea, con un núcleo impermeable y faldones permeables para disminuir la curva de infiltración en el cuerpo de la presa.

10.3 Características geológicas de la presa en Casupá y alrededores

Al respecto se citan fragmentos del informe Desarrollo de los Recursos Hídricos en la cuenca del Río Santa Lucía, que tratan sobre el lugar de emplazamiento de la presa:

'Se trata de un valle rocoso y estrecho con excelentes condiciones de fundación y retención del agua, con abundante material de construcción en la zona y reducida ocupación de la tierra.'

'En las laderas, la formación de roca está cubierta por una capa de tierra de poco espesor. En el fondo del valle, la erosión ha removido esta capa, dejando a la vista roca de buena calidad o depósito aluvional de poco espesor.'

10.3.1 Zonas de aporte de materiales

En las cercanías al punto de cierre seleccionado (distancias inferiores a 5 km), se encuentran limos arcillosos de la Formación Libertad. Se desconoce la potencia de la misma, por lo que se entiende sería conveniente a efectos de tener mayores certezas la realización de sondeos en el suelo.

A continuación se muestra la cercanía de dicha formación, según la carta geológica de Uruguay.

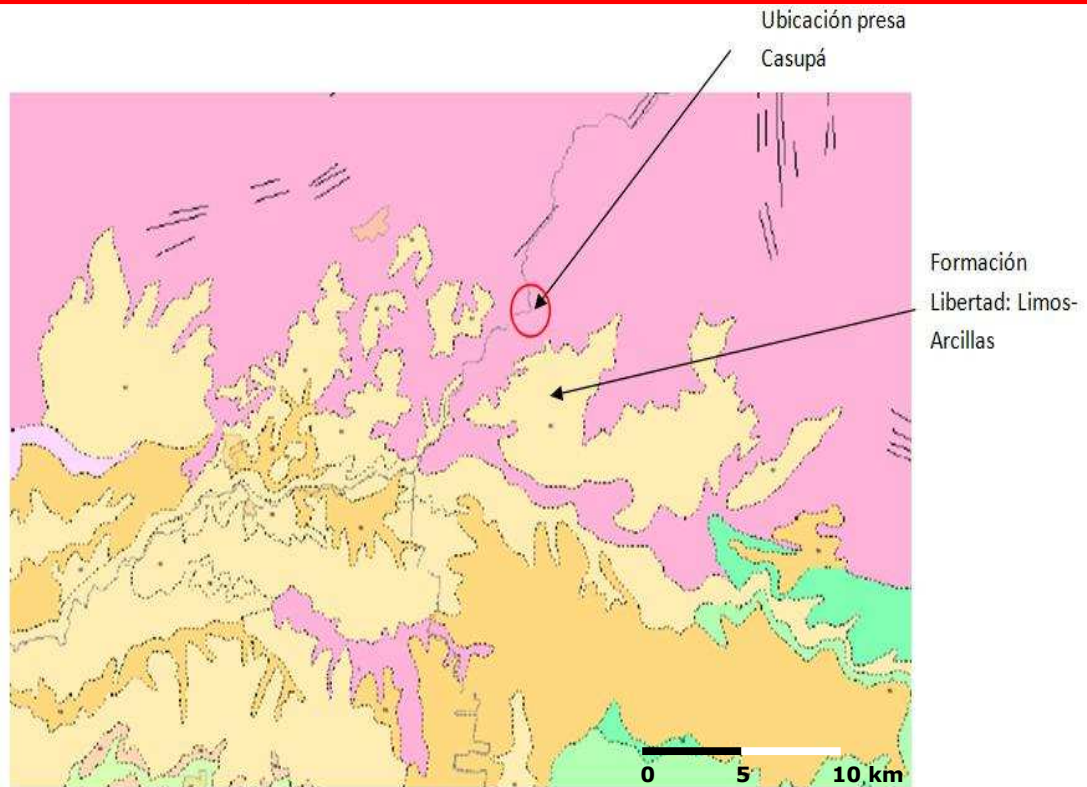


Figura 10-1 Carta geológica en la zona de Casupá

Como fuente de material pétreo se encuentran grandes afloramientos rocosos en el mismo sitio. Los mismos pueden observarse en las siguientes fotografías, realizadas en una visita al sitio de emplazamiento. En un capítulo posterior se expondrán más imágenes del sitio elegido.





Figura 10-2 Afloramientos rocosos cercanos al curso de agua

En cuanto a la zona de préstamo de arenas y grava, pueden obtenerse de aluviones aguas abajo, a distancias menores a 11 km, según se muestra en la siguiente imagen.

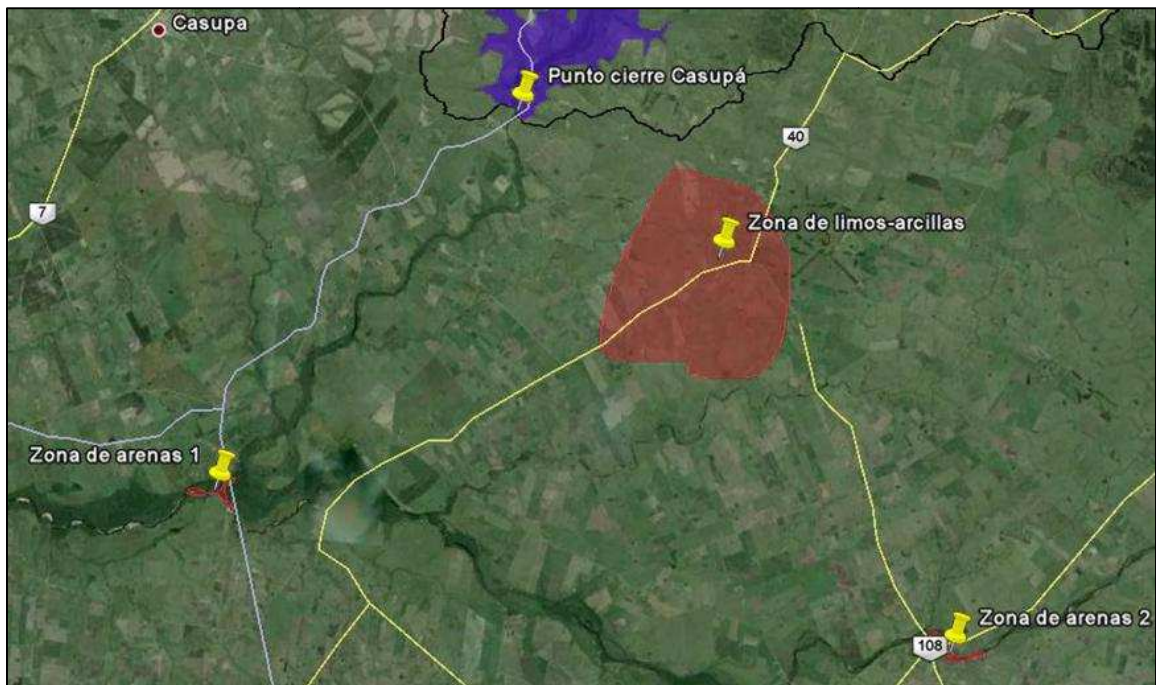


Figura 10-3 Zonas de préstamo de materiales

Se presenta a continuación la tabla con las propiedades de los materiales utilizados para la construcción de la presa, los mismos fueron obtenidos del libro Diseño de pequeñas presas – Bureau of Reclamation. Se toman valores promedio ya que no se cuenta con información de cateos de los materiales del lugar.

Material	Conductividad hidráulica (m/s)	Peso específico seco (KN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Ángulo de fricción interna (grados)	Cohesión (Kpa)
Arcilla CL	8.10^{-10}	17.3	19.5	19	15
Arena SP	1.10^{-05}	17.6	19.7	34	0
Grava GP	1.10^{-03}	19.6	22.1	38	0

Tabla 10-1 Materiales utilizados en la construcción de la presa

De acuerdo a la disponibilidad de materiales, los faldones de la presa serán de arena, el núcleo de arcilla. Para el dren chimenea se utilizará grava. En tanto se realizará la protección del faldón de aguas arriba con enrocado, mientras que el de aguas abajo será con cubierta de pasto.

10.3.2 Fundación

Según antecedentes del informe de la OEA, el punto de emplazamiento presenta excelentes condiciones de fundación, ya que la roca cristalina presenta continuidad de afloramiento en ambas márgenes y en el lecho del arroyo. Otro tanto puede decirse de las aguas en el embalse.

Citando textualmente lo expuesto en dicho informe, 'las estructuras secundarias de las rocas (diaclasas subverticales) existentes en el perfil seleccionado presentan rumbos casi normales a la dirección del arroyo, por cuya razón el problema de eventuales fugas de agua en el eje de fundación puede ser solucionado mediante inyecciones. Todo el embalse se apoya en rocas del basamento cristalino. Desde el punto de vista geológico la zona está constituida por cuarcitas del Grupo Lavallega'.

10.4 Dimensionado de la presa

10.4.1 Cálculo de cota de vertido

De acuerdo al modelo de balance hídrico, el volumen útil necesario para satisfacer la demanda es de 84.8 hm^3 . Para determinar la cota de vertido, se debe considerar el nivel ocupado por los sedimentos y la carga hidráulica mínima necesaria para que la obra de toma descargue el caudal de diseño. La cota de fondo es 80.24m.

10.4.1.1 Nivel de sedimentos (NS)

En cuanto al nivel de sedimentos, por experiencia acumulada en otros embalses como ser Paso Severino y Canelón Grande, lo razonable sería considerar un 10% aproximadamente del volumen total de la presa (10.5 hm^3). De acuerdo a la curva altura – volumen del embalse Casupá, dicho volumen se encuentra a 9m por encima del nivel de fondo. Esto se considera excesivo, por lo tanto se elige un volumen de sedimentos menor, $6,5 \text{ hm}^3$. El estudio de la acumulación de sedimentos necesario para determinar con mayor exactitud la generación de los mismos, escapa al alcance de este proyecto. Por tanto el **NS = 87.96m**.

10.4.1.2 Nivel mínimo útil (NMU)

Está directamente relacionado con el diseño de la obra de toma cuya justificación y descripción se detallan más adelante. El procedimiento de cálculo es iterativo con las dimensiones de la presa, ya que por ejemplo el largo de la tubería de la obra de toma depende de la altura de la presa, y ésta a su vez depende del nivel mínimo útil. El **NMU = 91.04m**

Por tanto a partir del NMU se debe considerar el volumen de 84.8 hm^3 . Mediante la curva altura – volumen del embalse determinada en ArcGis, se calcula la cota de vertido o también llamado Nivel Máximo Normal, **NMN = 98.24m**.

10.4.2 Cálculo cota coronamiento

A partir del estudio hidrológico de caudales extremos, se determina que el NAP = 101.94m. Es a partir de dicha cota que se realizan una serie de cálculos para hallar el bordo libre y la cota de coronamiento. El bordo libre se dimensiona para controlar los efectos de sobre elevación del lago debido al oleaje, asentamiento de los materiales y revancha.

10.4.2.1 Bordo libre debido a las olas

Se debe calcular el Fetch del embalse para el NAP. El mismo se determina midiendo la distancia entre la presa y el punto más alejado del embalse donde

puede actuar el viento. En este caso el Fetch es 8.5 km. Se adopta una velocidad del viento recomendada por el Bureau of Reclamation de 80 km/h.

A partir de dichos datos se calcula la altura de la ola mediante la expresión:

$$a = 0.032\sqrt{UF} + 0.76 - 0.24\sqrt[4]{F}$$

Siendo:

U = velocidad del viento en km/h

F = Fetch en km

Luego se calcula el Run up, que es la distancia alcanzada por la ola en el faldón:

Run up = 1.5a = 1.38 m.

10.4.2.2 Bordo libre debido al asentamiento

Se estima en un 5% de la altura de la presa, por lo tanto el **asentamiento es 1.15 m**

10.4.2.3 Revancha

Se estima en un 3% de la altura de la presa, **0.75m**

10.4.2.4 Tabla de resultados

Cota de fondo	80.24 m
NAP	101.94 m
Run up	1.38 m
Asentamiento	1.15 m
Revancha	0.75 m
Cota de coronamiento	105.22 m
Altura de la presa	24.98 m

Tabla 10-2 Resumen de valores de cota

10.4.3 Ancho del coronamiento

El ancho del coronamiento se obtiene con la fórmula propuesta por el Bureau of Reclamation:

$$B = \frac{z}{5} + 10'$$

Siendo,

B: ancho de coronamiento en pies.

z: altura del terraplén en pies.

Ancho de coronamiento hallado es de 8.04 m, por tener un margen de seguridad se adopta un ancho del coronamiento de 9 m.

10.4.4 Núcleo central

Para las dimensiones del núcleo, en cuanto a su ancho en el coronamiento, ancho en la base, así como sus pendientes, se adoptan las recomendaciones aportadas por el Bureau of Reclamation, referidas a presas heterogéneas fundadas sobre estrato impermeable. Se sugiere un ancho en la base mayor a la altura de la presa y un ancho mínimo en el coronamiento de 3m.

Por tanto los valores adoptados son:

		Recomendaciones
Ancho en la base (m)	30	Mínimo la altura de la presa
Ancho en el coronamiento (m)	5	3m mínimo
Talud núcleo	1:2	

10.4.5 Taludes

La elección se realizó de acuerdo a las recomendaciones tomadas del Bureau of Reclamation. Los faldones están compuestos de arena SP. Esta elección no solo responde a consideraciones en cuanto al tipo de fundación, sino que también a

condiciones por un eventual descenso rápido del nivel de agua, se entiende que su conductividad hidráulica es apropiada para dicho fin.

Se proponen los siguientes taludes, los cuales serán verificados, en cuanto a su estabilidad, más adelante:

Talud aguas arriba	3:1
Talud aguas abajo	2.5:1

10.4.5.1 Protección de taludes

Enrocado de protección

Para el talud de aguas arriba se propone un enrocado colocado al volteo, con el objetivo principal de protección de la erosión provoca por las olas del embalse.

Según recomendación del Bureau of Reclamation, para un Fetch de aproximadamente 8.5km, como es el caso, se tiene que el enrocado debe cumplir los siguientes requisitos:

Espesor	Granulometría, porcentaje de piedras de diferentes pesos (en kg)			
	Tamaño máximo	Cuando menos 25% mayor que__	45 a 75% de __a__	No más del 25% menor que__
0.75 m	1100	450	22 - 450	22

Tabla 10-3 Requisitos del enrocado

Lo que implica un $D_{50} = 0.40m$

Cubierta de pasto

Para el talud de aguas abajo se propone realizar una cubierta de pasto, que requiere una selección adecuada de la misma y mantenimiento regular. Los objetivos perseguidos son:

- Protección del talud frente al arrastre provocado por lluvias
- Estético

10.4.6 Drenes

Se proyecta la instalación de drenes de grava con los siguientes objetivos:

- Disminuir las presiones de poro en la presa (disminuir la curva de infiltración)
- Ordenar el flujo y conducirlo hasta un canal perimetral de recolección de agua de infiltración.

Se realizará un dren chimenea (de igual pendiente que el núcleo), que conduce el agua desde el núcleo de la presa hasta un dren horizontal, fluyendo a través de éste hacia una tubería situada en el talón del talud aguas abajo, evacuando finalmente hacia su cauce original a través de un canal perimetral.

Este dren chimenea se protegerá con una malla de geotextil, en el contacto grava-arcilla y grava-arena, la cual oficiará de filtro, con el fin de que no se produzca arrastre de material fino hacia el material de granulometría mayor que constituye el dren.

La longitud del dren chimenea acompaña el desarrollo del núcleo impermeable, llegando hasta la cota 102, asegurando de esta manera que el nivel freático encuentre dicho dren. Su tendido horizontal será de la misma longitud del terraplén de aguas abajo que actúa como relleno estabilizante. El espesor del dren es de 2m. Estas consideraciones fueron tomadas del Bureau of Reclamation y apuntes del curso Represas y Canales.

10.5 Estudio de la infiltración

10.5.1 Infiltración por debajo del cuerpo de la presa

Como fuera expuesto en sección que trata sobre la fundación de la presa, se tiene que la misma se encuentra sobre un material rocoso de buena calidad con diaclasas transversales al curso de agua. Por tanto se prevé realizar una doble cortina de inyección de hormigón mediante barrenos con el fin de cubrir posibles infiltraciones. Esta tarea es de vital importancia y debe realizarse con extremo cuidado para no generar fracturación de la roca granítica. Se entiende que con esta medida no se generarán infiltraciones por debajo del cuerpo de la presa.

10.5.1.1 Dentellón

Se realizará la construcción de un dentellón de arcilla, con la finalidad de evitar que en el contacto entre la base de la presa y la fundación se desarrolle una superficie de infiltración privilegiada, comprometiendo así su estabilidad. A su vez aumenta el recorrido del agua para una misma diferencia de carga, por lo que el caudal de infiltración disminuye; oficiando a su vez como sistema de anclaje contra el deslizamiento.

Las dimensiones del mismo corresponden a recomendaciones y procedimientos referidos en el Bureau of Reclamation.

La profundidad mínima recomendada es 1m, por lo que se elige dicha profundidad ya que el dentellón, para este caso, se realiza para otorgar un mayor margen de seguridad para evitar infiltraciones.

En cuanto al ancho de la base, este se calculó mediante la fórmula:

$$a = \Delta h - d$$

- Con:
- a: base del dentellón.
 - Δh : pérdida de carga al atravesar la presa.
 - d : profundidad del dentellón.

Resultando en este caso:

Ancho de la base del dentellón	a = 17 m
---------------------------------------	-----------------

Se consideran taludes 1:1 hasta la base del núcleo de arcilla.

Para realizar la excavación en roca, se debe escarificar la misma, ya que es poca profundidad. No utilizar voladura, ya que puede provocar fisuración de la roca impermeable.

10.5.2 Infiltración en el cuerpo de la presa

Principios básicos, tomando como referencia los apuntes del curso Represas y Canales:

La infiltración del agua en un medio poroso se estudia a partir de la ecuación de Darcy para la dirección x e y.

$$\begin{aligned} v_x &= k \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial x} & h &= \frac{p}{\gamma} + z \\ v_y &= k \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial \varphi}{\partial y} & \varphi &= kh \end{aligned}$$

Donde:

K = conductividad hidráulica

H = piezométrica

φ = función potencial

v_x, v_y = velocidades según x e y respectivamente

A partir de las mismas y de la ecuación de balance de masa, $\nabla \vec{v} = 0$ se obtiene la ecuación de Laplace.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \rightarrow \nabla^2(h) = 0$$

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0 \rightarrow \nabla^2(\varphi) = 0$$

Se utiliza el modelo de red de flujo, que es la solución de la ecuación de Laplace. Se representa a través de una familia de curvas ortogonales entre si que son las líneas de flujo ($\psi = \text{cte}$) y las líneas equipotenciales ($\varphi = \text{cte}$). Con las condiciones de borde adecuadas se puede determinar la red de flujo.

10.5.2.1 Cálculo de la infiltración

Para determinar tanto el caudal infiltrado como la red de flujo, se utiliza el programa SEEP/W del paquete GeoStudio. Se determina el caudal infiltrado para la sección más comprometida, que es la sección más alta.

Los datos necesarios para realizar el modelo son:

- Ingresar la geometría y materiales utilizados (los mismos se exponen en la sección Características geológicas de la presa en Casupá y alrededores)
- Definir las condiciones de borde del problema:
 - Altura de agua hasta cota de vertido en el talud de aguas arriba
 - Presión atmosférica en la salida del dren en el talud aguas abajo
 - Previa determinación de la curva de infiltración mediante Kozeny, sobre la misma se impone presión atmosférica
 - Impermeabilidad en el resto de las fronteras

A continuación se muestra la ubicación de la curva de infiltración calculada mediante Kozeny y la solución obtenida por el programa:

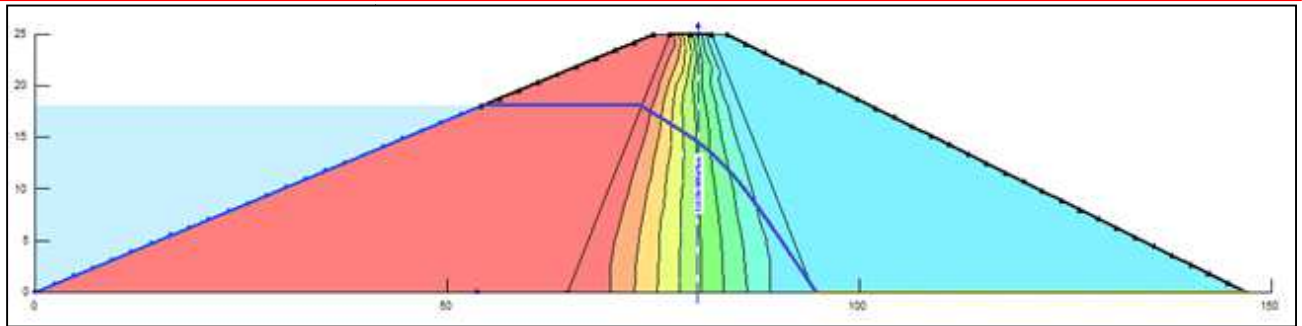


Figura 10-4 Curva de infiltración - Kozeny

Se observa un descenso de la carga hidráulica, que ocurre en el núcleo por ser la zona con menor conductividad. Cada una de las líneas indica una pérdida de carga de 2m. Completando así los 18m presentes en el talud aguas arriba.

Con respecto al caudal infiltrado, $q=3.5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Considerando que la longitud de presa alcanzada por la cota de vertido es 875m, 265 l/día. Esto es del lado de la seguridad ya que se consideró que todas las secciones de la presa tienen una altura de agua de 18m y esto solo ocurre en la sección principal.

10.5.3 Regla de Lane

Como regla empírica para establecer el peligro de tubificación, ya sea en el cuerpo de la presa como en su cimentación, se tiene la regla de Lane

Para que no exista riesgo de tubificación se debe cumplir:

$$L_v + L_h/3 > c \cdot \Delta H$$

L_v es el recorrido vertical que debe hacer el agua dentro de la masa de suelo, L_h es el recorrido horizontal y ΔH la diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas abajo.

Donde

$$L_h = 138 \text{ m}$$

$$\Delta H = 18 \text{ m}$$

Por su parte 'c' es un coeficiente empírico que depende del tipo de material presente, siendo una medida del arrastre del mismo. Si bien no se cuenta con un valor para roca impermeable, se estima que tiene un valor de 'c' muy bajo.

En este caso, no es conocido L_v ya que, como se mencionó anteriormente, se realiza una doble cortina de inyección y se desconoce a priori su longitud. De cualquier manera, al realizar este tratamiento al cimiento y considerando que el resto del terreno de fundación es impermeable, el resultado es que no se provoca tubificación.

10.6 Estabilidad de taludes

Para determinar la estabilidad de taludes para las distintas condiciones críticas que puede presentar la presa, se utiliza el programa SLOPE/W del paquete GeoStudio. Dicho programa permite hallar los coeficientes de seguridad críticos según el caso, para posteriormente evaluar si los mismos son admisibles. El programa realiza un análisis del estado plano tensional mediante utilización de dovelas. El método seleccionado para el cálculo es el de Morgenstern – Price.

Existe la opción de enlazar los programas SEEP y SLOPE, de manera que se puedan compartir los datos necesarios según el caso. Por tanto, para el cálculo de la estabilidad se deben adicionar:

- Las envolventes de rotura de cada material, dados por el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (C).
- El peso específico de cada material, en condiciones húmedas y saturadas
- Incorporación del nivel freático del SEEP si corresponde
- Los círculos de falla que debe considerar el programa

Se presentan tres situaciones a evaluar, que se entienden críticas:

10.6.1 Operación normal de la presa

Con nivel de agua hasta la cota de vertido. Se debe evaluar la estabilidad del talud de aguas abajo, ya que el talud de aguas arriba cuenta con el peso estabilizador del agua. Adicionalmente se tiene que incorporar la curva de infiltración. Se supone también que en el talud aguas abajo, la arena se encuentra no saturada debido a un correcto funcionamiento del dren chimenea.

Se muestra a continuación una imagen obtenida del programa en que se indica el factor de seguridad mínimo para los círculos de falla considerados. Se muestra también la malla de los centros de los mismos.

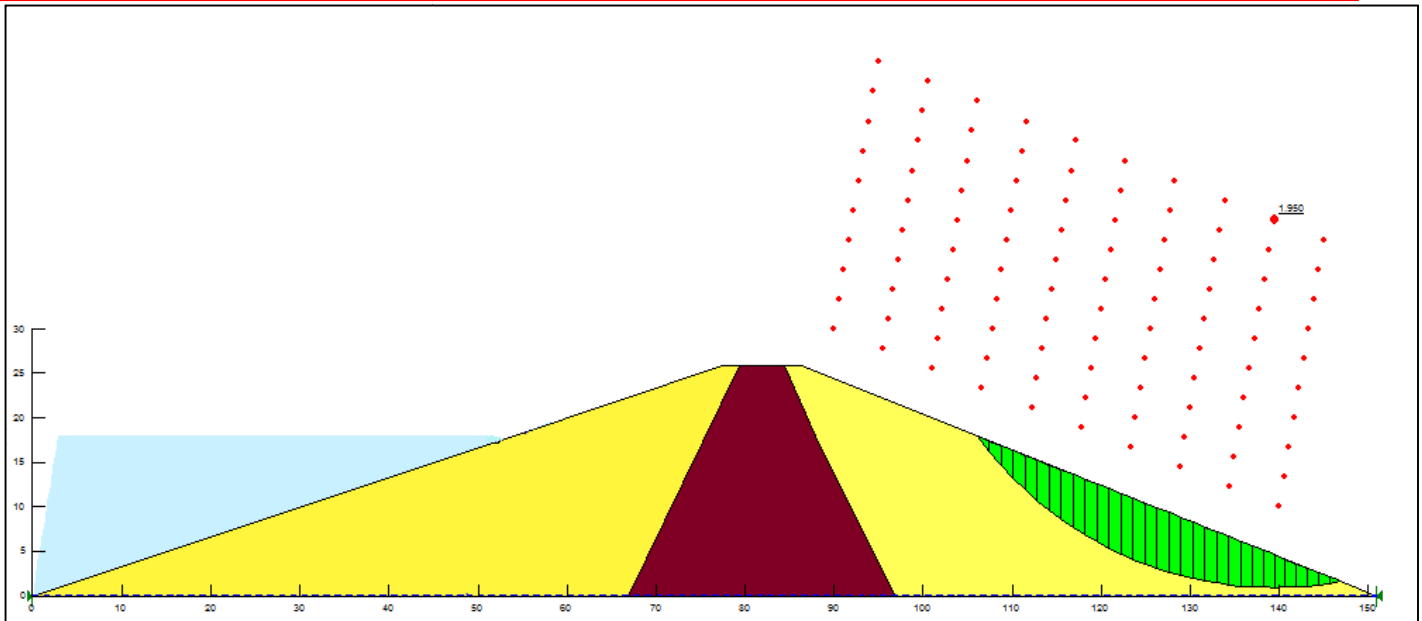


Figura 10-5 Falla de pie para presa en condiciones de operación

El factor de seguridad alcanzado es 1.95, mientras que el mínimo recomendado es 1.4.

10.6.2 Vaciado rápido del embalse

Se debe evaluar la estabilidad del talud de aguas arriba considerando que el nivel freático es el mismo que el obtenido durante la operación normal, sin considerar el peso del agua. La arena se supone saturada para este caso. Cabe destacar que se estudia el caso para la peor condición, ya que en la práctica no es posible vaciar rápidamente el embalse y por tanto no existiría una gran discontinuidad entre el nivel del embalse y el nivel freático como se está suponiendo. Considerando un caudal de salida de $9 \text{ m}^3/\text{s}$, y sin considerar aportes de la cuenca, el tiempo de vaciado es de 3,6 meses aproximadamente, que reafirma lo mencionado anteriormente.

Se muestra a continuación una imagen obtenida del programa en que se indica el factor de seguridad mínimo para los círculos de falla considerados.

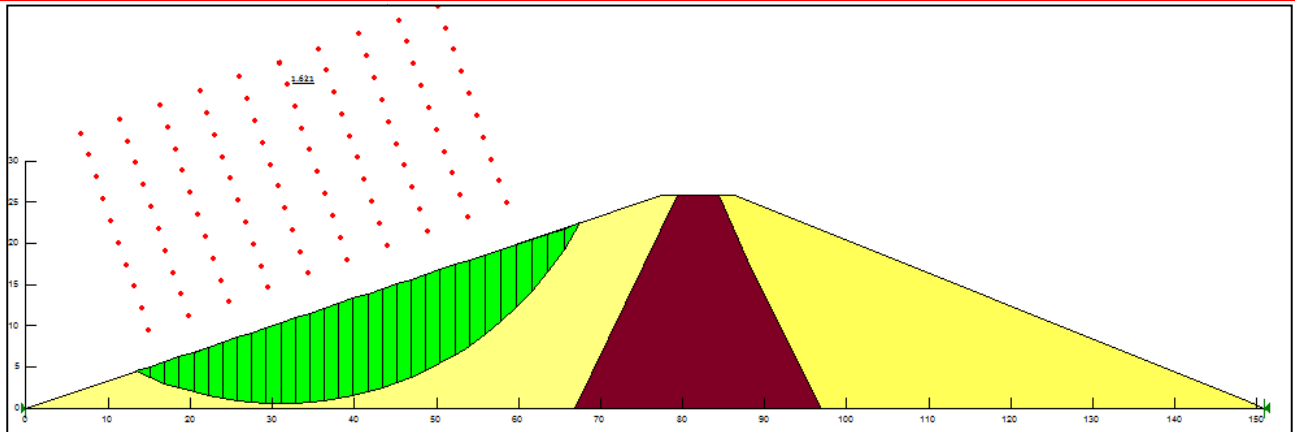


Figura 10-6 Falla de pie para presa en condiciones de vaciado rápido

El factor de seguridad alcanzado es 1.62, mientras que el mínimo recomendado es 1.3.

10.6.3 Una vez terminada la construcción

Se debe evaluar la estabilidad ambos taludes, en condiciones de saturación de los materiales y sin el nivel freático ya que se considera que el embalse no se ha llenado aún.

Se muestra a continuación las imágenes obtenidas del programa en que se indica el factor de seguridad mínimo para los círculos de falla considerados.

10.6.3.1 Talud aguas abajo

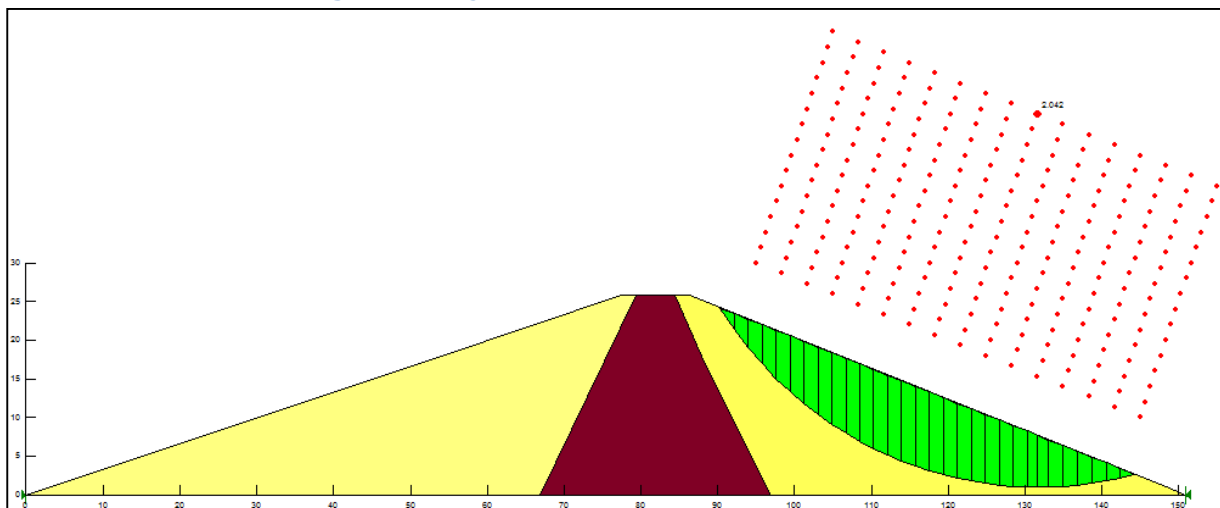


Figura 10-7 Falla de pie para presa en condiciones de final de construcción

El factor de seguridad alcanzado es 2.04, mientras que el mínimo recomendado es 1.2.

10.6.3.2 Talud aguas arriba

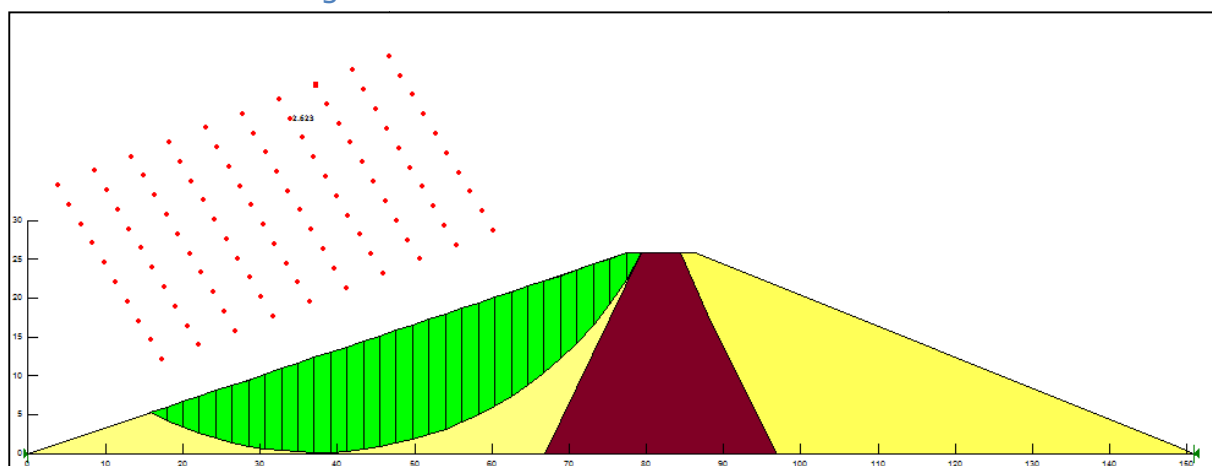


Figura 10-8 Falla de pie para presa en condiciones de final de construcción

El factor de seguridad alcanzado es 2.63, mientras que el mínimo recomendado es 1.2.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de coeficientes de seguridad obtenidos y recomendados por la Instrucción Española 1967 para presas de materiales sueltos:

	Coeficiente de seguridad Instrucción Española	Coeficiente de seguridad talud aguas arriba	Coeficiente de seguridad talud aguas abajo
Fin de construcción	1.2	2.63	2.04
Embalse lleno	1.4	---	1.95
Vaciado rápido	1.3	1.62	---

Tabla 10-4 Resumen de factores de seguridad de estabilidad obtenidos

De la tabla anterior se observa que si bien los factores de seguridad hallados presentan cierta holgura, como contrapartida se tiene incertidumbre en cuanto a las características de los materiales que componen el terraplén, como es mencionado anteriormente. Por tanto, se seleccionan taludes que otorguen un coeficiente de seguridad algo mayor al recomendado.

Adicionalmente, se calcula el volumen que se ahorraría con una presa con taludes menores: talud aguas arriba 2.5:1 y talud aguas abajo 2:1. El mismo es aproximadamente 100,000 m³, que implican U\$S 500,000 menos. Esto representa el 1% del costo total de la presa.

10.7 Dimensionado de la obra de toma

El objetivo principal de la obra de toma es conducir el agua necesaria para abastecer la demanda de Aguas Corrientes. Otras funciones que cumple la obra de toma son permitir el vaciado del embalse para reparaciones, regular el nivel del lago para la prevención de crecidas extraordinarias y derivar agua durante la construcción.

Se distinguen tres estructuras que la conforman: tubería, estructura de entrada y estructura de salida.

10.7.1 Estructura de entrada

La estructura de entrada se ubica en el extremo aguas arriba de la tubería, y su objetivo es permitir maniobrar la compuerta de la toma, regulando así el caudal de la tubería.

Se coloca una reja en la entrada de la obra de toma de forma tal de evitar el pasaje de objetos groseros no deseados.

La estructura de entrada permite también un soporte estructural de la tubería en esa zona, y una reducción de la infiltración a través de esa zona preferencial para las líneas de flujo.

Tomando como referencia Erbisti, Paulo, 2004, 'Design of Hydraulic Gates'. Se realiza una selección del tipo de compuerta adecuada teniendo en cuenta que:

- Debe soportar los 14.78 m de carga hidráulica máxima
- Tamaño y forma de la abertura.

En base a un gran número de ejemplos, se opta por compuertas deslizantes cuadradas de 1.2 m para las tuberías de abastecimiento a Aguas Corrientes y compuertas deslizantes circulares de 400 mm para las tuberías de caudal de estiaje.

La compuerta de regulación de caudal es operada a distancia por medio de un vástago, desde una torre de comando que se realiza a tales efectos, y se detalla en el plano adjunto de la presa. A la torre se accede por medio de una rampa desde el coronamiento de la presa.

10.7.2 Tubería

En el diseño de las mismas se tiene en cuenta las pérdidas de carga distribuida como las localizadas, las cuales se detallan más adelante. Adicionalmente, como variables de decisión se tiene:

- Un mayor número de tuberías permite una mejor regulación del caudal y otorga márgenes de seguridad frente a roturas o mantenimiento de las restantes
- Facilidad de construcción: las tuberías de hormigón de sección rectangular armadas in situ presentan mayor facilidad de construcción que las circulares.
- Secciones más grandes de tubería disminuyen la velocidad y pérdida de carga, pero encarecen la obra.
- La velocidad en la tubería debe ser tal que no provoque erosión.

Se prevé la instalación de 2 tuberías de fondo con el objetivo de tener una mayor regulación del caudal. Las mismas son cuadradas de hormigón armado in situ de 1.2m de lado interior y 57m de largo. La finalización de la tubería es curvada, saliente del muro lateral donde se encuentra el tramo recto, hacia la zona de descarga del vertedero. Lo cual ofrece la posibilidad de que el agua circule mejor encausada a la salida. La velocidad alcanzada en las tuberías es de 3.1 m/s, la cual se considera aceptable. No se prevé la instalación de collarines alrededor de la tubería para evitar zonas preferenciales de flujo de agua, ya que las tuberías se realizan por dentro del muro del hormigón, a ambos lados del vertedero central de hormigón.

10.7.2.1 Pérdidas de carga – carga hidráulica mínima

Se debe prever la carga hidráulica mínima para garantizar el caudal de la demanda para el horizonte de proyecto (año 2040). Por tanto la presa debe erogar 8.92 m³/s. Por tanto el caudal por cada tubería es 4.46 m³/s. Para determinar la carga hidráulica mínima (Hmin) se presenta el siguiente esquema:

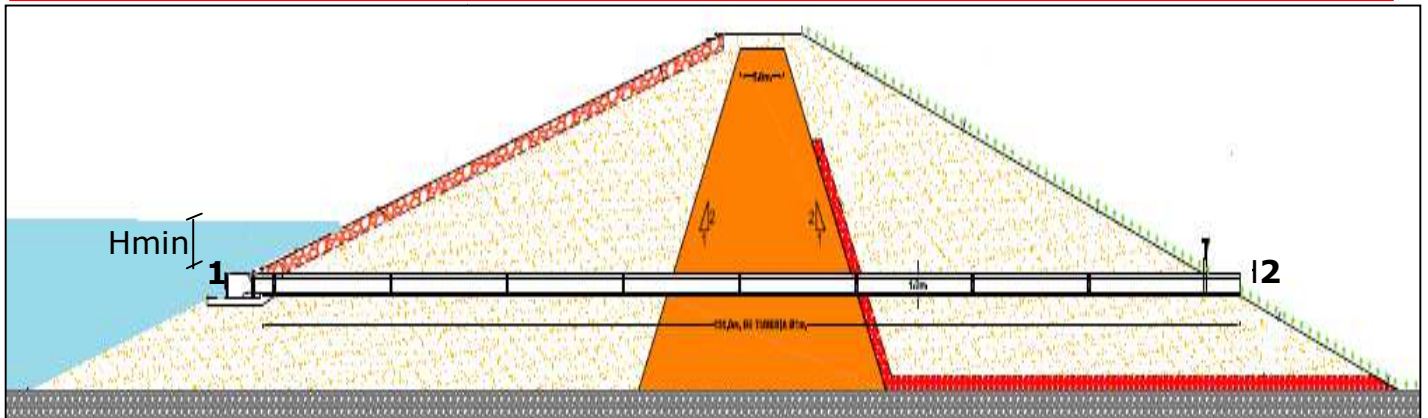


Figura 10-9 Carga mínima para evacuar caudal de diseño

Se cumplen las siguientes ecuaciones:

$$H1 = Hmin + a/2$$

$$H1 = \Delta H_{12} + H2$$

$$H2 = \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = \Delta H_{localizada} + \Delta H_{distribuida}$$

$$\text{Darcy-Weisbach : } \Delta H = \frac{fL}{D} \frac{v^2}{2g} + \sum_i K_i \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

$Hmin$ = Carga hidráulica mínima

$H1$ = Carga hidráulica en el punto 1

$H2$ = Carga hidráulica en el punto 2

ΔH_{12} = Pérdida de carga entre 1 y 2

a = Lado interior de la tubería

v = Velocidad del agua dentro de la tubería

f = Coeficiente de fricción

D = Profundidad hidráulica de la tubería

K_i = Coeficiente de pérdida de carga localizada

Pérdidas de carga localizadas

En la rejilla

Según recomendación del Bureau of Reclamation, $k_t = 1.45 - 0.45 \frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g}\right)^2$

Siendo:

a_n = área neta de la reja a través de la barras

a_g = área total de la reja

Se consideran barras $\varnothing 22$ con separación de 20cm. Por tanto, la pérdida de carga es de 0.23m

En la entrada

Se adopta un coeficiente de pérdida de carga de 0.23, se considera dicho coeficiente para entradas poco suavizadas. Por tanto, la pérdida de carga es 0.11m.

En la compuerta de entrada y salida

Se consideran dos compuertas guillotina (se adjunta catálogo en Anexo E) ubicadas al inicio de la cámara de entrada inmediatamente aguas abajo de la rejilla y en la parte posterior de la cámara según se indica en los planos adjuntos. La primera cumple la función de aislar el tramo por mantenimiento y la segunda es para regular el caudal. Se considera un $K = 0.19$ para compuerta totalmente abierta ya que ésta sería la situación en caso de gran necesidad de abastecimiento. La pérdida de carga provocada por ambas compuertas es 0.18m.

Pérdida de carga distribuida

Se presentan a continuación los resultados obtenidos luego de aplicar el ábaco de Moody para determinar el valor "f".

f	0.042
Largo (m)	80
velocidad (m/s)	3.10
Prof hidráulica (m)	1.2
Re	3.7E+06
ϵ (m)	0.009
ϵ / D	0.0075
AHdistribuida (m)	1.37

En resumen, considerando las pérdidas localizadas más la distribuida, se tiene que el $H_{min} = 1.88m$ y por tanto el $NMU = 91.04m$

10.7.3 Estructura de salida

Dado que en toda la zona existe roca de buena calidad, no se prevé una estructura especial ya que la disipación de energía ocurre durante el movimiento proyectil del chorro de agua y la caída sobre el suelo rocoso.

10.8 Caudal de estiaje

Para permitir el caudal de estiaje se colocan dos tuberías. Cada una de ellas se ubica cercana a la tubería de fondo de la presa, pudiéndose acceder de la mismas por la cámara de entrada a las tuberías de fondo. Para determinar el diámetro, se procede de forma análoga al cálculo de la tubería de fondo.

Pérdidas de carga localizadas

En la entrada

Se adopta un coeficiente de pérdida de carga de 0.23, se considera dicho coeficiente para entradas poco suavizadas. Por tanto, la pérdida de carga es 0.11m.

En la válvula de entrada

Se considera una válvula guillotina (se adjunta catálogo en Anexo F) ubicada al inicio de la cámara de entrada inmediatamente aguas abajo de la rejilla. Cumple la

función de regular el caudal. Se considera un $K = 0.19$ para compuerta totalmente abierta. La pérdida de carga provocada por la compuerta es 0.04m.

Pérdida de carga distribuida

Se presentan a continuación los resultados obtenidos luego de aplicar el ábaco de Moody para determinar el valor "f".

f	0.027
Largo (m)	80
velocidad (m/s)	2.15
Prof hidráulica (m)	0.4
Re	8.6E+05
ε (m)	0.0015
ε /D	0.00375
AHdistribuida (m)	1.27

Por tanto la pérdida de carga total es 1.42m.

La altura de agua mínima para que circule el caudal de diseño es: $1.42m + 2.15^2 / (2 * 9.8) = 1.66m$. El NMU se encuentra por encima de dicho valor, por lo que se garantiza que en todo momento se puede conducir el caudal de estiaje.

10.9 Vertedero

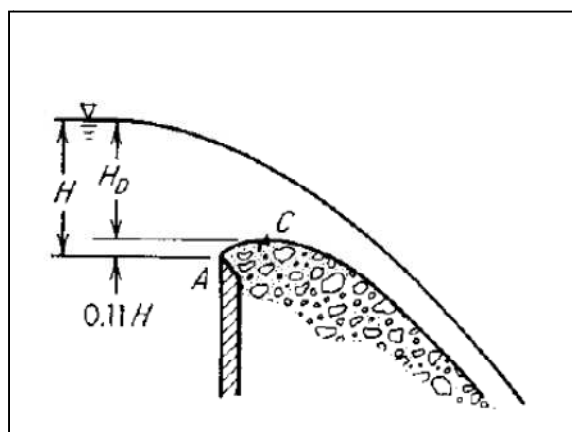
10.9.1 Generalidades

De acuerdo con el estudio de prefactibilidad económica, se realiza un vertedero central de hormigón como forma de evacuar las tormentas y evitar la rotura de la presa por sobrepasamiento. Se selecciona un perfil Creager ya que están probados sus buenos resultados en la práctica. Consiste en un perfil que imita la caída del chorro de agua provocado por un vertedero de pared delgada. Dicho diseño se realiza con el fin de evitar zonas de subpresión entre la pared del vertedero y la lámina inferior del chorro, lo cual puede provocar erosión del hormigón.

Con esta geometría la lámina se adhiere al perfil y la presión tiende a ser la atmosférica. Para el NAP, la lámina de agua coincide con la forma del vertedero. Para niveles menores al NAP la lámina se adhiere al perfil de hormigón, mientras que para niveles mayores la misma se despegue, generando subpresiones, pudiendo generar cavitación si se alcanza la presión de vaporización. Es necesario extremar cuidados en la construcción, ya que la superficie debe tener una buena terminación para que no se produzca erosión en zonas irregulares.

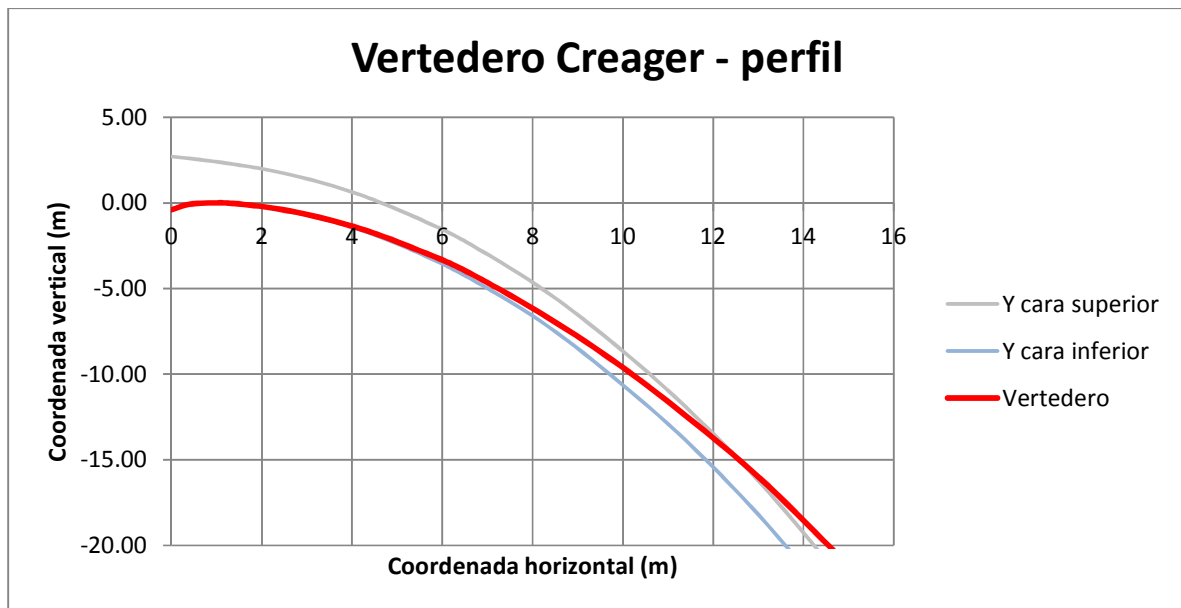
Los pilares del puente apoyados sobre el vertedero provocan una sobreelevación adicional, favoreciendo el fenómeno de cavitación.

La condición para que no se genere cavitación es que H_D sea menor a $1.65 \cdot H_{D\text{diseño}}$ tirante de diseño. Siendo H_D el indicado en la siguiente imagen.



10.9.2 Diseño del vertedero

Dado que en el modelo hidrológico se implementó un vertedero de cresta delgada, con un valor $H = 3.7\text{m}$, tomando en consideración la figura anterior, el $H_{\text{Diseño}}$ correspondiente es 3.26m . A partir de dicho número queda determinado el perfil Creager de la siguiente forma:



10-1 Geometría del perfil Creager

La ley de descarga del vertedero Creager es $Q = 2.18bH_D^{3/2}$, siendo b el ancho útil del vertedero

Se debe verificar que el NAE no supere $1.65H_{\text{Diseño}}$:

H NAE sobre vertedero (m)	4.5
H_D provocado por NAE (m)	4.06
$1.65 H_{\text{Diseño}}$ (m)	5.37

Por lo tanto no hay riesgo de cavitación para la avenida extrema de 10000 años.

10.9.3 Cálculo del ancho del vertedero

Según el modelo hidrológico, el vertedero debe tener un ancho útil de 80m. La existencia de los pilares y estribos del puente sobre el vertedero disminuye el ancho útil. Para determinar el ancho del vertedero se utiliza la siguiente expresión.

$$b = b' - 2(NK_p + K_a)H_D$$

Siendo:

b = Ancho útil del vertedero

b' = Ancho total del vertedero

N = Número de pilares

K_p = Coeficiente de contracción de pilares

K_a = Coeficiente de contracción de estribos

Se supone pilas cuadradas con esquinas redondeadas con radio 0.1 del espesor de la pila para dar un K_p = 0.02. Los estribos cuadrados con los muros de cabeza 90 grados con la dirección de la corriente para dar un K_a = 0.2. Se consideran 4 pilares que se apoyan sobre el vertedero. El ancho útil debe ser 80m. Se obtiene el ancho del vertedero = 81.8m. A este número se debe sumar el ancho de cada pilar (de 1m cada uno). Por tanto la **longitud del vertedero es 85.8m**.

10.9.4 Consideraciones estructurales

Los detalles estructurales son tomados de Schleiss, Pougatsch, 2011, 'Les barrages – Du Project à la mise en service'.

Las juntas constructivas verticales se realizan cada 10 m y horizontales cada 3 m, las mismas deben ser estancas.

El hormigón a utilizar debe contemplar distintas dosificaciones de cemento dependiendo de sus funciones:

- Hormigón con buena terminación y alta dosificación de cemento (250 kg/m³), a ser utilizado en:
 - En el vertedero, se construye con esta dosificación hasta 2 m hacia los paramentos y el apoyo del mismo sobre la roca del terreno.
 - Las pilas del puente que cruza el vertedero.
 - Muro lateral del vertedero

Hormigón en masa y dosificaciones que varían de 160 kg/m^3 (en el centro del vertedero con un máximo de 5 m) hasta 200 kg/m^3 (en la zona intermedia del vertedero).

10.9.5 Estabilidad del vertedero

A los efectos del estudio de la estabilidad del vertedero, se considera una sección simplificada del mismo (triángulo de 14m de base y 18m de altura), como se muestra en la siguiente imagen.

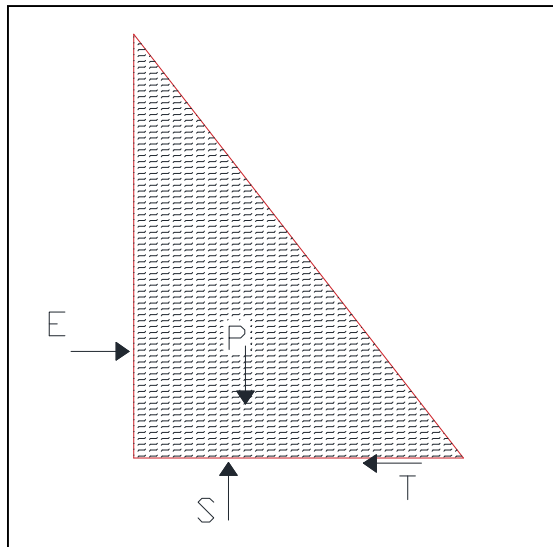


Figura 10-10 Simplificación del perfil del vertedero

10.9.6 Fuerzas actuantes

P = peso del vertedero por unidad de ancho (KN/m)

Se considera $\gamma_{Hormigón} = 24KN/m^3$

$$P = \frac{18m \cdot 14m}{2} 24KN/m^3 = 3024KN/m$$

E = empuje del agua por unidad de ancho (KN/m)

Se considera que el agua se encuentra en NAP (3.7m por encima de la cota de vertido), por tanto:

$$E = 10KN/m^3 \left(\frac{18m \cdot 18m}{2} + 3.7m \cdot 3.7m \right) = 1756.9KN/m$$

S = subpresión en la base del vertedero (KN/m)

Se considera $\alpha = 0.5$ por efecto de los drenes ubicados en el cuerpo del vertedero

$$S = \frac{\alpha \cdot (18m + 3.7m) \cdot 10KN/m^3 \cdot 14m}{2} = 759.5KN/m$$

T = rozamiento entre vertedero y roca del terreno (KN/m)

Se considera un coeficiente de fricción, en la interfase hormigón-roca, de 0.8 correspondiente a una roca sana, con superficie limpia e irregular, según el Bureau of Reclamation.

$$T = 0.8(P - S) = 1811.6KN/m$$

10.9.7 Estabilidad al vuelco

Se verificará una condición más exigente que la estabilidad al vuelco, que es la no existencia de tensiones normales de tracción en la base ya que el hormigón no resiste las mismas.

Dicha condición es $e \leq \frac{14m}{6} = 2.43m$

$$e = \frac{M_0}{\sum F_{verticales}} = \frac{\left[\left(\frac{14m}{6} \right) \cdot (759.5KN/m - 3024KN/m) + \left(\frac{18m \cdot 18m \cdot 10KN/m^3}{2} \cdot \frac{18m}{3} + 3.7m \cdot 3.7m \cdot 10KN/m^3 \cdot \frac{18m}{2} \right) \right]}{3024KN/m - 759.5KN/m}$$

$e = 2.5 \geq 2.43$ para NAP, no se verifica.

Siendo M_0 el momento de las fuerzas con respecto al punto ubicado en el centro de la base

10.9.8 Estabilidad al deslizamiento

$$FSd = \frac{T}{E} = \frac{1915.2}{1756.9} = 1.1 \text{ Valor que se considera peligroso.}$$

Por tanto se deben proponer alternativas para mejorar la estabilidad al deslizamiento y a la aparición de tensiones de tracción en la base. Una posibilidad es inclinar el paramento vertical del vertedero para obtener una componente vertical hacia abajo del empuje del agua. Otra posibilidad es realizar un zampeado, prolongando la base. Se elige la segunda opción por mayor facilidad constructiva y ahorro de materiales. Las dimensiones del zampeado son de 6m por 1.5m.

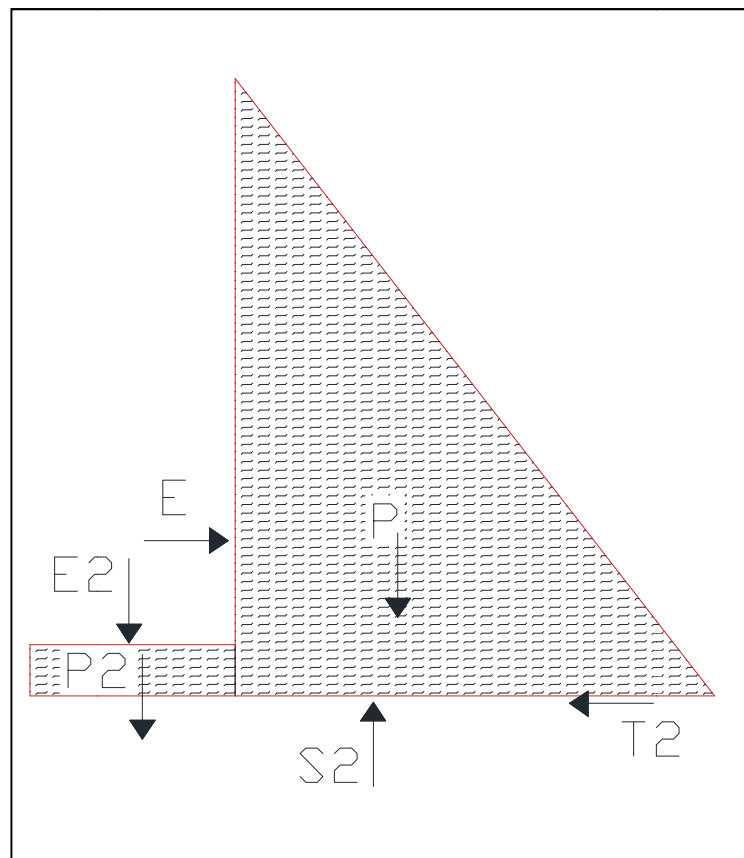


Figura 10-11 Simplificación del perfil del vertedero con zampeado

Se calculan las nuevas fuerzas:

$$E2 = 10KN/m^3 \cdot 6m \cdot (18m + 3.7m - 1.5m) = 1212KN/m$$

$$P2 = 24KN/m^3 \cdot 6m \cdot 1.5m = 216KN/m$$

$$S2 = \frac{\alpha(18m + 3.7m)(14m + 6m)}{2} 10KN/m = 1085KN/m$$

$$T2 = 0.8(P + E2 + P2 - S2) = 2693.6KN/m$$

10.9.9 Estabilidad al vuelco con zampeado

$$e \leq \frac{14m + 6m}{6} = 3.33m$$

$$M_0 = (-E2 - P2)7m + \left(\frac{18m \cdot 18m \cdot 10KN/m^3}{2} \frac{18m}{3} + 3.7m \cdot 3.7m \cdot 10KN/m^3 \cdot \frac{18m}{2} \right) + P \cdot 0.67m$$

$$+ S2 \cdot 3.33m = 6595.2KN/m/m$$

$$V = 3024 + 1212 + 216 - 1085 = 3367KN/m$$

$$e = 1.96m \leq 3.33m \text{ se verifica.}$$

10.9.10 Estabilidad al deslizamiento con zampeado

$$FSd = \frac{T2}{E} = \frac{2693.6}{1756.9} = 1.53$$

Según la tabla obtenida del Instituto Politécnico Nacional de México-Cortinas tipo Gravedad, el valor del coeficiente de seguridad es admisible, se presenta a continuación una tabla con valores recomendados

Coefficiente de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

Materia	Coefficiente de seguridad contra deslizamiento.	Coefficiente mínimo de seguridad que se sugiere, fs.	Coefficiente por rozamiento y corte, CRC.
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8 0.7	1-1.5 1-1.5	4 4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.4	2.5	—
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.3	2.5	—
Concreto sobre arena	0.3	2.5	—
Concreto sobre esquistos	*	2.5*	—
Concreto sobre limo y arcilla			—

Tabla 10-5 Coeficientes de seguridad al deslizamiento

10.10 Estructura de disipación de energía – Trampolín dentado

Se plantean dos alternativas para la disipación de energía:

- Trampolín dentado
- Cuenco amortiguador

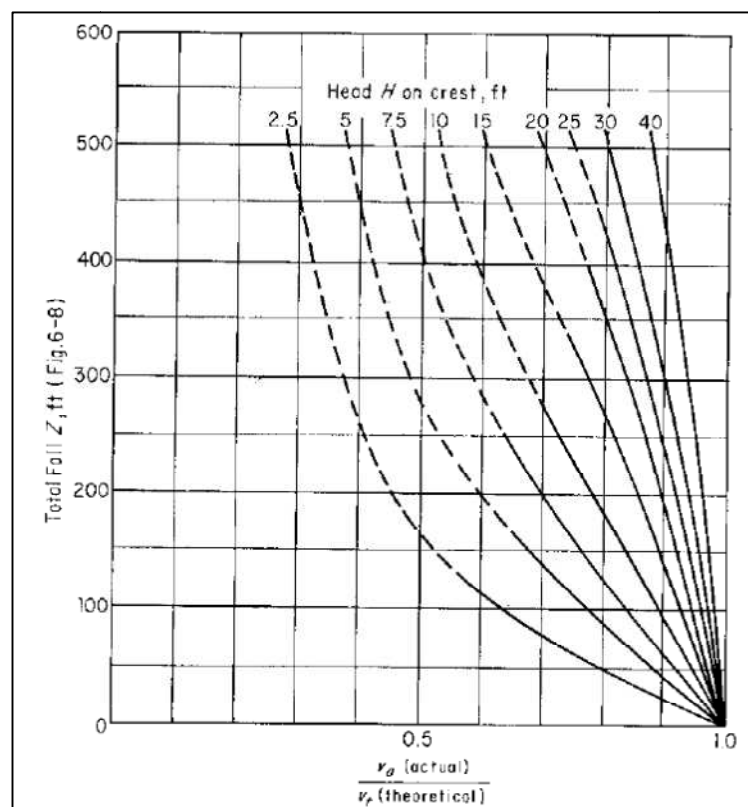
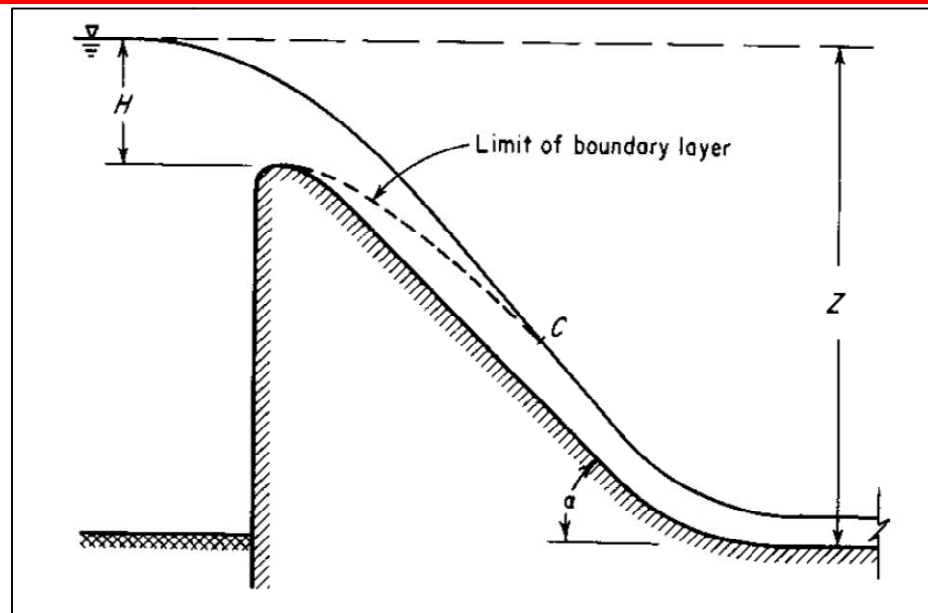
Se muestran a continuación los detalles del cálculo del trampolín dentado (alternativa seleccionada). Los detalles del cálculo del cuenco amortiguador y la comparativa de costos se presentan en el Anexo E.

Para el diseño del trampolín dentado se consideran las siguientes secciones:

Sección	Ubicación
0	Sobre cresta del vertedero
1	Final del vertedero Creager
2	Final trampolín-después de resalto
3	Luego de escalón
4	Sección natural aa-tirante normal

Se parte de las dimensiones del vertedero central. El mismo tiene 85.8m de largo. Se realiza el diseño para el máximo caudal erogado en la avenida de proyecto, el mismo es $1059 \text{ m}^3/\text{s}$. Luego el caudal unitario $q = 13.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$. A partir de la ley de descarga del vertedero, se obtiene la altura sobre la cresta $H_D = 3.26\text{m}$.

Para el cálculo de la velocidad en el pie del vertedero se utiliza la gráfica de Bradley y Peterka, en función de las dimensiones mostradas en la siguiente figura.



10-2 Gráfica de Bradley y Peterka

Para este caso se tiene, para la sección 1, aplicando $V_t = \sqrt{2g(Z - H/2)}$:

Z (pies)	71.08
H (pies)	10.68
V_t (pies/s)	35.90
Vel real/ V_t	0.92
V_1 (m/s)	10.07

Luego, el tirante en la sección 1 (d_1) se obtiene mediante $d_1 = \frac{q}{V_1} = 1.29 \text{ m}$

Se determina el número de Froude en la sección 1: $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} = 2.83$

Con respecto al número de Froude, según el Bureau of Reclamation, de $Fr = 2.5$ a $Fr = 4.5$ se tiene un resalto inestable o sea que puede propagarse hacia aguas abajo, mientras que en el rango 4.5 a 9.0 el mismo es estable. Se elige trabajar con $Fr = 2.83$ por las siguientes razones:

- Para modificar el Froude, y obtener un resalto estable, se debe aumentar el ancho en el trampolín, lo que implica un aumento de costos.
- Existe un diseño de trampolín dentado propuesto por el Bureau para Fr entre 2.5 y 4.5.
- Frente a un eventual corrimiento del resalto se cuenta con fondo rocoso de buena calidad, por lo que no hay problemas de erosión.

Se selecciona por tanto un trampolín dentado según recomendación del Bureau of Reclamation. A continuación se presentan las dimensiones y los ábacos a utilizar:

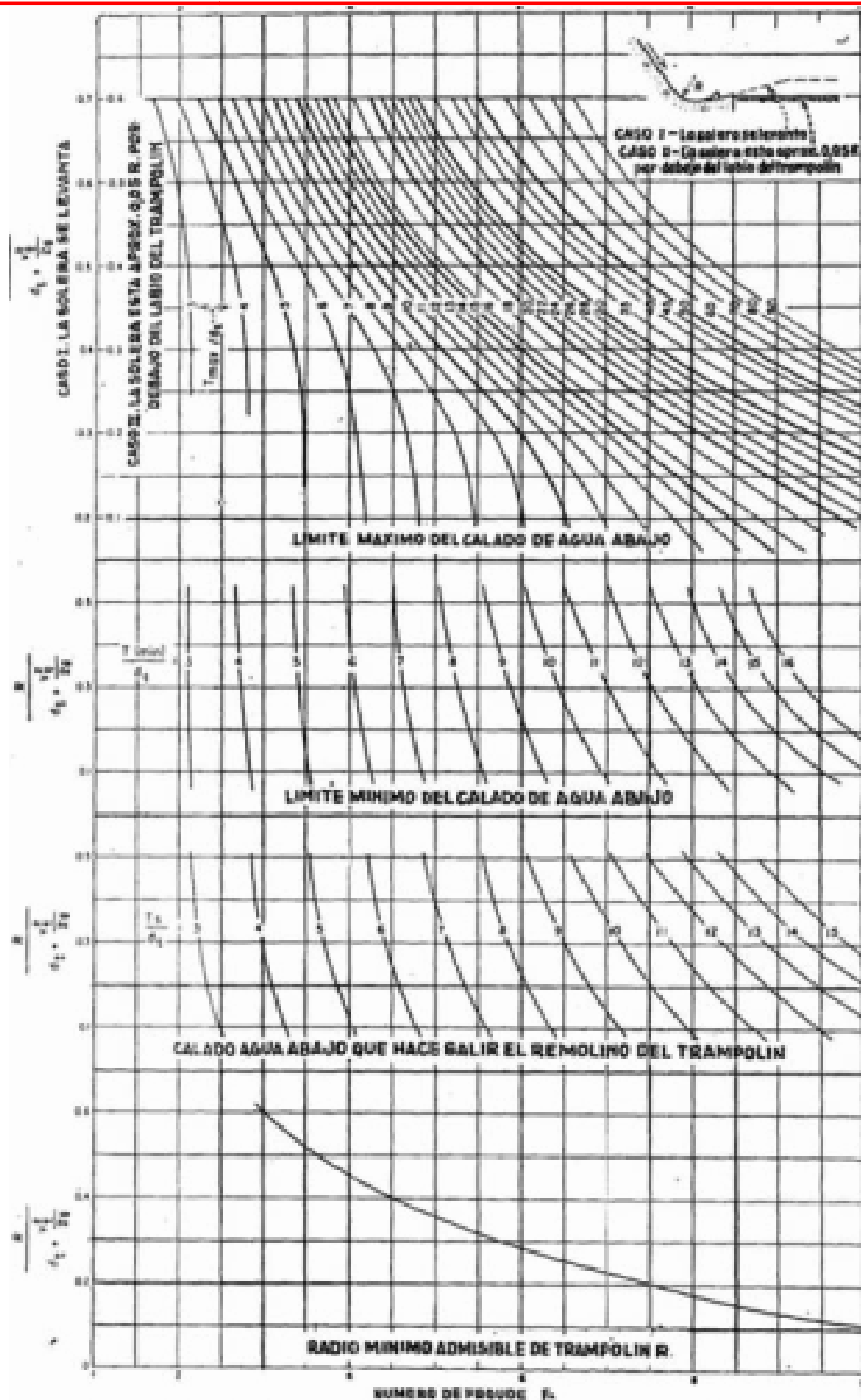
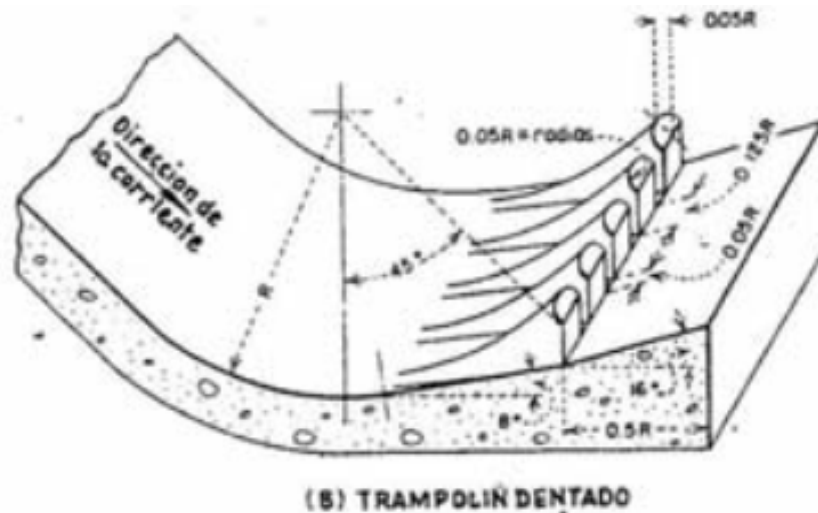


Gráfico 10-3 Ábacos para el dimensionamiento del trampolín dentado



Se sigue el siguiente procedimiento de cálculo para determinar las dimensiones del trampolín:

Del ábaco se obtiene: Considerando la línea de $Fr_1 = 2.83$ se determina que el radio mínimo es 4.01m, luego el tirante máximo = 7.73m considerando el 'Caso I: La solera se levanta'. De la misma forma se determina un tirante mínimo = 5.41m. Para mayor margen de seguridad se opta por un **radio = 4.5 m.**

10.10.1 Transición hacia el arroyo aguas abajo

Se considera la siguiente sección del arroyo, lo suficiente aguas abajo de la presa como para considerar tirante normal.

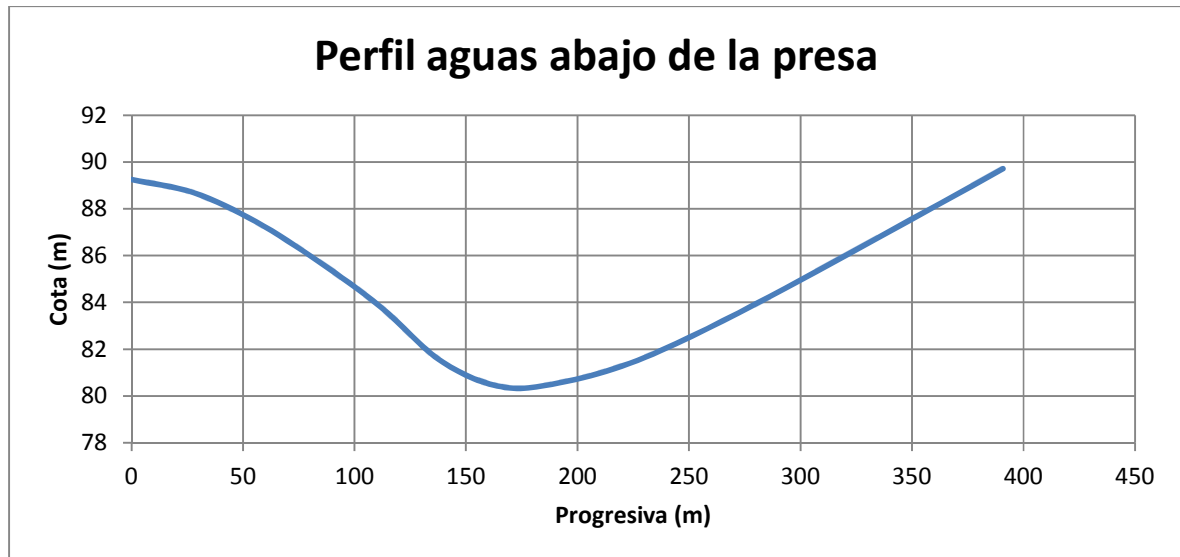


Gráfico 10-4 Perfil aguas abajo de la presa

Mediante la utilización software HEC-RAS, se calcula el tirante normal con los siguientes datos:

n	0.03
So (m/m)	0.001
Q (m ³ /s)	1059

El resultado es:

d4 (m)	3.71
V4 (m/s)	3.6
Área4 (m ²)	294

Luego se plantea conservación de la energía entre las secciones 3 y 4:

$$E3 = d3 + \frac{Q^2}{2g(Bd_3)^2} = E4 = d4 + \frac{Q^2}{2g(\text{Área}4)^2} , \text{ donde se obtiene } d_3 = 3.8\text{m}$$

Posteriormente se plantea conservación de la energía entre las secciones 2 y 3:

$$E2 = TA + \frac{Q^2}{2g(B.TA)^2} - h_{\text{escalón}} = E3 = d3 + \frac{Q^2}{2g(Bd_3)^2} , \text{ donde se obtiene } h_{\text{escalón}} = 2.38\text{m}.$$

La longitud del resalto se calcula con la fórmula de Pavlovski extraído de Gilberto Sotelo Ávila - 'Hidráulica de Canales':

$$L=2.5(1.9*Y2-Y1) = 27\text{m}$$

10.10.2 Galería

En el interior del vertedero de hormigón se debe construir una galería cercana al contacto vertedero-roca del terreno, cuyos objetivos son:

- Recolección de agua de los drenes existentes en el vertedero
- Pasaje del personal para realizar tareas de mantenimiento, control de instrumentos de seguridad de presas.

10.11 Costos

Para el cálculo del área a expropiar se considera la avenida de 20 años de período de retorno. La misma se obtiene de forma análoga a las de 1000 y 10000 años, en el modelo implementado en HEC-HMS. Los resultados obtenidos muestran un incremento de 2.2m por encima del NMN, lo que implica un área a expropiar de 29 km² (el valor inundado por el embalse es 24.4 km²).

No se considera la tierra a expropiar dentro de la siguiente planilla ya que la misma sufre incrementos por IVA (22%) y leyes sociales que son el 70% del monto imponible por mano de obra (aproximadamente 18% de cada rubro), ya que son precios de venta.

Considerando que el costo de la hectárea a expropiar de U\$S 6000, según relevamiento de precios en la zona. Se adiciona U\$S 17:400,000 por este rubro.

Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S	Observaciones
Geotextil	73350	m ²	2.7	198045	
Hormigón buena terminación	5477	m ³	850	4655280	Muros y cuenco
Hormigón en masa	14671	m ³	600	8802600	Mayoritariamente en el vertedero
Excavación en roca	15753	m ³	220	3465660	
Excavación en tierra	60000	m ³	5.5	330000	
Camino de balasto	8500	m	117	994500	Ancho 9m
Pavimento hormigón	1200	m	531.3	637560	Ancho 9m
Tubería circular de PEAD ϕ 400	160	m	100	16000	
Arena	485437	m ³	3.1	1504855	Incluye transporte de 10km de distancia
Arcilla	174517	m ³	2.23	389173	Incluye transporte de 5km de distancia
Enrocado	14254	m ³	11.4	162496	Diámetro aprox 40cm
Grava	38845	m ³	2.66	103328	
IVA (22%)				4677089	
SUBTOTAL (U\$S)				25936586	
MONTO IMPONIBLE				3826709	
TOTAL (U\$S)				29:763,295	

Costo total de la presa U\$S 47:163,295

10.12 Seguridad en la presa

Dada las características que presenta la presa proyectada, tanto por su tamaño como por su importancia estratégica a nivel país, se deben realizar monitoreos continuos.

Por tanto se prevé la instalación de:

- Mojones en el cuerpo de la presa, para medir los posibles movimientos que presente.
- Elementos de medición del caudal infiltrado a través de la presa, para evaluar posibles incrementos del mismo que puedan dejar a la vista algún tipo de falla en la impermeabilidad de la presa.
- Piezómetros para determinar la presión de poros en el cuerpo de la presa y evaluar el funcionamiento de los drenes.
- Inclínómetros que se utilizan para medir los movimientos laterales y su dirección en estribos, fundaciones y terraplenes

Bibliografía y otras referencias

Organización de los Estados Americanos – Oficina Sanitaria Panamericana, 'Cuenca del río Santa Lucía – Desarrollo de los Recursos Hídricos'

Dirección Nacional de Minería y Geología, 'Memoria Explicativa de la Carta Geológica del Uruguay a la Escala 1:500,000'

MVOTMA/DINAGUA, 'Manual de Diseño y Construcción de Pequeñas Presas'

Bureau of Reclamation, 1950, 'Diseño de Pequeñas Presas'

Consorcio SOGREAH – SAFEGE – CSI, 'Plan Director de Agua Potable de Montevideo' –

IMFIA/FING, 'Estudios básicos relacionados con la sobre elevación de la presa de Paso Severino'

DNH, 'Inventario Estaciones Santa Lucía'

Espina, Leonidas, 'Serie de Estudios Económicos – Documentos de Investigación: El Modelo Logístico'

UDELAR/FING/IMFIA, Notas del curso Hidrología Avanzada II

UDELAR/FING/IMFIA, Notas del curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas

Chow et al, 1987, 'Hidrología Aplicada'

UDELAR/FING/IMFIA, Notas del curso Represas y Canales

Instituto Politécnico Nacional de México, 'Cortinas tipo Gravedad'

Mays, Larry W, 'Hydraulic design handbook'

Coduto et al, 1999, 'Geotechnical Engineering: Principles and Practices'

'NORMA TÉCNICA DE SEGURIDAD PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y PUESTA EN CARGA DE PRESAS Y LLENADO DE EMBALSES', - Borrador julio 2011, España

Flumen, 'Manual de utilización del programa HEC-HMS'

'Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas' - España 1967

www.ine.gub.uy

www.renare.gub.uy

www.prenader.gub.uy

www.mvotma.gub.uy

www.dnh.gub.uy

www.meteorologia.gub.uy

www.chsegura.es

www.agesic.gub.uy

Listado de piezas gráficas

Plano V1: Alternativa descartada 1 de vertedero lateral – planta

Plano V2: Alternativas descartadas 2 y 3 de vertedero lateral – planta

Plano 1: Ubicación del proyecto, curvas de nivel del vaso

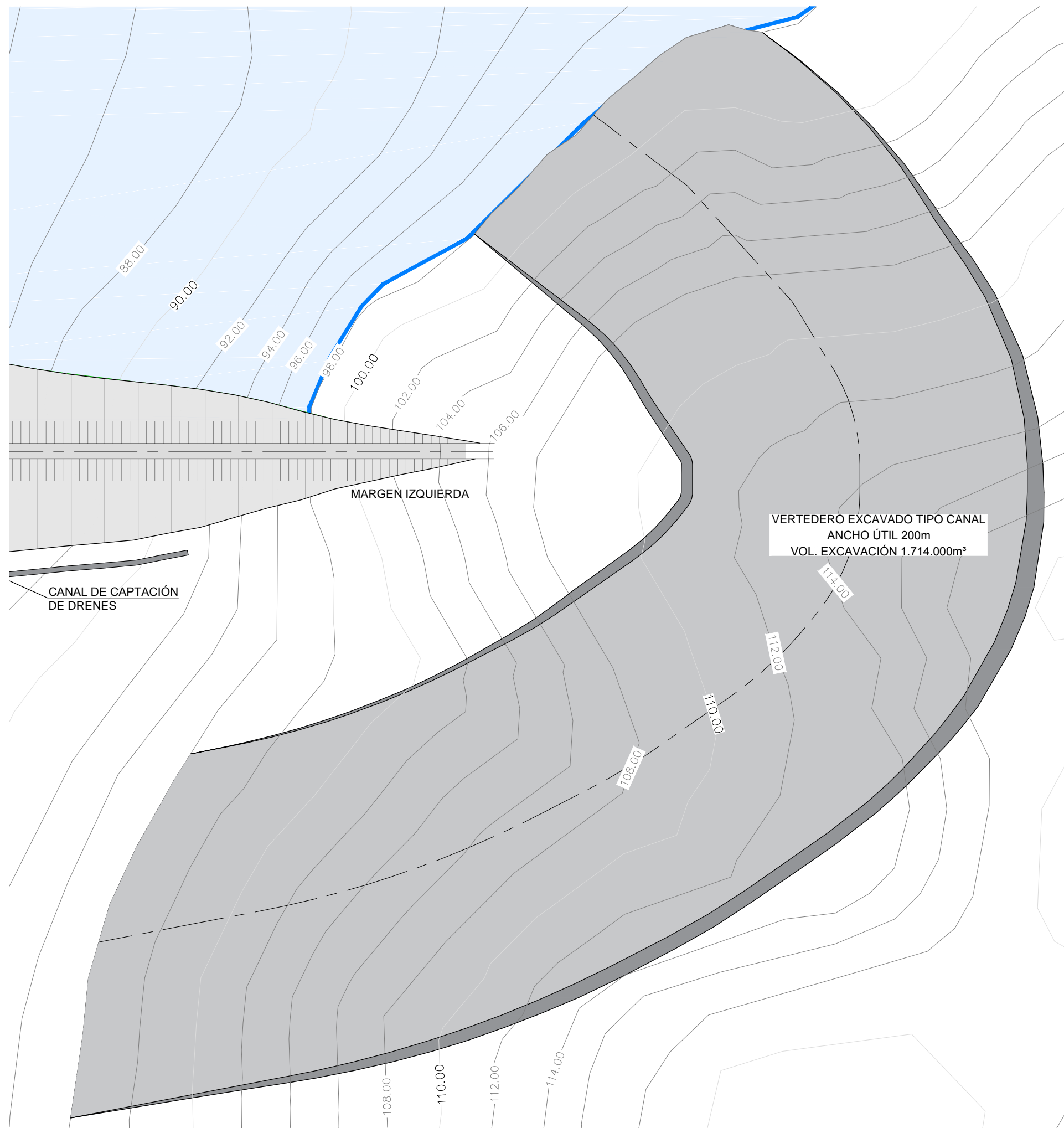
Plano 4: Planta general con drenes, perfil longitudinal con movimiento de suelos,
detalles de drenes

Plano 5: Secciones del dique cada 100 m

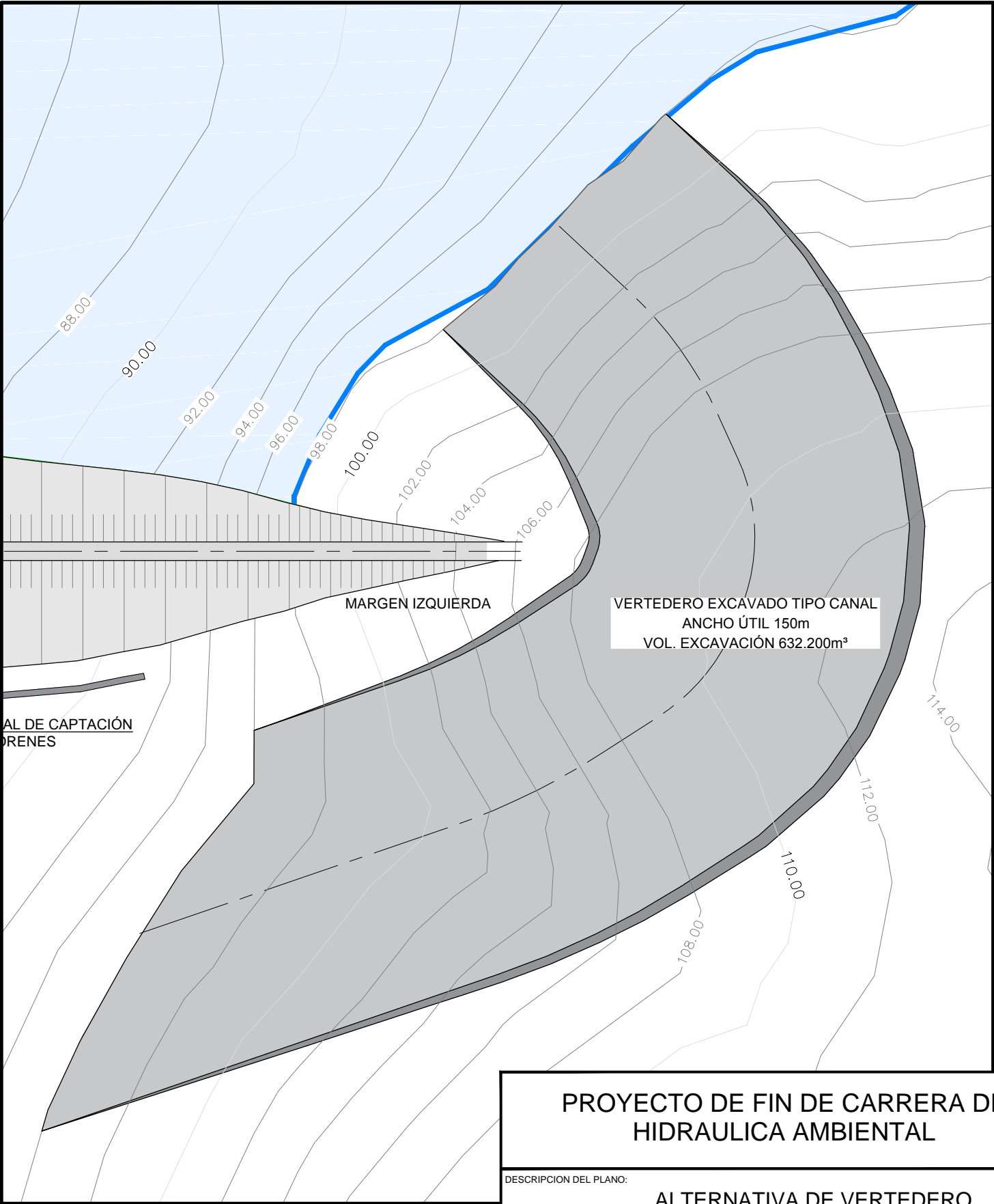
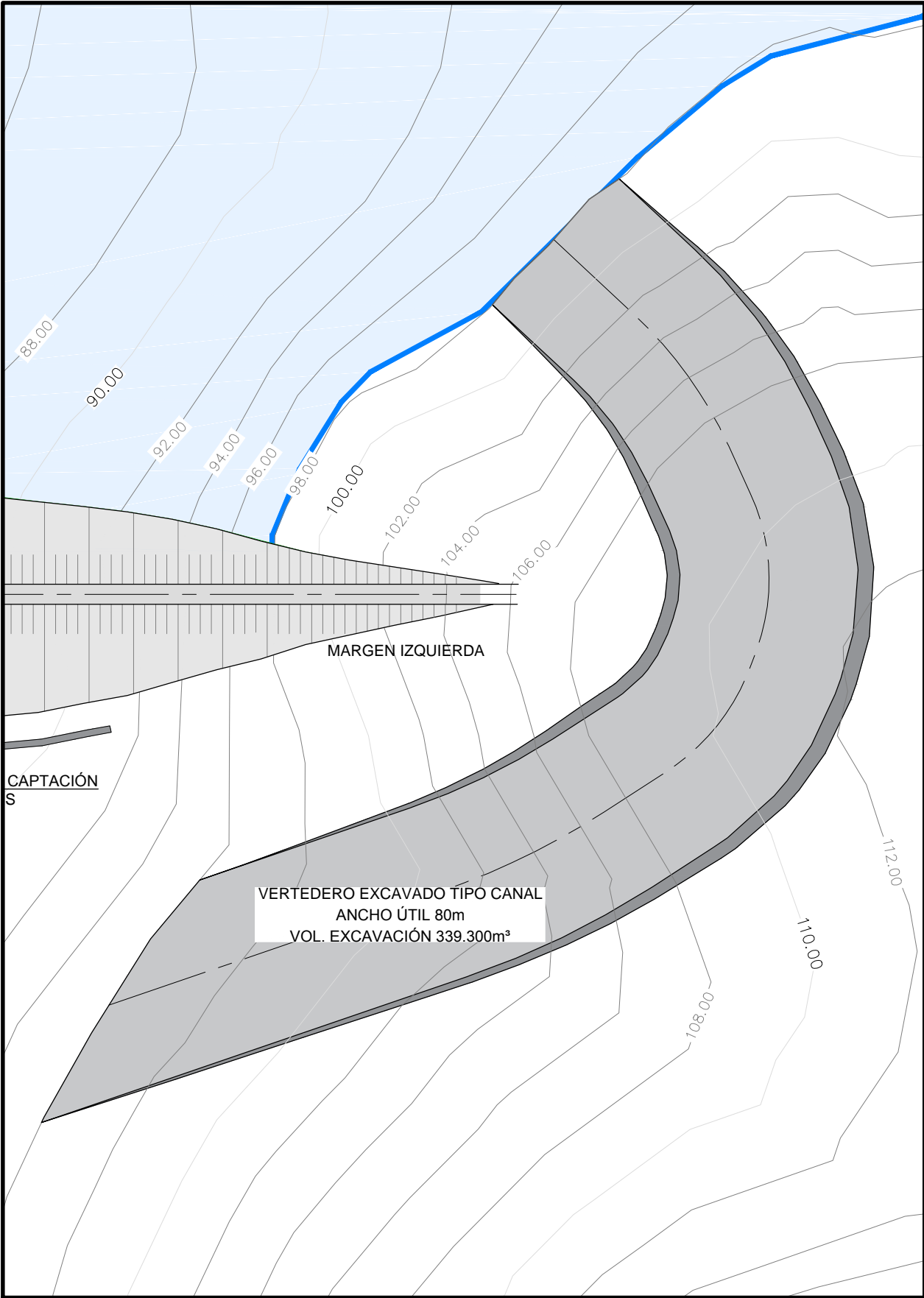
Plano 6: Sección principal del dique

Plano 7: Obra de toma – planta y sección

Plano 10: Perfil hidráulico y planta del vertedero central



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL		
DESCRIPCION DEL PLANO: ALTERNATIVA DE VERTEDERO		
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI		ESCALA: 1/2500
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		LAMINA: V1



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE
HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION DEL PLANO:
ALTERNATIVA DE VERTEDERO

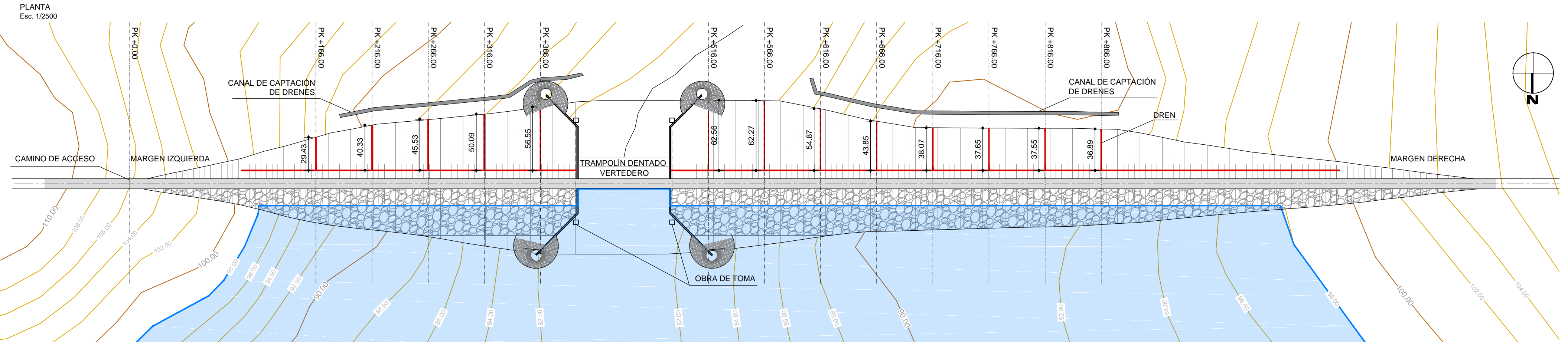
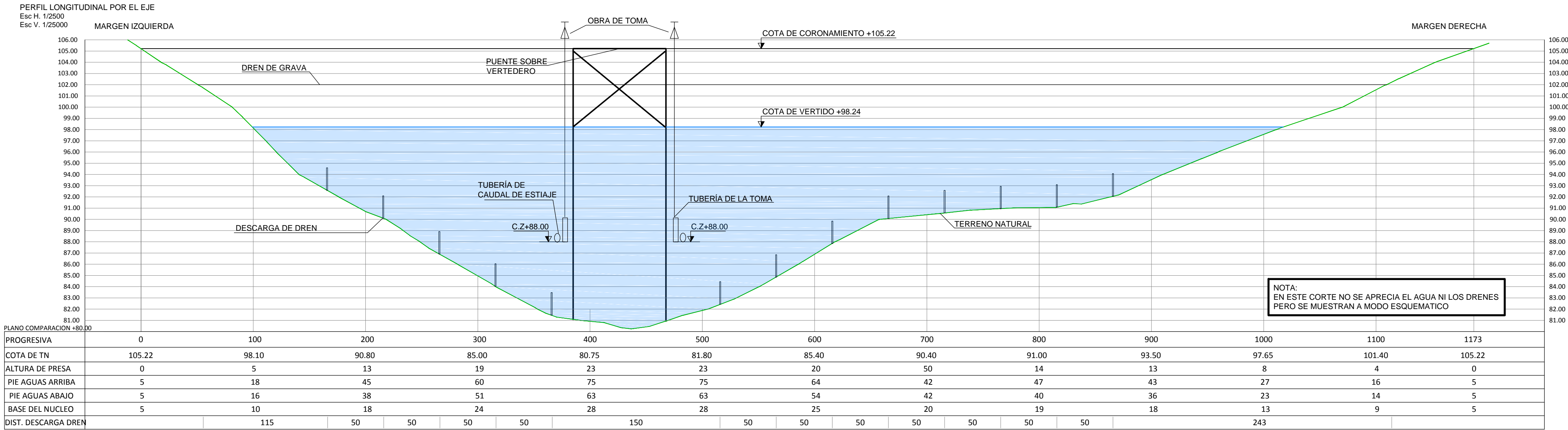
TUTORES:
J. SANGUINETTI - E. LORENZO
J. ALONSO - M. CRISCI

ESTUDIANTES:
BRUNO VOMERO
ARTURO CASTAGNINO

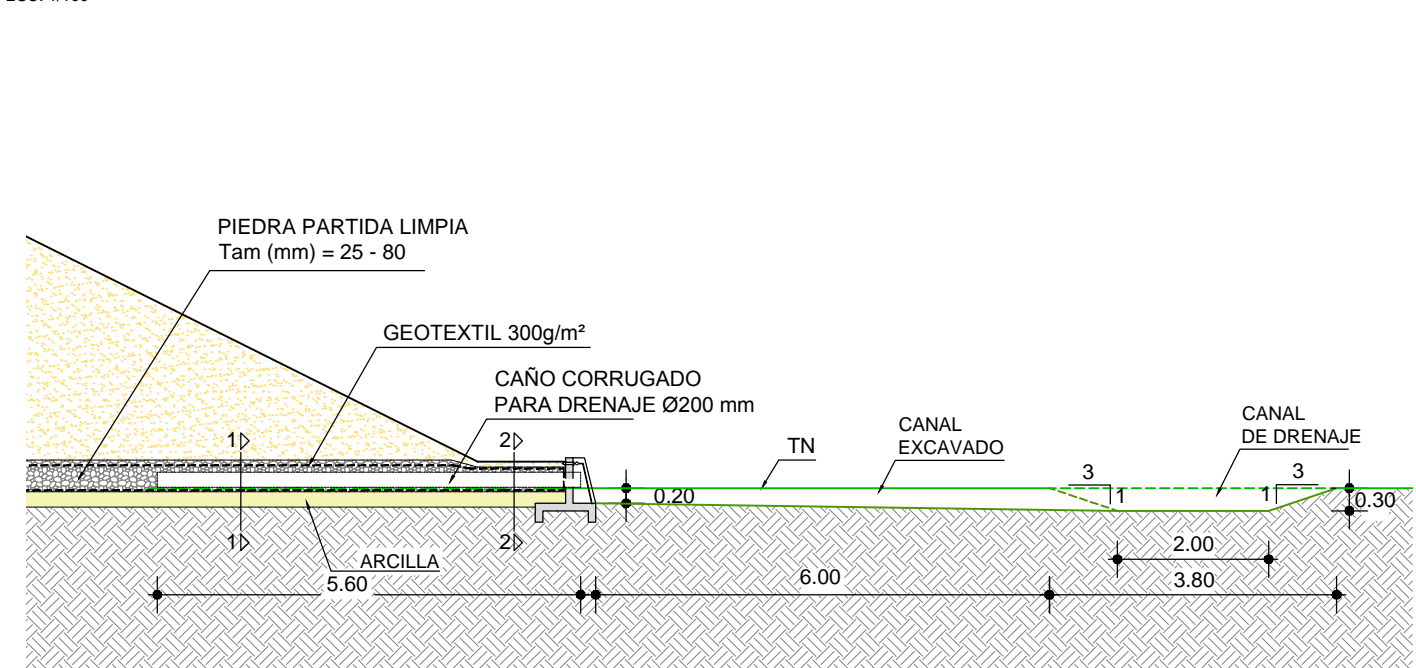
ESCALA:
1/2500

LAMINA:

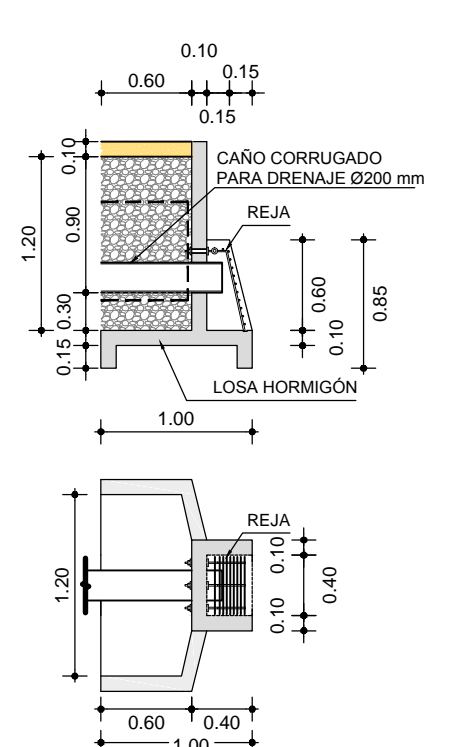
V2



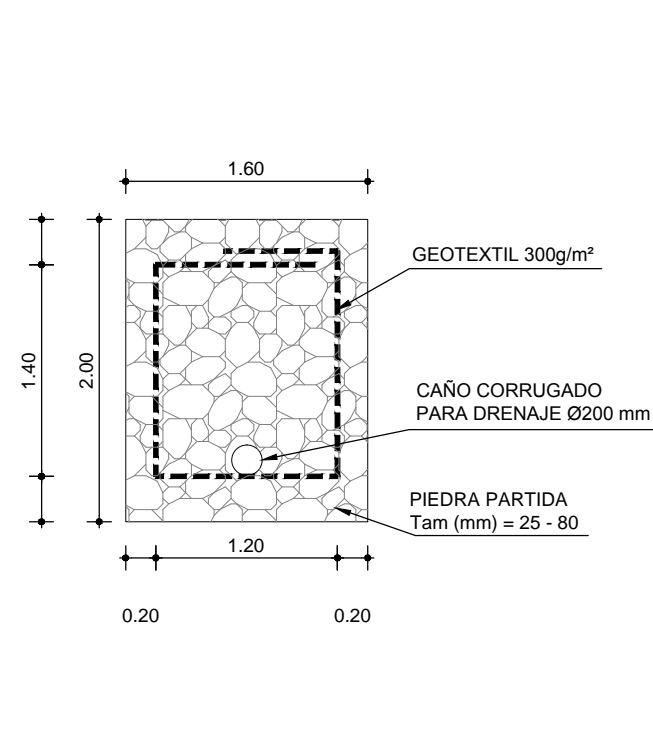
DESCARGA DE DREN - CROQUIS TRANSVERSAL
ESC. 1/100



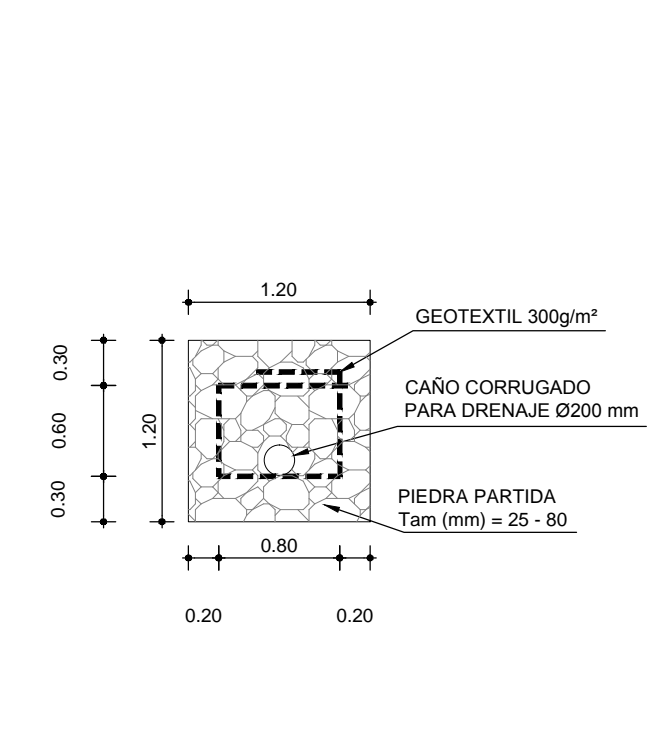
CÁMARA DE DESCARGA
ESC. 1/50



CORTE 1 1 - SALIDAS DE DREN
ESC. 1/50



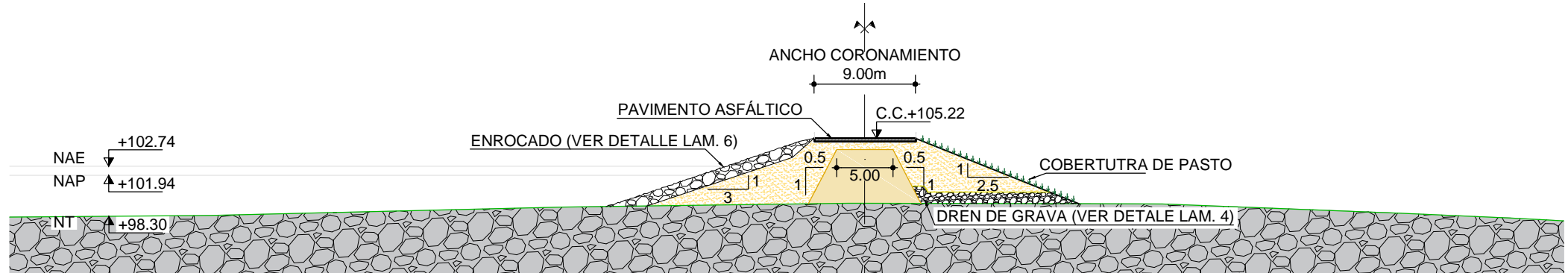
CORTE 2 2 - SALIDAS DE DREN
ESC. 1/50



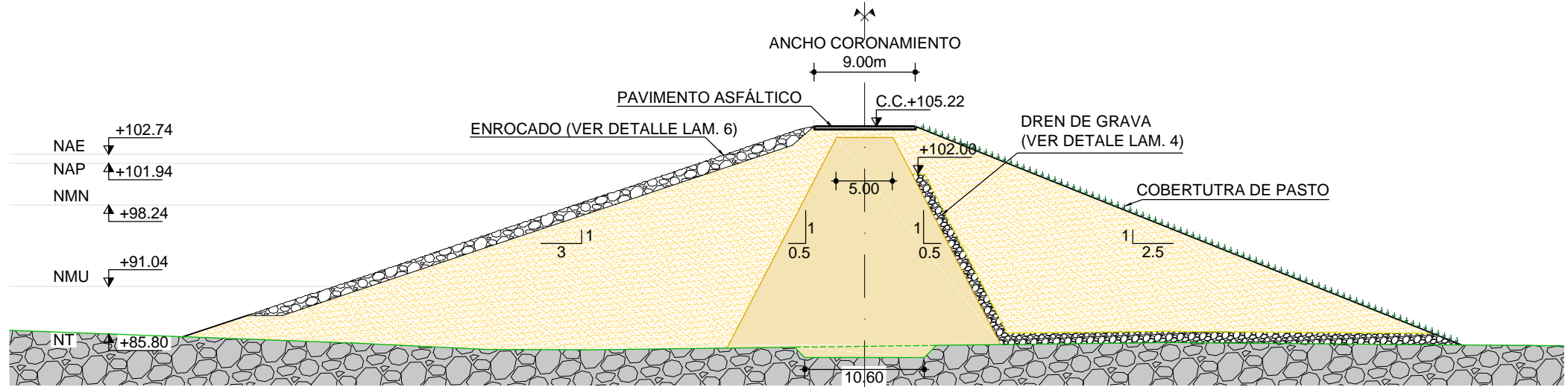
REFERENCIAS			
	GRAVA GP		HORMIGÓN VISTO
	ENROCADO		HORMIGÓN PROYECTADO
	ARCILLA CL		ROCA DEL TERRENO
	ARENA SP		COBERTURA DE PASTO

PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: PLANTA DE DRENES PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISIÓN <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	4
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	LAMINA:	
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		VERSIÓN 1	

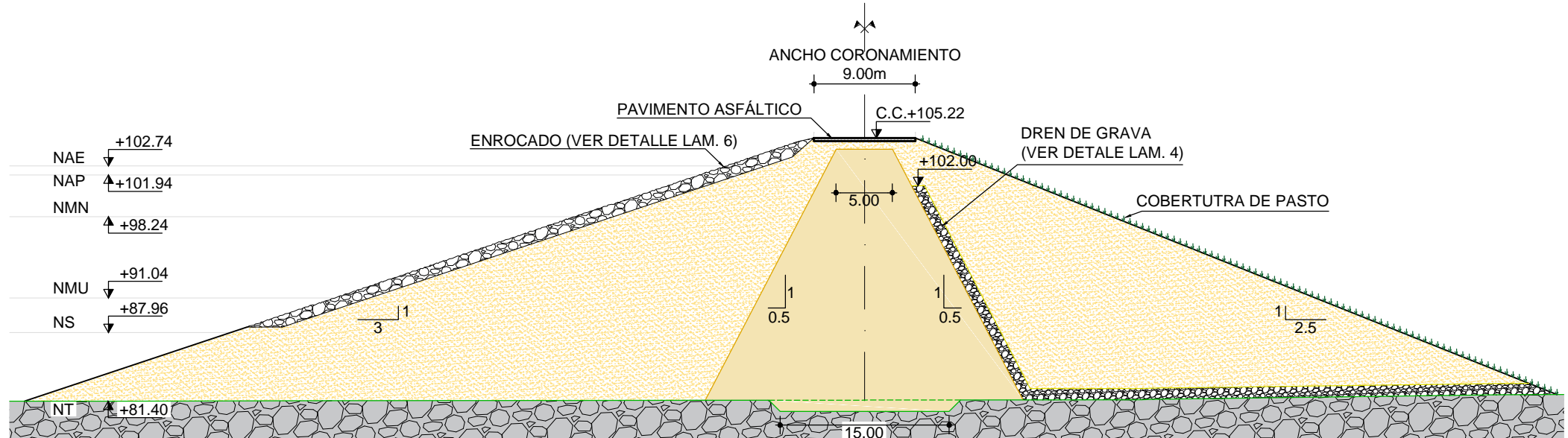
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +100.00m
Esc. 1/500



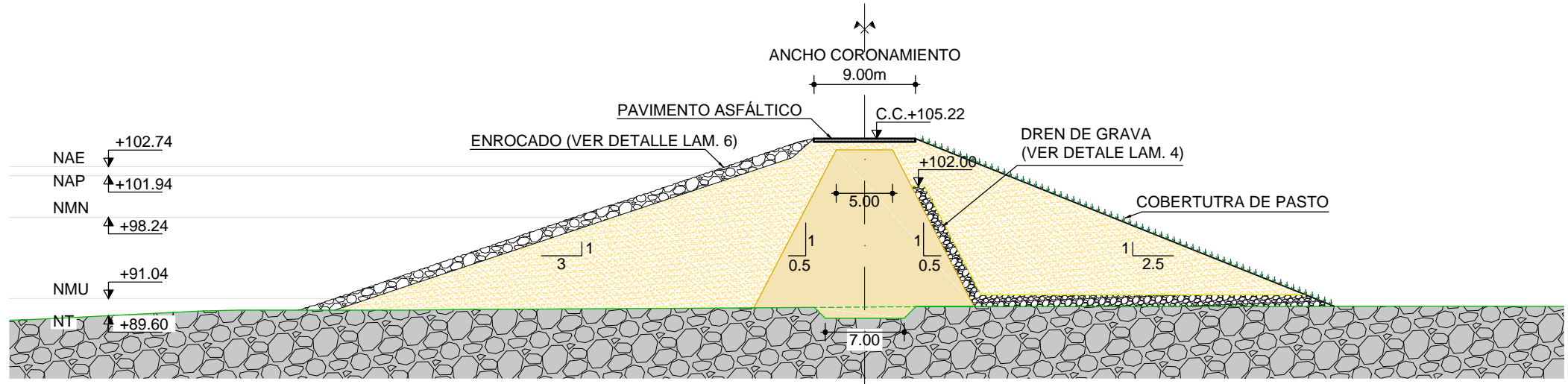
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +300.00m
Esc. 1/500



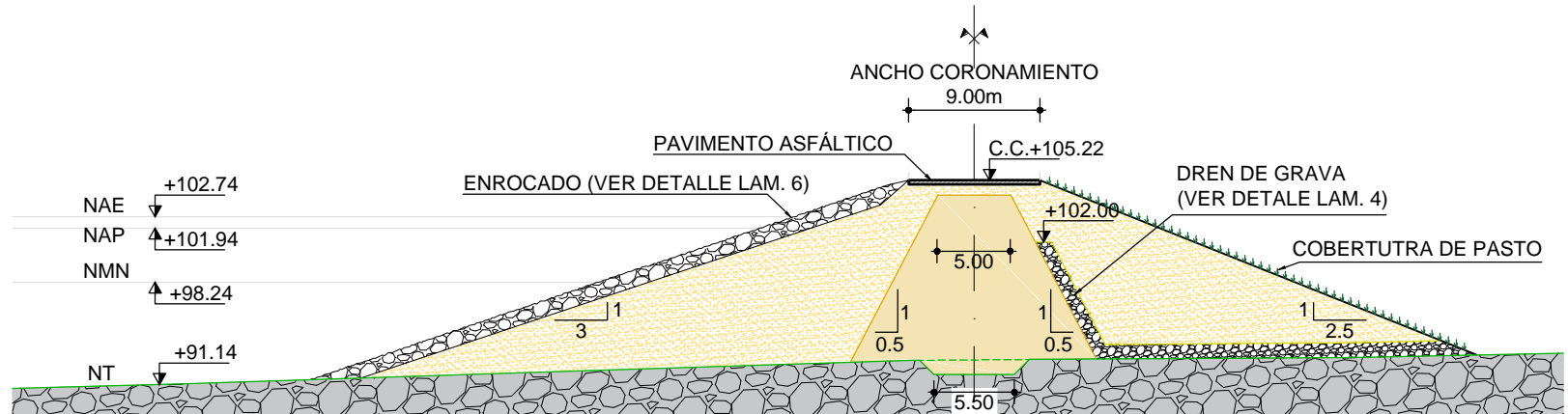
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +500.00m
Esc. 1/500



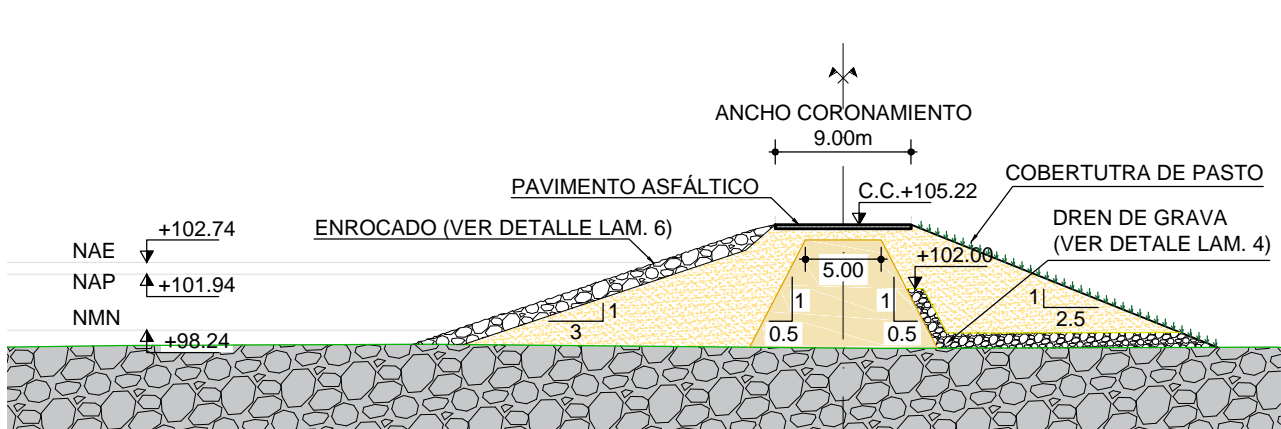
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +700.00m
Esc. 1/500



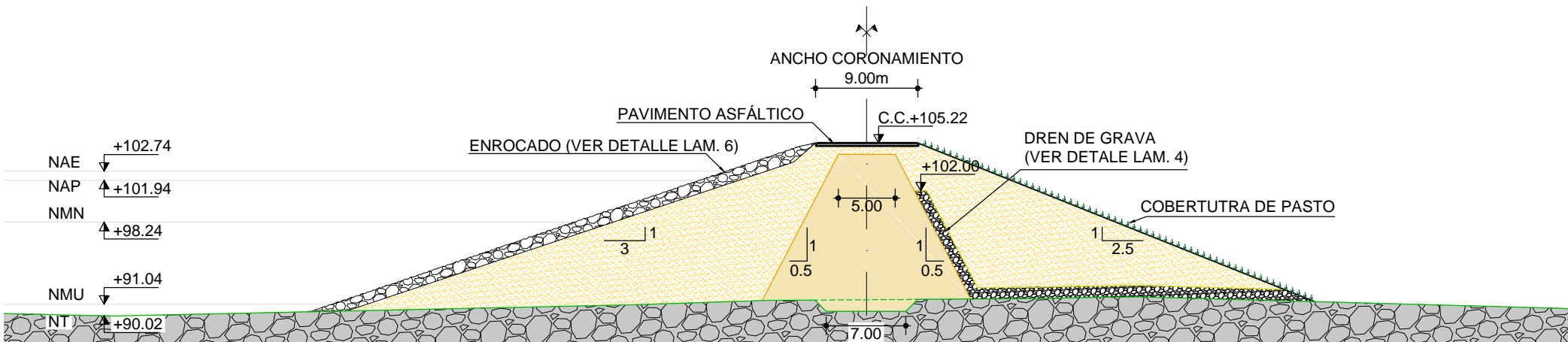
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +900.00m
Esc. 1/500



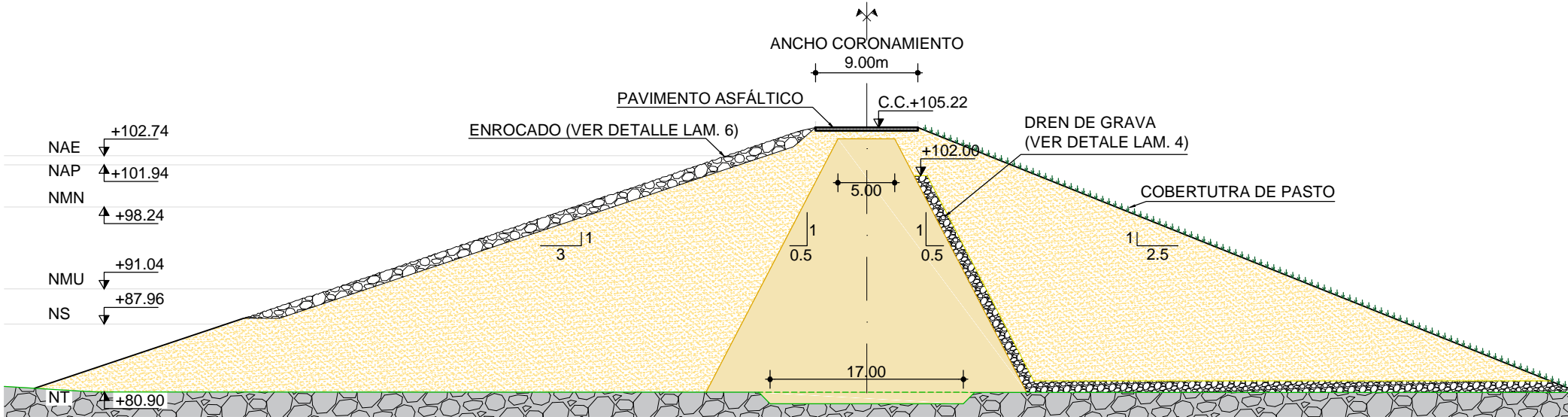
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +1000.00m
Esc. 1/500



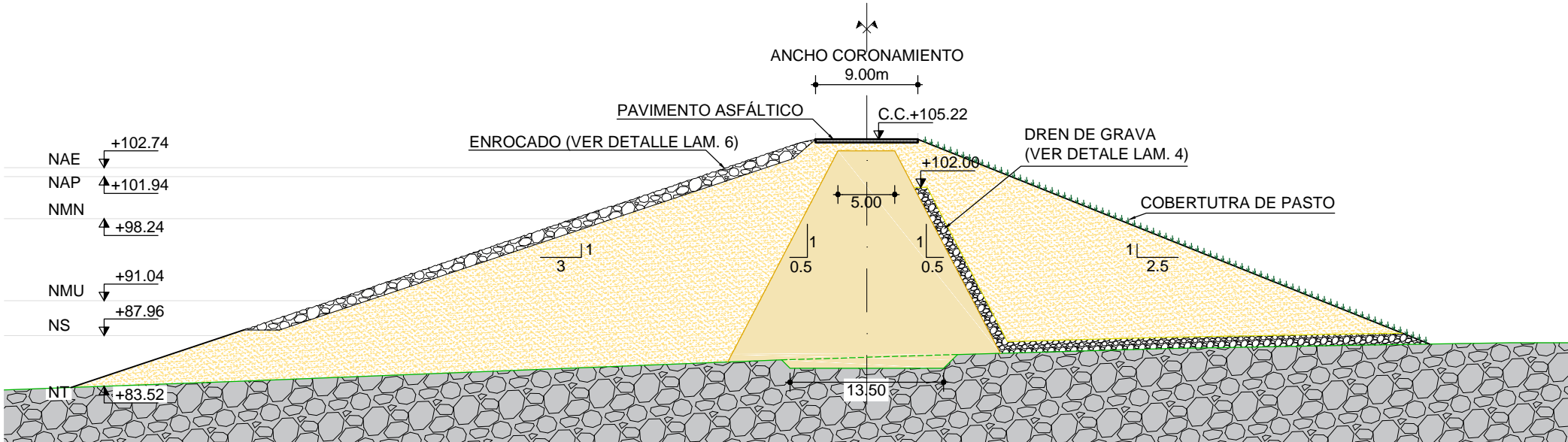
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +200.00m
Esc. 1/500



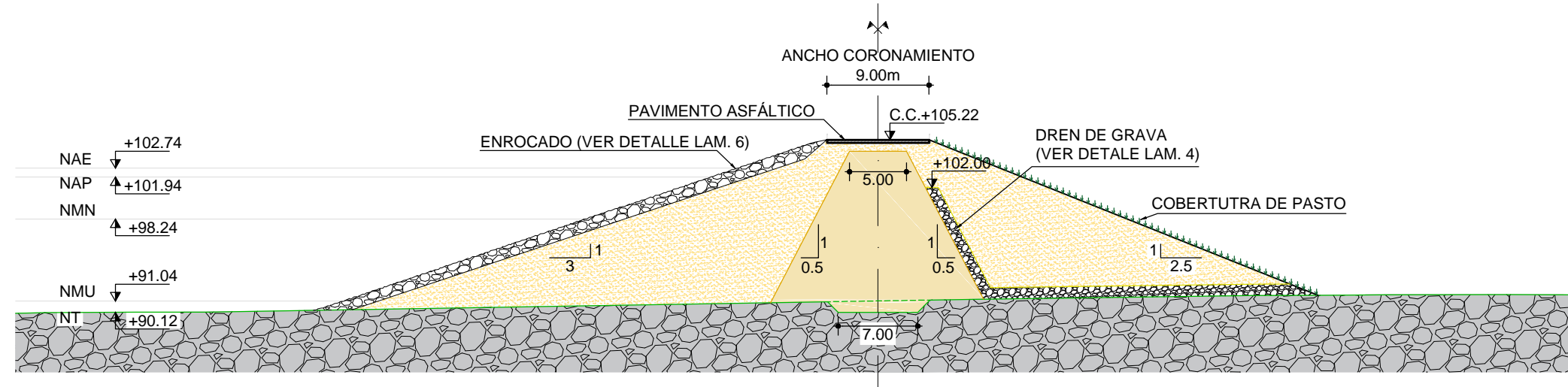
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +400.00m
Esc. 1/500



SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +600.00m
Esc. 1/500



SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +800.00m
Esc. 1/500



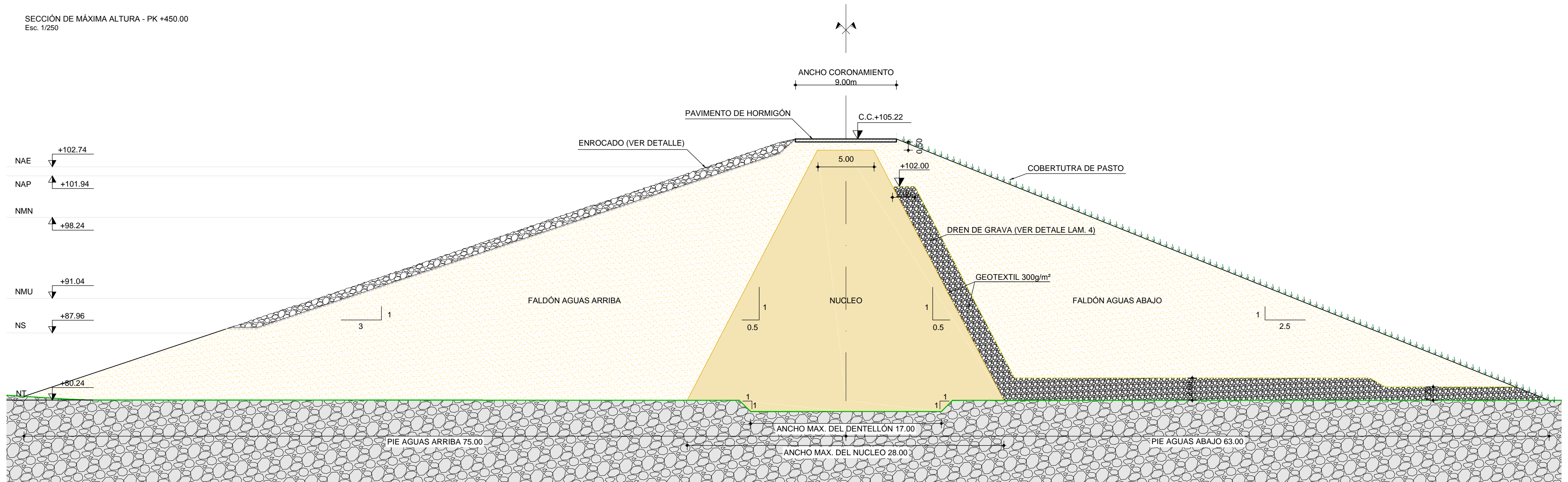
NOMENCLATURA	
NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA	
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO	
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL	
NMU - NIVEL MINIMO UTIL	
NS - NIVEL SEDIMENTOS	

REFERENCIAS	
GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

NOTA:
EN ESTOS CORTES NO SE APRECIAN LAS DESCARGAS DEL
DRENES PERO SE MUESTRAN A MODO ESQUEMATICO.
UBICACIÓN Y DETALLES EN LÁMINA 4

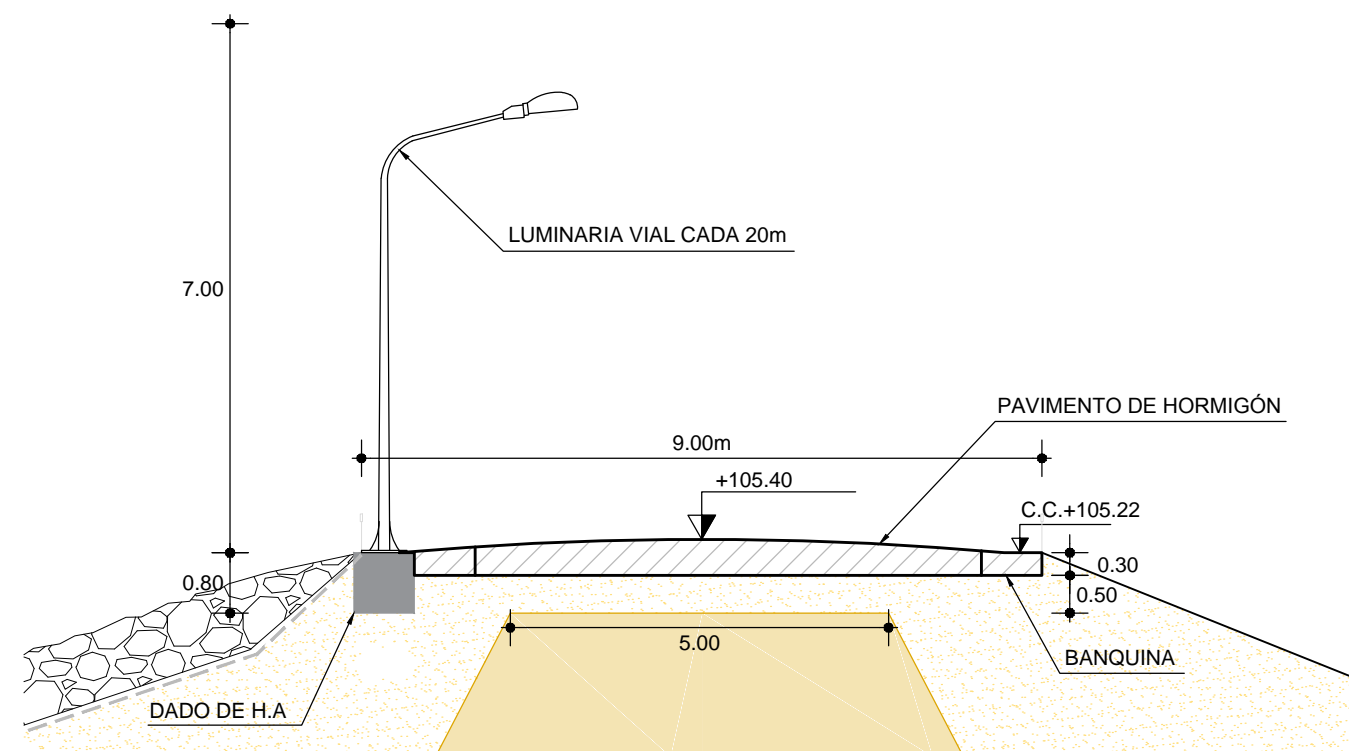
PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: SECCIONES DEL DIQUE			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	5
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:	
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI			
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO			
			VERSIÓN 1

SECCIÓN DE MÁXIMA ALTURA - PK +450.00
Esc. 1/250

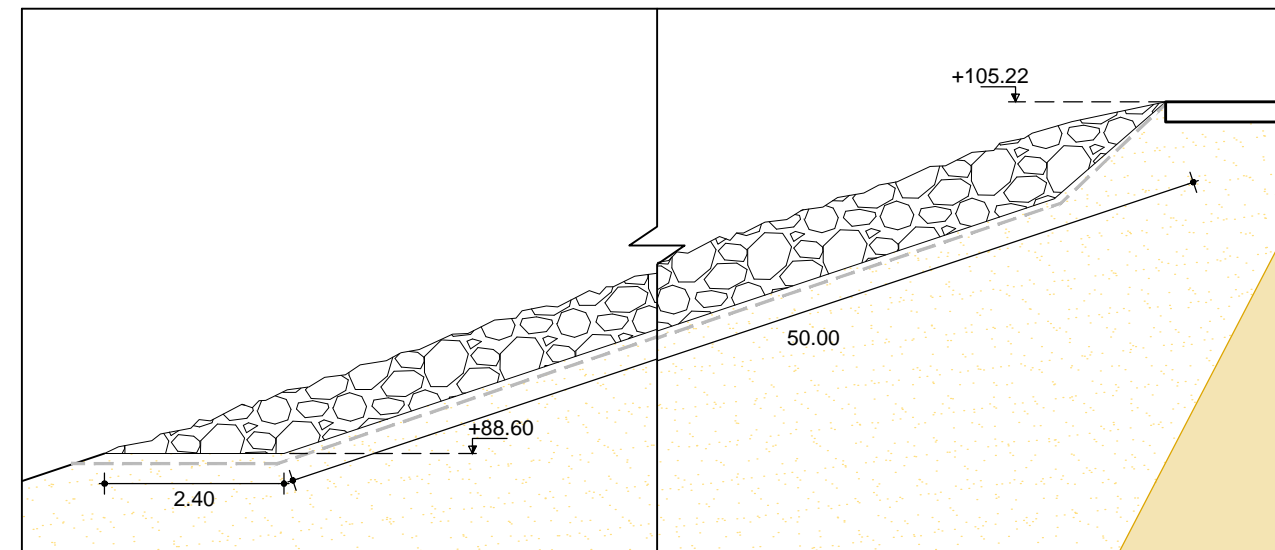


NOTA: LA SECCIÓN DE MÁXIMA ALTURA NO CONSIDERA EL VERTEDERO

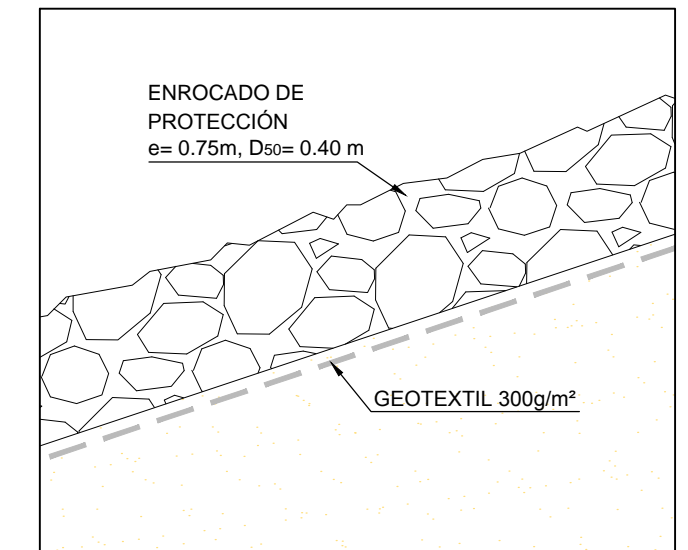
DETALLE PAVIMENTADO DEL CAMINO
ESCALA: 1/50



DETALLE ENROCADO
ESCALA: 1/100



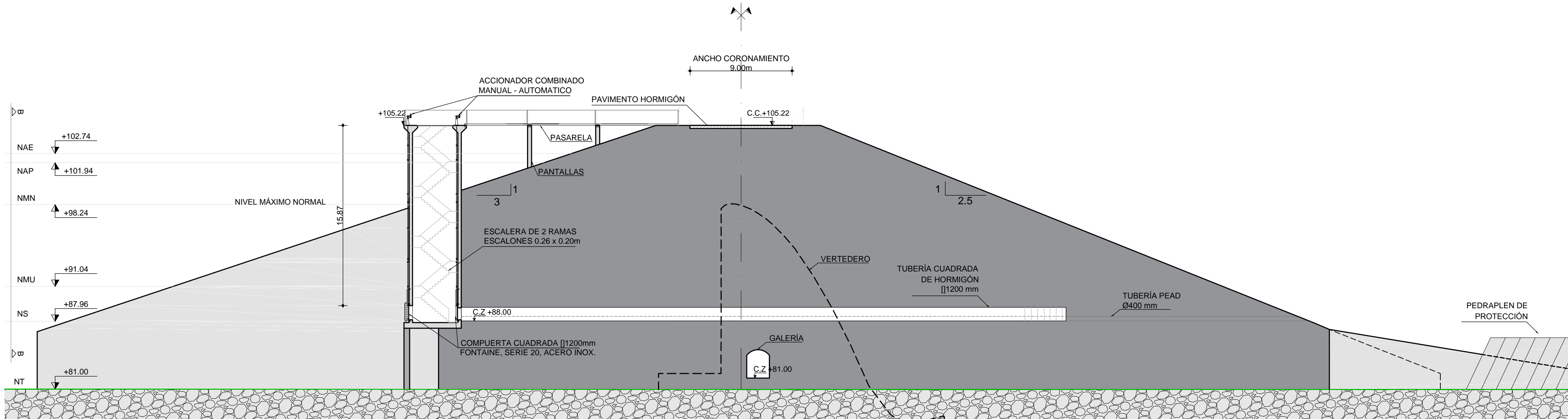
DETALLE ENROCADO
ESCALA: 1/50



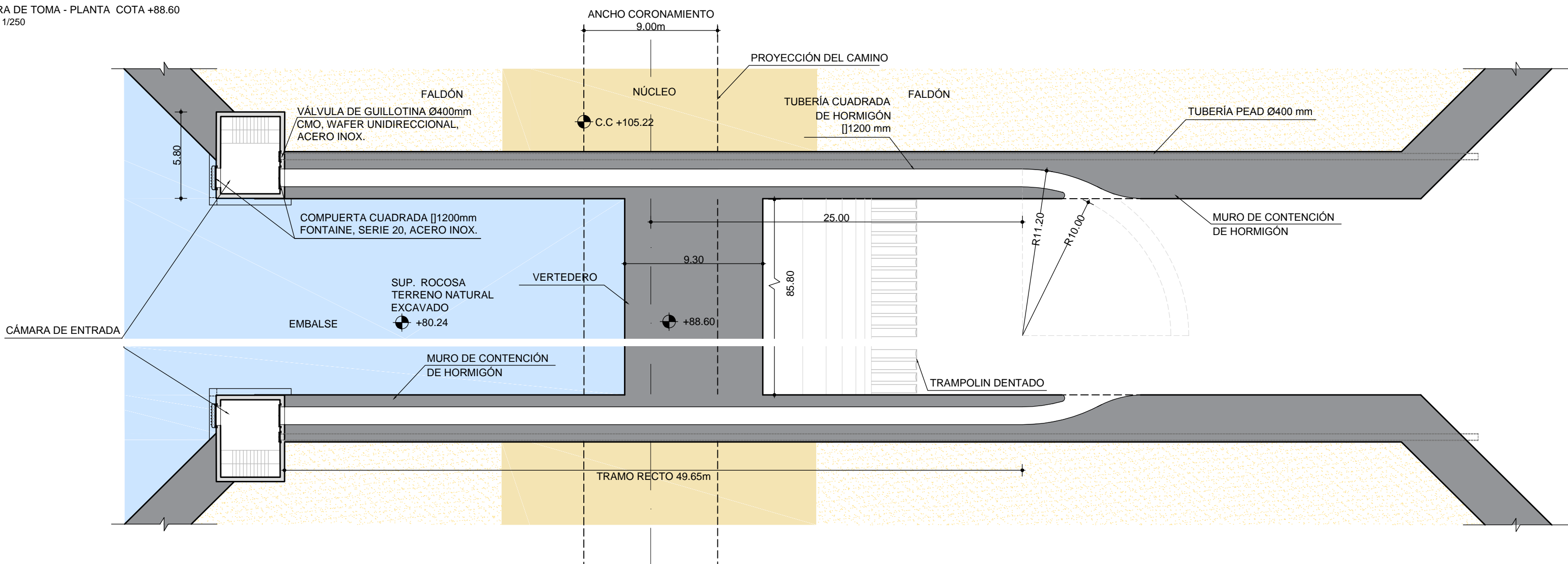
NOMENCLATURA	
NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA	
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO	
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL	
NMU - NIVEL MINIMO UTIL	
NS - NIVEL SEDIMENTOS	

REFERENCIAS	
GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL		
DESCRIPCION: SECCIÓN DE MÁX. ALTURA DETALLES DE TERMINACIÓN		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISIÓN <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	LAMINA: 6
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	VERSIÓN 1	



OBRA DE TOMA - PLANTA COTA +88.60
Esc. 1/250

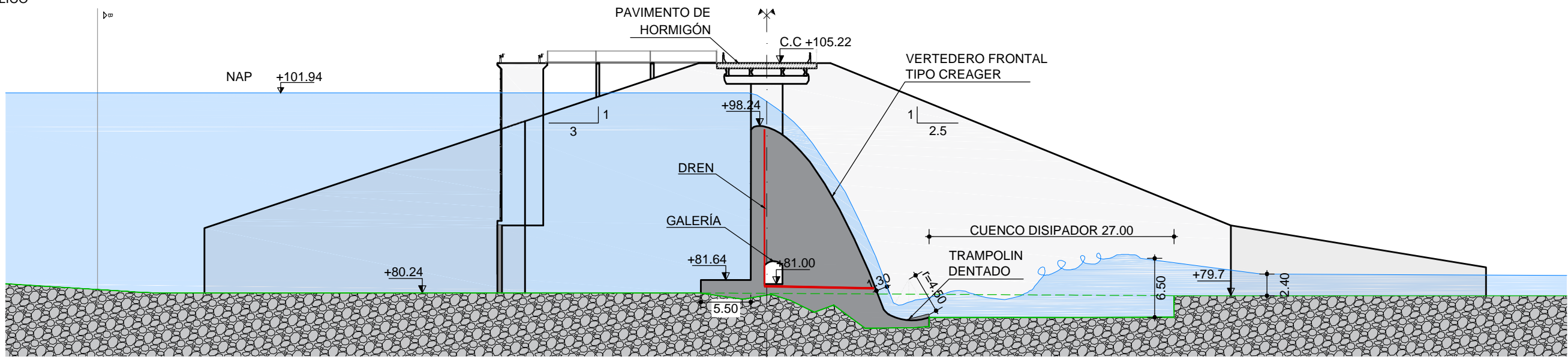


NOMENCLATURA	
NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA	
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO	
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL	
NMU - NIVEL MINIMO UTIL	
NS - NIVEL SEDIMENTOS	

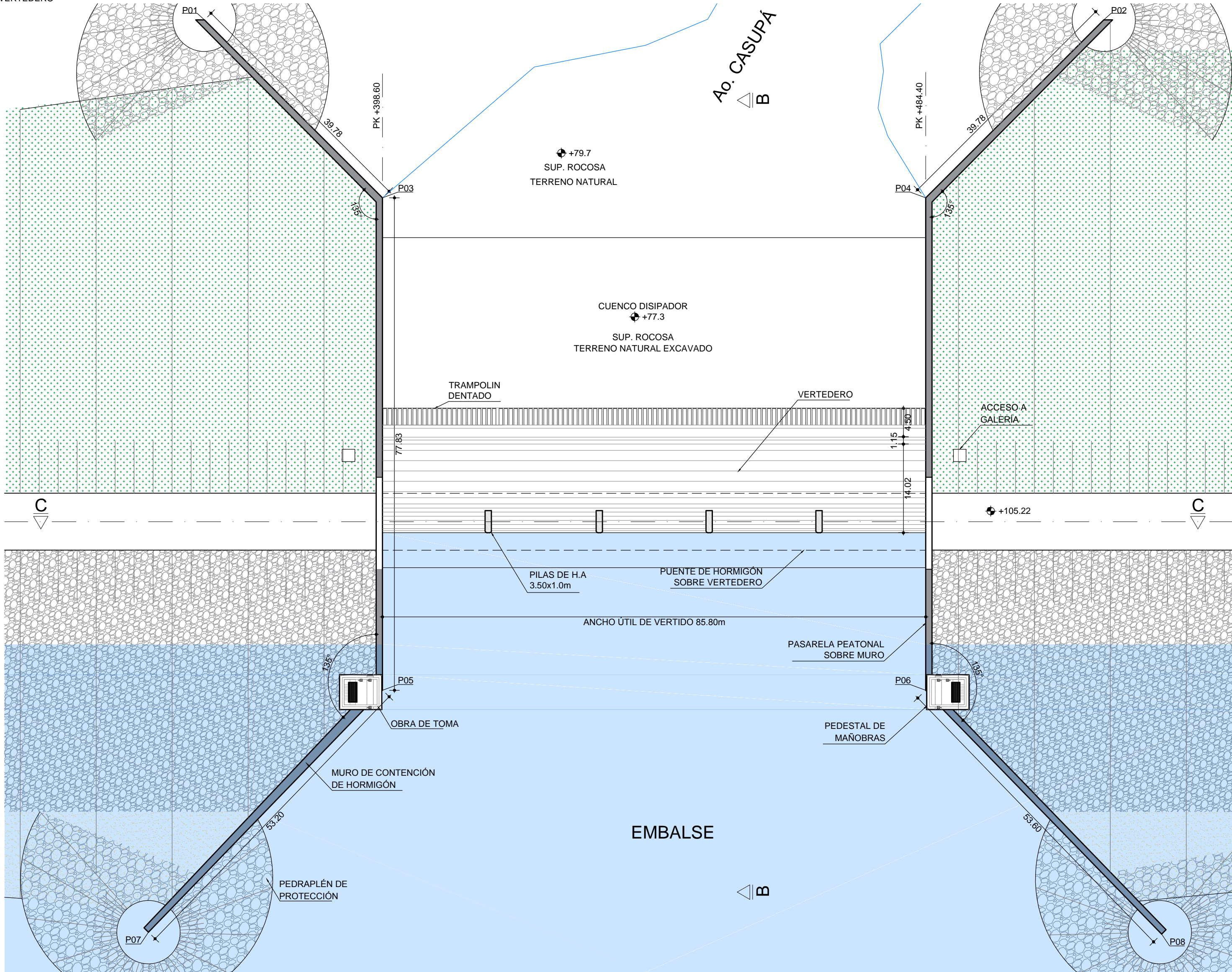
REFERENCIAS	
GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: OBRA DE TOMA - PLANTA Y SECCIÓN			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	7
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:		
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI			
ESTUDIANTES:	BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		VERSIÓN 1

SECCIÓN 1-1 - PERFIL HIDRÁULICO
Esc. 1/500



PLANTA DEL VERTEDERO
Esc. 1/500



VERTICES INTERIORES DEL VERTEDERO		
ID	X(m)	Y(m)
P01	380.48	79.30
P02	512.52	79.30
P03	398.60	51.18
P04	484.40	51.18
P05	398.60	-26.62
P06	484.40	-26.62
P07	361.63	-64.90
P08	521.37	-64.90

NOTA: ORIGEN DE COORDENADAS EN LÁMINA 12

NOMENCLATURA

NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU - NIVEL MINIMO UTIL
NS - NIVEL SEDIMENTOS

REFERENCIAS

GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION: VERTEDERO CENTRAL PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	10	
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		
		VERSIÓN 1

PROYECTO EJECUTIVO VERTEDERO Y OBRA DE TOMA

REFUERZO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL ÁREA METROPOLITANA



TOMO II DE V

TUTORES:
ING. JUAN SANGUINETTI
ING. EUGENIO LORENZO
ING. MAGDALENA CRISCI
ING. JIMENA ALONSO

ARTURO CASTAGNINO
BRUNO VOMERO

Índice

1	Memoria descriptiva de la presa en Casupá	5
1.1	Ubicación	5
1.2	Propósito de las obras	6
1.3	Generalidades.....	6
1.4	Fundación	7
1.5	Niveles del embalse	7
1.6	Características del dique.....	8
1.6.1	Faldones.....	8
1.6.2	Núcleo central	8
1.6.3	Dren de grava y canal perimetral de recolección.....	9
1.6.4	Dentellón	9
1.6.5	Enrocado de protección	10
1.6.6	Cubierta de pasto.....	10
1.7	Materiales utilizados.....	10
1.8	Obra de toma	12
1.8.1	Estructura de entrada	12
1.8.2	Tubería de regulación de caudal	13
1.8.3	Tubería para evacuar el caudal de estiaje.....	13
1.8.4	Estructura de salida.....	14
1.9	Vertedero.....	14
1.9.1	Generalidades	14
1.9.2	Puente de hormigón sobre el vertedero.....	14
1.9.3	Drenes	14
1.9.4	Galería	14
1.9.5	Juntas	15
1.10	Estructura de disipación de energía – Trampolín dentado	15
1.11	Seguridad en la presa.....	15
2	Memoria de cálculo y justificativa de la presa en Casupá	17
2.1	Introducción	17

2.1.1	Prefactibilidad económica del vertedero de excedencias	17
2.2	Tipo de presa seleccionado.....	18
2.3	Características geológicas de la presa en Casupá y alrededores.....	20
2.3.1	Zonas de aporte de materiales	20
2.3.2	Fundación	24
2.4	Dimensionado de la presa	25
2.4.1	Cálculo de cota de vertido	25
2.4.2	Cálculo cota coronamiento	25
2.4.3	Ancho del coronamiento	28
2.4.4	Núcleo central	28
2.4.5	Taludes	28
2.4.6	Drenes	30
2.5	Estudio de la infiltración	31
2.5.1	Infiltración por debajo del cuerpo de la presa.....	31
2.5.2	Infiltración en el cuerpo de la presa	32
2.5.3	Regla de Lane.....	34
2.6	Estabilidad de taludes	35
2.6.1	Operación normal de la presa.....	35
2.6.2	Vaciado rápido del embalse	36
2.6.3	Una vez terminada la construcción	37
2.7	Dimensionado de la obra de toma	40
2.7.1	Estructura de entrada	40
2.7.2	Tubería.....	41
2.7.3	Estructura de salida	44
2.8	Caudal de estiaje.....	44
2.9	Vertedero.....	47
2.9.1	Generalidades	47
2.9.2	Diseño del vertedero.....	48
2.9.3	Cálculo del ancho del vertedero	49
2.9.4	Consideraciones estructurales	49

2.9.5	Estabilidad del vertedero	51
2.10	Estructura de disipación de energía – Trampolín dentado	56
2.10.1	Transición hacia el arroyo aguas abajo.....	61
2.10.2	Galería	62
2.11	Costos	63
2.12	Seguridad en la presa.....	65
3	Memoria operativa de la presa en Casupá	66
3.1	Operación de elementos de regulación de caudal	66
3.1.1	Sistema SCADA para operación del sistema (Paso Severino y Casupá).....	66
3.1.2	Operación de compuertas de tubería cuadrada.....	66
3.1.3	Operación de compuerta de tubería de caudal de estiaje.....	67
3.1.4	Operación de compuertas durante mantenimiento	67
3.1.5	Operación de compuertas frente a eventos lluviosos significativos.....	67
3.2	Inspecciones.....	68
3.2.1	Inspecciones de terraplenes y cimientos	68
3.2.2	Registro fotográfico	68
3.2.3	Informe de anomalías	68
3.2.4	Vertedero y otras estructuras de hormigón.....	68
3.2.5	Equipos mecánicos	69
3.3	Recolección de información de instrumentos de control de la presa.....	69
	Bibliografía y otras referencias.....	70
	Listado de piezas gráficas.....	71

1 Memoria descriptiva de la presa en Casupá

1.1 Ubicación

La presa se encuentra ubicada en el límite de los departamentos de Florida y Lavalleja sobre el Arroyo Casupá, a 11 km de su desembocadura en el Río Santa Lucía. Geográficamente la zona se encuentra a 9 km al Este de la ciudad de Casupá (Florida) y a unos 40 km al Noroeste de la ciudad de Minas (Lavalleja). A continuación se muestran imágenes satelitales con la ubicación de la presa.



Figura 1-1 República Oriental del Uruguay - Localización de la presa

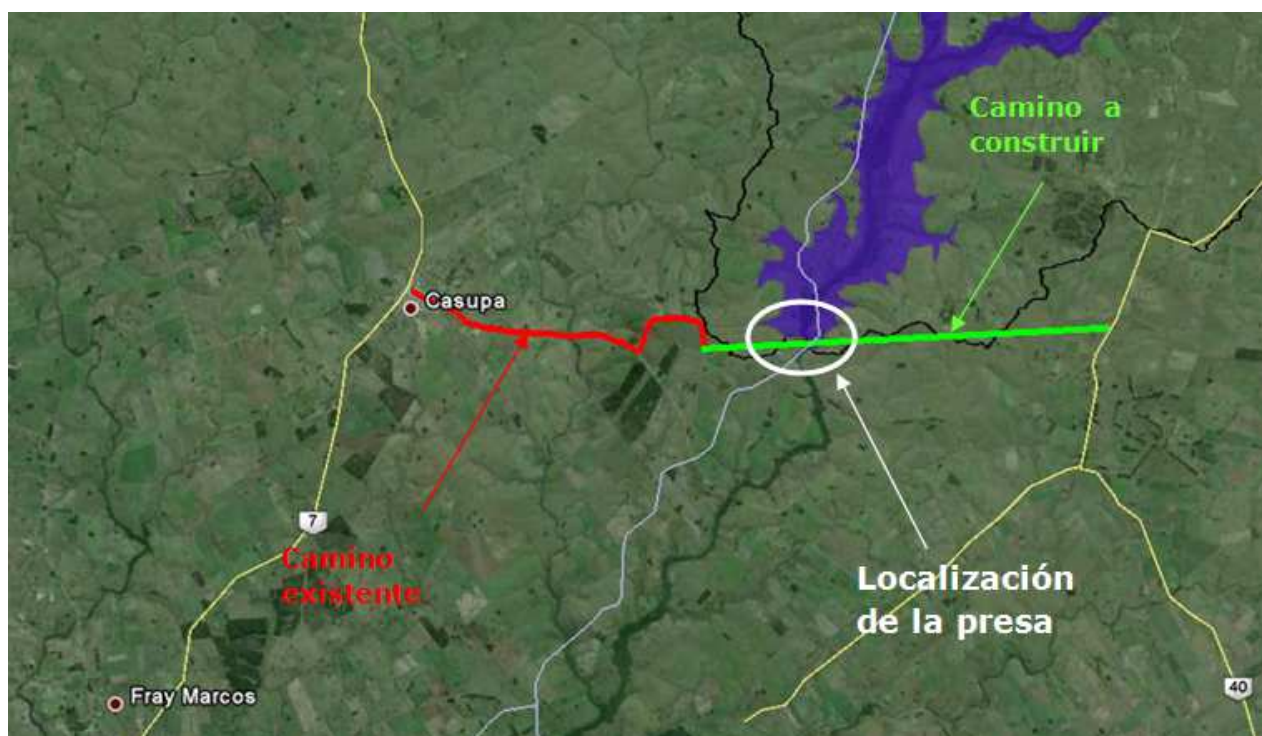


Figura 1-2 Localización de la presa – Rutas, ciudades cercanas y accesos

1.2 Propósito de las obras

El propósito de este proyecto es generar un refuerzo del sistema de abastecimiento de agua potable para el Área Metropolitana. De esta forma se otorga mayor garantía en la provisión de agua bruta, a ser tratada en Aguas Corrientes, durante períodos de sequía ya que se logra incrementar el volumen de reserva.

Adicionalmente el sistema de abastecimiento a Aguas Corrientes cuenta con dos reservas independientes lo que permite, mediante una adecuada gestión, tomar decisiones con respecto a que reserva utilizar en caso, por citar un ejemplo, de aparición de algas en alguno de los embalses.

1.3 Generalidades

De acuerdo al modelo de balance hídrico mostrado en el capítulo 7, el volumen útil del embalse es 84.8 hm^3 . En tanto, el volumen total hasta cota

de vertido es 105.1 hm^3 . El embalse generado por la presa implica un área de inundación a cota de vertido de 17.3 km^2 y un área a expropiar de aproximadamente 24.4 km^2 . El volumen de movimiento de suelo de la presa es $713,053 \text{ m}^3$.

Según criterios ambientales y económicos, se determina que lo conveniente es realizar una presa de materiales sueltos. La sección de la misma es heterogénea, con un núcleo impermeable de arcilla y faldones permeables de arena. La longitud de la presa es de 1173 m, con altura máxima de 24.98 m. El ancho máximo del dique es 138 m. Cuenta con un vertedero central de hormigón de 85.8m de longitud, para evacuar las avenidas. La obra de toma está compuesta de dos tuberías cuadradas de hormigón armadas in situ de 1.2 m de lado y dos tuberías de PEAD 400 mm para garantizar el pasaje del caudal de estiaje.

1.4 Fundación

El punto de emplazamiento presenta excelentes condiciones de fundación, ya que la roca cristalina presenta continuidad de afloramiento en ambas márgenes y en el lecho del arroyo. Sin embargo para asegurar la impermeabilidad de la fundación se realiza una doble cortina de inyección de cemento.

1.5 Niveles del embalse

De acuerdo al modelo digital del terreno utilizado, la cota de fondo es 80.24 m, en la sección de mayor altura. Se considera un nivel de sedimentos (NS) arrastrados por la cuenca de aporte de 87.96 m.

El nivel mínimo útil (NMU) es 91.04 m que corresponde al nivel a partir del cual la obra de toma es capaz de erogar el caudal de diseño.

A partir del NMU se debe considerar el volumen de 84.8 hm^3 . La cota de vertido o también llamado Nivel Máximo Normal (NMN) es 98.24 m.

A partir del estudio hidrológico de caudales extremos, se determina que el nivel de la avenida de proyecto (NAP) es 101.94 m. El nivel de la avenida extrema (NAE) es 102.74 m.

Para la cota de coronamiento se tiene en cuenta la altura de las olas generadas en el embalse, el asentamiento de la presa y una revancha adicional. Por lo que la cota de coronamiento es 105.22 m.

Cota de fondo	80.24 m
Nivel de sedimentos	87.96 m
Nivel mínimo útil	91.04 m
Cota de vertido	98.24 m
Nivel de la avenida de proyecto	101.94 m
Nivel de la avenida extrema	102.74 m
Cota de coronamiento	105.22 m

Tabla 1-1 Resumen de valores

1.6 Características del dique

1.6.1 Faldones

Los faldones están compuestos de arena SP. Se proponen los siguientes taludes, los cuales serán verificados, en cuanto a su estabilidad, más adelante:

Talud aguas arriba	3:1
Talud aguas abajo	2.5:1

El ancho del coronamiento es de 9 m. Por donde se realiza un pavimento de hormigón para el pasaje a través de la presa.

1.6.2 Núcleo central

Compuesto de arcilla CL, los valores adoptados son:

Ancho en la base (m)	30
Ancho en el coronamiento (m)	5
Talud núcleo	1:2

1.6.3 Dren de grava y canal perimetral de recolección

Se realizará un dren chimenea (de igual pendiente que el núcleo), que conduce el agua desde el núcleo de la presa hasta un dren horizontal, fluyendo a través de éste hacia una tubería situada en el talón del talud aguas abajo, evacuando finalmente hacia su cauce original a través de un canal perimetral.

Dicho dren chimenea se protegerá con una malla de geotextil, en el contacto grava-arcilla y grava-arena, la cual oficiará de filtro, con el fin de que no se produzca arrastre de material fino hacia el material de granulometría mayor que constituye el dren.

La longitud del dren chimenea acompaña el desarrollo del núcleo impermeable, llegando hasta la cota 102, asegurando de esta manera que el nivel freático encuentre dicho dren.

La descarga del dren inclinado culmina en prolongaciones horizontales del mismo, ubicadas en el fondo de la presa, de 2 m de altura y 1.2 m de ancho dentro del cual hay un caño corrugado para drenaje de 200 mm de diámetro. Cada una descarga a un canal perimetral de 2 m de ancho que conduce el agua hacia el cauce. Se prevé la instalación de una reja a la salida del caño para evitar ingreso de animales o cualquier elemento que obstruya la tubería. Está prevista la colocación de un vertedero para controlar el caudal infiltrado por la presa. Las prolongaciones del dren tienen separaciones de 50 m entre sí.

1.6.4 Dentellón

Se realizará la construcción de un dentellón de arcilla, para evitar una zona preferencial por donde pueda provocarse infiltración. La profundidad del mismo es 1 m, en tanto la base en la sección de máxima altura es 17 m.

Se consideran taludes 1:1 hasta la base del núcleo de arcilla.

Para realizar la excavación en roca, se debe escarificar la misma, ya que es poca profundidad. No utilizar voladura, ya que puede provocar fisuración de la roca impermeable.

1.6.5 Enrocado de protección

El espesor del enrocado es de 0.75 m y cubre el talud de aguas arriba del NS hasta la cota de coronamiento. Es colocado al volteo, con el objetivo principal de protección de la erosión provocada por las olas del embalse.

El enrocado debe cumplir los siguientes requisitos:

Espesor	Granulometría, porcentaje de piedras de diferentes pesos (en kg)			
	Tamaño máximo	Cuando menos 25% mayor que__	45 a 75% de ____a__	No más del 25% menor que__
0.75 m	1100	450	22 - 450	22

Tabla 1-2 Requisitos del enrocado

Lo que implica un $D_{50} = 0.40\text{m}$

1.6.6 Cubierta de pasto

Para el talud de aguas abajo se propone realizar una cubierta de pasto, que requiere una selección adecuada de la misma y mantenimiento regular.

1.7 Materiales utilizados

De acuerdo a la disponibilidad de materiales, los faldones de la presa serán de arena SP, el núcleo de arcilla CL. Para el dren chimenea se utilizará grava GP.

Se presenta a continuación la tabla con las propiedades de los materiales utilizados para la construcción de la presa.

Material	Conductividad hidráulica (m/s)	Peso específico seco (KN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Ángulo de fricción interna (grados)	Cohesión (Kpa)
Arcilla CL	$8 \cdot 10^{-10}$	17.3	19.5	19	15
Arena SP	$1 \cdot 10^{-05}$	17.6	19.7	34	0
Grava GP	$1 \cdot 10^{-03}$	19.6	22.1	38	0

Tabla 1-3 Materiales utilizados en la construcción de la presa

Se utilizará geotextil de 300 g/m² como filtro para materiales de distinta granulometría como ser:

- Contacto enrocado – arena en el talud aguas arriba
- Contacto arcilla – grava en el talud aguas abajo
- Contacto grava – arena en el talud aguas abajo

1.8 Obra de toma

El objetivo principal de la obra de toma es conducir el agua necesaria para abastecer la demanda de Aguas Corrientes. Otras funciones que cumple son permitir el vaciado del embalse para reparaciones, regular el nivel del lago para la prevención de crecidas extraordinarias y derivar agua durante la construcción.

La obra de toma está formada por estructuras simétricas respecto a un eje transversal por el punto medio del vertedero. Componiendo dos cámaras de acceso con tuberías.

Se distinguen tres estructuras que la conforman: tubería, estructura de entrada y estructura de salida.

1.8.1 Estructura de entrada

La estructura de entrada se ubica en el extremo aguas arriba de la tubería, y su principal objetivo es permitir maniobrar la compuerta de la toma, regulando así el caudal de la tubería. También permite el acceso a la tubería para tareas de mantenimiento e inspección mediante una escalera ubicada dentro de una cámara de acceso de 6.70 m por 5.50 m. A la cámara se accede por medio de un puente desde el coronamiento de la presa.

Se coloca una reja en la entrada de la obra de toma de forma tal de evitar el pasaje de objetos groseros no deseados. Inmediatamente aguas abajo de la reja se instala una compuerta cuadrada deslizante de 1.2 m modelo Fontaine Serie 20 (Ver Anexo F). La función de la misma es aislar la cámara de acceso respectiva para tareas de mantenimiento e inspección.

Cada cámara de acceso cuenta con:

- Compuerta para tubería de regulación de caudal:
En el inicio de la tubería se instala una compuerta cuadrada deslizante de 1.2 m modelo Fontaine Serie 20

- Compuerta para tubería de conducción de caudal de estiaje:
En el inicio de la tubería se instala una compuerta circular deslizante de 400 mm de diámetro modelo CMO Serie A (Ver Anexo G)

Todas las compuertas son operadas a distancia por medio de vástagos, desde una torre de comando que se realiza a tales efectos, y se detalla en el plano adjunto de la presa. El accionamiento para la regulación de la compuerta es eléctrico. Se cuenta con accionamiento manual con reductor frente a cualquier eventualidad de corte de energía o rotura de accionador eléctrico. Las guías de las compuertas se instalan abulonadas en el hormigón de la cámara. Los vástagos se fijan a la pared de la cámara cada 3 m. Los elementos de unión de los tramos de vástagos se ubican cada 5 m.

1.8.2 Tubería de regulación de caudal

Se prevé la instalación de 2 tuberías de fondo con el objetivo de tener una mayor regulación del caudal. Las mismas son cuadradas de hormigón armado in situ de 1.2 m de lado interior y 57 m de largo. No se prevé la instalación de collarines alrededor de la tubería para evitar zonas preferenciales de flujo de agua, ya que las tuberías se realizan por dentro del muro del hormigón, a ambos lados del vertedero central. La finalización de la tubería es curvada, saliente del muro lateral donde se encuentra el tramo recto, hacia la zona de descarga del vertedero. Lo cual ofrece la posibilidad de que el agua circule mejor encausada a la salida.

1.8.3 Tubería para evacuar el caudal de estiaje

Para permitir el caudal de estiaje se colocan dos tuberías de PEAD de 400 mm de diámetro de 80 m de largo. Cada una de ellas se ubica cercana a la tubería de fondo de la presa, pudiéndose acceder a la mismas por la cámara de entrada a las tuberías de fondo.

1.8.4 Estructura de salida

Dado que en toda la zona existe roca de buena calidad, no se prevé una estructura especial ya que la disipación de energía ocurre durante el movimiento proyectil del chorro de agua y la caída sobre el suelo rocoso.

1.9 Vertedero

1.9.1 Generalidades

Se realiza un vertedero central de hormigón como forma de evacuar las tormentas y evitar la rotura de la presa por sobrepasamiento. Se selecciona un perfil Creager ya que están probados sus buenos resultados en la práctica.

Es necesario extremar cuidados en la construcción hormigón de buena calidad armado, ya que la superficie debe tener una buena terminación para que no se produzca erosión en zonas irregulares. El ancho del vertedero es 85.8m y su altura es 18 m.

Se le agrega un zampeado aguas arriba del paramento vertical de dimensiones 1.4 m de espesor y 5.5 m de largo de hormigón.

1.9.2 Puente de hormigón sobre el vertedero

Para el apoyo del puente se proyectan 4 pilas cuadradas de 1 m de espesor con esquinas redondeadas con radio 0.1 del espesor de la pila. Las mismas se apoyan sobre el vertedero central de hormigón. Los estribos cuadrados con los muros de cabeza 90 grados con la dirección de la corriente.

1.9.3 Drenes

Se proyecta la construcción de drenes verticales de 200 mm de diámetro a través del cuerpo del vertedero, ubicados a 1.5 m del paramento vertical. Los mismos se colocan cada 3 m.

1.9.4 Galería

En el interior del vertedero de hormigón se debe construir una galería que atraviesa longitudinalmente el mismo a cota de fondo 81.0 m. Las dimensiones son 2.0 m de ancho y 2.5 m de altura. Se accede a la misma desde el faldón aguas abajo, a través de una escalera. Los objetivos son:

- Recolección de agua de los drenes existentes en el vertedero

- Pasaje del personal para realizar tareas de mantenimiento, control de instrumentos de seguridad de presas.

La galería presenta una canaleta de recolección de agua de infiltración con pendiente 2% hacia los extremos de la misma, en el sentido longitudinal de la presa. La descarga de la canaleta se realiza a través del muro lateral de hormigón a través de una tubería de PEAD 400 mm con 2% de pendiente.

1.9.5 Juntas

Las juntas de hormigón deben garantizar estanqueidad, además de las razones constructivas por las cuales son realizadas. Las juntas verticales se realizan cada 10 m, mientras que las horizontales son cada 3 m.

1.10 Estructura de disipación de energía – Trampolín dentado

A continuación del pie del vertedero central de hormigón se construye trampolín dentado de 4.5m de radio. El mismo lanza el agua que describe un movimiento proyectil y cae sobre la roca del terrero.

Está prevista una zona de 27 m de longitud luego del trampolín para disipar energía. La misma es excavada de manera que al final se obtenga un escalón de 2.38 m de altura para continuar el flujo hacia aguas abajo.

1.11 Seguridad en la presa

Dada las características que presenta la presa proyectada, tanto por su tamaño como por su importancia estratégica a nivel país, se deben realizar monitoreos continuos.

Por tanto se prevé la instalación de:

- Mojones en el cuerpo de la presa, para medir los posibles movimientos que presente.

- Elementos de medición del caudal infiltrado a través de la presa, para evaluar posibles incrementos del mismo que puedan dejar a la vista algún tipo de falla en la impermeabilidad de la presa.
- Piezómetros para determinar la presión de poros en el cuerpo de la presa y evaluar el funcionamiento de los drenes.
- Inclínómetros que se utilizan para medir los movimientos laterales y su dirección en estribos, fundaciones y terraplenes

2 Memoria de cálculo y justificativa de la presa en Casupá

2.1 Introducción

En base al estudio de las distintas alternativas de ubicación de la presa informado anteriormente, se determina que la misma se realice cercana a la localidad de Casupá.

2.1.1 Prefactibilidad económica del vertedero de excedencias

En cuanto a la obra de evacuación de excedencias, se determinó que debe ser un vertedero central de hormigón. Para dicha conclusión se tienen en cuenta los siguientes factores:

- El suelo donde se ubica la presa es rocoso, según la Carta Geológica y el informe sobre Desarrollo de los Recursos Hídricos de la cuenca del Río Santa Lucía.
- Se analizan tres alternativas de vertedero lateral con descarga libre y conducción por canal excavado. Los mismos se ubican sobre el lado derecho del curso de agua, mirando hacia aguas arriba, por presentar una condición topográfica más favorable que el lado izquierdo. Se presentan planos para las siguientes alternativas:

Ancho del vertedero (m)	Volumen a excavar (m ³)	Costo aproximado (U\$S)
80	500,000	110:000,000
150	810,000	178:200,000
200	1:870,000	411:400,000

Se considera para los cálculos que el costo de excavación en roca es U\$S 220/m³. El costo del canal excavado es elevado con respecto al costo de la presa con vertedero central de hormigón (aproximadamente U\$S 45:000,000). Por lo que se descartan las alternativas con vertedero lateral con descarga libre y conducción por canal excavado en roca.

- Otra posibilidad es realizar una combinación de vertedero central de hormigón y vertedero tipo canal. Según los resultados obtenidos del modelo hidrológico de caudales extremos, se descarta esta posibilidad, dado que un vertedero central de 80m provocaría similares áreas inundadas a la combinación (vertedero central de 50m y vertedero tipo canal de 100m), ya que el segundo se encuentra 1m por encima del primero en el modelo. Se descarta el vertedero lateral con descarga libre y conducción por canal excavado por el alto costo de excavación en roca.

Por tanto se selecciona, a partir de la anterior evaluación económica, construir un vertedero central de hormigón con un ancho útil de 80m.

2.2 Tipo de presa seleccionado

Para la elección del sitio de la presa realizado anteriormente, se consideraron factores ambientales como económicos. En principio se realizó la comparación entre las distintas alternativas suponiendo que las presas son de materiales sueltos, ya que son tipo de presas mayoritario en el país. En el presente capítulo se busca justificar la elección del tipo de presa.

A partir del estudio hidrológico se determina el volumen útil a embalsar por la presa, que en el caso de estudio implica una longitud de presa de aproximadamente 1200m, con una altura del entorno de los 25m. Dadas las características del cierre, y sus excelentes condiciones de fundación, los posibles tipos de presas serían: presa de gravedad de hormigón, presa de enrocado, presa de materiales sueltos.

Con respecto a la posibilidad de una presa de hormigón, se entiende que la longitud del cierre es elevada como para que sea económicamente conveniente. Según recomendaciones, pueden ser competitivas para cierres menores a 500m.

En cuanto al tipo de presa de enrocado, como se indicara en el estudio de prefactibilidad del vertedero de excedencias, el volumen de roca a remover es 500.000 m³, que coincide aproximadamente con el volumen necesario para el cuerpo de la presa, como principal ventaja. Suponiendo un costo estimado de U\$S 220/m³ de excavación en roca, da un costo de U\$S 110:000,000 solo en el enrocado, valor superior al estimado previamente para una presa de materiales sueltos.

En función de los materiales disponibles en la zona, que serán detallados posteriormente, la altura y longitud de la presa, las condiciones de fundación y la experiencia acumulada en Uruguay, se decide realizar una presa de materiales sueltos. La sección de la misma es heterogénea, con un núcleo impermeable y faldones permeables para disminuir la curva de infiltración en el cuerpo de la presa.

2.3 Características geológicas de la presa en Casupá y alrededores

Al respecto se citan fragmentos del informe Desarrollo de los Recursos Hídricos en la cuenca del Río Santa Lucía, que tratan sobre el lugar de emplazamiento de la presa:

'Se trata de un valle rocoso y estrecho con excelentes condiciones de fundación y retención del agua, con abundante material de construcción en la zona y reducida ocupación de la tierra.'

'En las laderas, la formación de roca está cubierta por una capa de tierra de poco espesor. En el fondo del valle, la erosión ha removido esta capa, dejando a la vista roca de buena calidad o depósito aluvional de poco espesor.'

2.3.1 Zonas de aporte de materiales

En las cercanías al punto de cierre seleccionado (distancias inferiores a 5 km), se encuentran limos arcillosos de la Formación Libertad. Se desconoce la potencia de la misma, por lo que se entiende sería conveniente a efectos de tener mayores certezas la realización de sondeos en el suelo.

A continuación se muestra la cercanía de dicha formación, según la carta geológica de Uruguay.

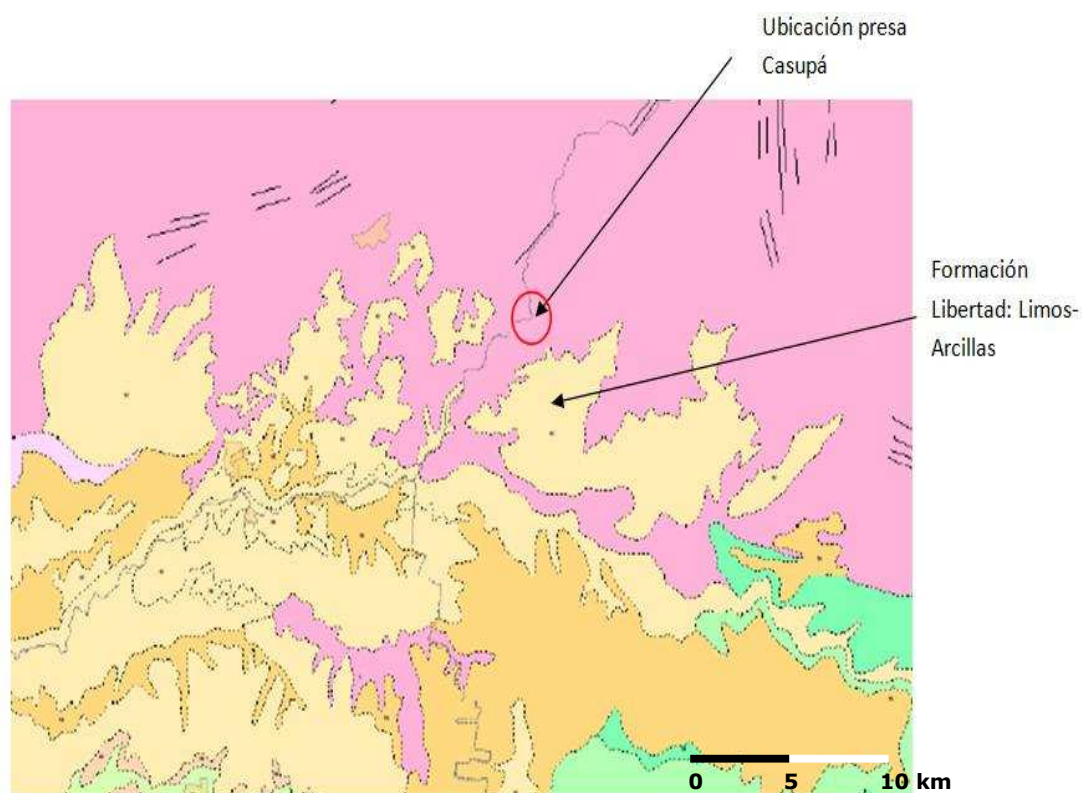


Figura 2-1 Carta geológica en la zona de Casupá

Como fuente de material pétreo se encuentran grandes afloramientos rocosos en el mismo sitio. Los mismos pueden observarse en las siguientes fotografías, realizadas en una visita al sitio de emplazamiento. En un capítulo posterior se expondrán más imágenes del sitio elegido.





Figura 2-2 Afloramientos rocosos cercanos al curso de agua

En cuanto a la zona de préstamo de arenas y grava, pueden obtenerse de aluviones aguas abajo, a distancias menores a 11 km, según se muestra en la siguiente imagen.

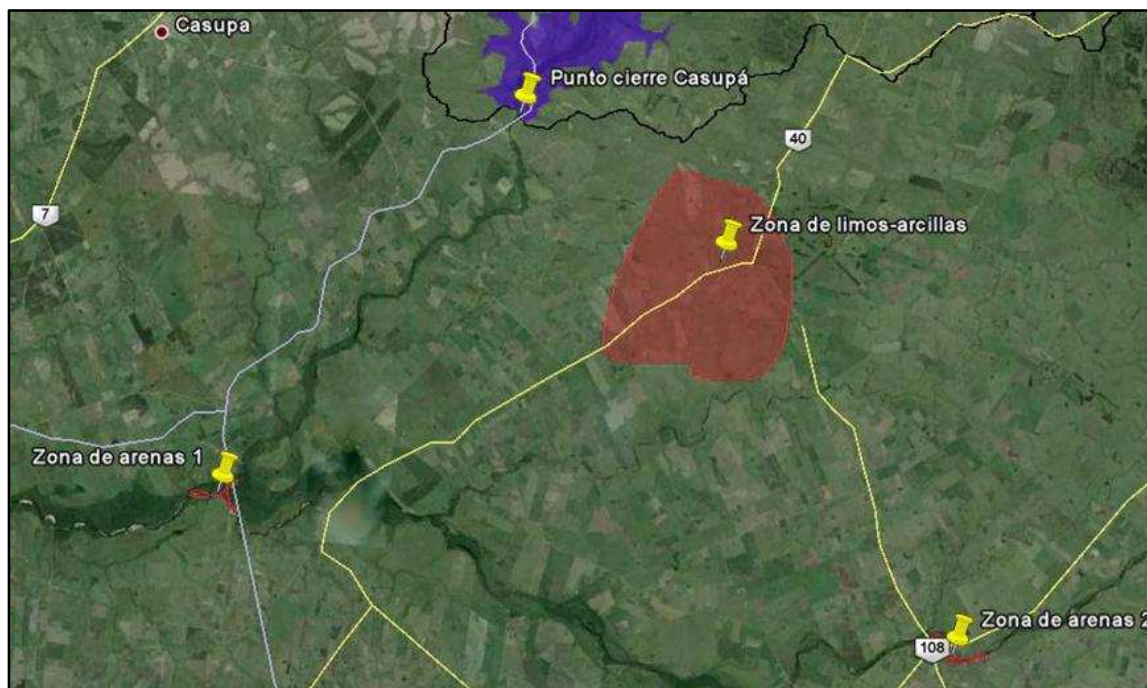


Figura 2-3 Zonas de préstamo de materiales

Se presenta a continuación la tabla con las propiedades de los materiales utilizados para la construcción de la presa, los mismos fueron obtenidos del libro Diseño de pequeñas presas – Bureau of Reclamation. Se toman valores promedio ya que no se cuenta con información de cateos de los materiales del lugar.

Material	Conductividad hidráulica (m/s)	Peso específico seco (KN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Ángulo de fricción interna (grados)	Cohesión (Kpa)
Arcilla CL	8.10^{-10}	17.3	19.5	19	15
Arena SP	1.10^{-05}	17.6	19.7	34	0
Grava GP	1.10^{-03}	19.6	22.1	38	0

Tabla 2-1 Materiales utilizados en la construcción de la presa

De acuerdo a la disponibilidad de materiales, los faldones de la presa serán de arena, el núcleo de arcilla. Para el dren chimenea se utilizará grava. En tanto se realizará la protección del faldón de aguas arriba con enrocado, mientras que el de aguas abajo será con cubierta de pasto.

2.3.2 Fundación

Según antecedentes del informe de la OEA, el punto de emplazamiento presenta excelentes condiciones de fundación, ya que la roca cristalina presenta continuidad de afloramiento en ambas márgenes y en el lecho del arroyo. Otro tanto puede decirse de las aguas en el embalse.

Citando textualmente lo expuesto en dicho informe, *'las estructuras secundarias de las rocas (diacclas subverticales) existentes en el perfil seleccionado presentan rumbos casi normales a la dirección del arroyo, por cuya razón el problema de eventuales fugas de agua en el eje de fundación puede ser solucionado mediante inyecciones. Todo el embalse se apoya en rocas del basamento cristalino. Desde el punto de vista geológico la zona está constituida por cuarcitas del Grupo Lavallega'.*

2.4 Dimensionado de la presa

2.4.1 Cálculo de cota de vertido

De acuerdo al modelo de balance hídrico, el volumen útil necesario para satisfacer la demanda es de 84.8 hm^3 . Para determinar la cota de vertido, se debe considerar el nivel ocupado por los sedimentos y la carga hidráulica mínima necesaria para que la obra de toma descargue el caudal de diseño. La cota de fondo es 80.24m.

2.4.1.1 Nivel de sedimentos (NS)

En cuanto al nivel de sedimentos, por experiencia acumulada en otros embalses como ser Paso Severino y Canelón Grande, lo razonable sería considerar un 10% aproximadamente del volumen total de la presa (10.5 hm^3). De acuerdo a la curva altura – volumen del embalse Casupá, dicho volumen se encuentra a 9m por encima del nivel de fondo. Esto se considera excesivo, por lo tanto se elige un volumen de sedimentos menor, $6,5 \text{ hm}^3$. El estudio de la acumulación de sedimentos necesario para determinar con mayor exactitud la generación de los mismos, escapa al alcance de este proyecto. Por tanto el **NS = 87.96m**.

2.4.1.2 Nivel mínimo útil (NMU)

Está directamente relacionado con el diseño de la obra de toma cuya justificación y descripción se detallan más adelante. El procedimiento de cálculo es iterativo con las dimensiones de la presa, ya que por ejemplo el largo de la tubería de la obra de toma depende de la altura de la presa, y ésta a su vez depende del nivel mínimo útil. El **NMU = 91.04m**

Por tanto a partir del NMU se debe considerar el volumen de 84.8 hm^3 . Mediante la curva altura – volumen del embalse determinada en ArcGis, se calcula la cota de vertido o también llamado Nivel Máximo Normal, **NMN = 98.24m**.

2.4.2 Cálculo cota coronamiento

A partir del estudio hidrológico de caudales extremos, se determina que el NAP = 101.94m. Es a partir de dicha cota que se realizan una serie de cálculos para hallar el bordo libre y la cota de coronamiento. El bordo libre se dimensiona para controlar los efectos de sobre elevación del lago debido al oleaje, asentamiento de los materiales y revancha.

2.4.2.1 Bordo libre debido a las olas

Se debe calcular el Fetch del embalse para el NAP. El mismo se determina midiendo la distancia entre la presa y el punto más alejado del embalse donde puede actuar el viento. En este caso el Fetch es 8.5 km. Se adopta una velocidad del viento recomendada por el Bureau of Reclamation de 80 km/h.

A partir de dichos datos se calcula la altura de la ola mediante la expresión:

$$a = 0.032\sqrt{UF} + 0.76 - 0.24\sqrt[4]{F}$$

Siendo:

U = velocidad del viento en km/h

F = Fetch en km

Luego se calcula el Run up, que es la distancia alcanzada por la ola en el faldón:

$$\text{Run up} = 1.5a = 1.38 \text{ m.}$$

2.4.2.2 Bordo libre debido al asentamiento

Se estima en un 5% de la altura de la presa, por lo tanto el **asentamiento es 1.15 m**

2.4.2.3 Revancha

Se estima en un 3% de la altura de la presa, **0.75m**

2.4.2.4 Tabla de resultados

Cota de fondo	80.24 m
NAP	101.94 m
Run up	1.38 m
Asentamiento	1.15 m
Revancha	0.75 m
Cota de coronamiento	105.22 m
Altura de la presa	24.98 m

Tabla 2-2 Resumen de valores de cota

2.4.3 Ancho del coronamiento

El ancho del coronamiento se obtiene con la fórmula propuesta por el Bureau of Reclamation:

$$B = \frac{z}{5} + 10'$$

Siendo,

B: ancho de coronamiento en pies.

z: altura del terraplén en pies.

Ancho de coronamiento hallado es de 8.04 m, por tener un margen de seguridad se adopta un ancho del coronamiento de 9 m.

2.4.4 Núcleo central

Para las dimensiones del núcleo, en cuanto a su ancho en el coronamiento, ancho en la base, así como sus pendientes, se adoptan las recomendaciones aportadas por el Bureau of Reclamation, referidas a presas heterogéneas fundadas sobre estrato impermeable. Se sugiere un ancho en la base mayor a la altura de la presa y un ancho mínimo en el coronamiento de 3m.

Por tanto los valores adoptados son:

		Recomendaciones
Ancho en la base (m)	30	Mínimo la altura de la presa
Ancho en el coronamiento (m)	5	3m mínimo
Talud núcleo	1:2	

2.4.5 Taludes

La elección se realizó de acuerdo a las recomendaciones tomadas del Bureau of Reclamation. Los faldones están compuestos de arena SP. Esta elección

no solo responde a consideraciones en cuanto al tipo de fundación, sino que también a condiciones por un eventual descenso rápido del nivel de agua, se entiende que su conductividad hidráulica es apropiada para dicho fin.

Se proponen los siguientes taludes, los cuales serán verificados, en cuanto a su estabilidad, más adelante:

Talud aguas arriba	3:1
Talud aguas abajo	2.5:1

2.4.5.1 Protección de taludes

Enrocado de protección

Para el talud de aguas arriba se propone un enrocado colocado al volteo, con el objetivo principal de protección de la erosión provoca por las olas del embalse.

Según recomendación del Bureau of Reclamation, para un Fetch de aproximadamente 8.5km, como es el caso, se tiene que el enrocado debe cumplir los siguientes requisitos:

Espesor	Granulometría, porcentaje de piedras de diferentes pesos (en kg)			
	Tamaño máximo	Cuando menos 25% mayor que__	45 a 75% de __a__	No más del 25% menor que__
0.75 m	1100	450	22 - 450	22

Tabla 2-3 Requisitos del enrocado

Lo que implica un $D_{50} = 0.40m$

Cubierta de pasto

Para el talud de aguas abajo se propone realizar una cubierta de pasto, que requiere una selección adecuada de la misma y mantenimiento regular. Los objetivos perseguidos son:

- Protección del talud frente al arrastre provocado por lluvias
- Estético

2.4.6 Drenes

Se proyecta la instalación de drenes de grava con los siguientes objetivos:

- Disminuir las presiones de poro en la presa (disminuir la curva de infiltración)
- Ordenar el flujo y conducirlo hasta un canal perimetral de recolección de agua de infiltración.

Se realizará un dren chimenea (de igual pendiente que el núcleo), que conduce el agua desde el núcleo de la presa hasta un dren horizontal, fluyendo a través de éste hacia una tubería situada en el talón del talud aguas abajo, evacuando finalmente hacia su cauce original a través de un canal perimetral.

Este dren chimenea se protegerá con una malla de geotextil, en el contacto grava-arcilla y grava-arena, la cual oficiará de filtro, con el fin de que no se produzca arrastre de material fino hacia el material de granulometría mayor que constituye el dren.

La longitud del dren chimenea acompaña el desarrollo del núcleo impermeable, llegando hasta la cota 102, asegurando de esta manera que el nivel freático encuentre dicho dren. Su tendido horizontal será de la misma longitud del terraplén de aguas abajo que actúa como relleno estabilizante. El espesor del dren es de 2m. Estas consideraciones fueron tomadas del Bureau of Reclamation y apuntes del curso Represas y Canales.

2.5 Estudio de la infiltración

2.5.1 Infiltración por debajo del cuerpo de la presa

Como fuera expuesto en sección que trata sobre la fundación de la presa, se tiene que la misma se encuentra sobre un material rocoso de buena calidad con diaclasas transversales al curso de agua. Por tanto se prevé realizar una doble cortina de inyección de hormigón mediante barrenos con el fin de cubrir posibles infiltraciones. Esta tarea es de vital importancia y debe realizarse con extremo cuidado para no generar fracturación de la roca granítica.

Se entiende que con esta medida no se generarán infiltraciones por debajo del cuerpo de la presa.

2.5.1.1 Dentellón

Se realizará la construcción de un dentellón de arcilla, con la finalidad de evitar que en el contacto entre la base de la presa y la fundación se desarrolle una superficie de infiltración privilegiada, comprometiendo así su estabilidad. A su vez aumenta el recorrido del agua para una misma diferencia de carga, por lo que el caudal de infiltración disminuye; oficiando a su vez como sistema de anclaje contra el deslizamiento.

Las dimensiones del mismo corresponden a recomendaciones y procedimientos referidos en el Bureau of Reclamation.

La profundidad mínima recomendada es 1m, por lo que se elige dicha profundidad ya que el dentellón, para este caso, se realiza para otorgar un mayor margen de seguridad para evitar infiltraciones.

En cuanto al ancho de la base, este se calculó mediante la fórmula:

$$a = \Delta h - d$$

- Con:
- a: base del dentellón.
 - Δh : pérdida de carga al atravesar la presa.
 - d : profundidad del dentellón.

Resultando en este caso:

Ancho de la base del dentellón

a = 17 m

Se consideran taludes 1:1 hasta la base del núcleo de arcilla.

Para realizar la excavación en roca, se debe escarificar la misma, ya que es poca profundidad. No utilizar voladura, ya que puede provocar fisuración de la roca impermeable.

2.5.2 Infiltración en el cuerpo de la presa

Principios básicos, tomando como referencia los apuntes del curso Represas y Canales:

La infiltración del agua en un medio poroso se estudia a partir de la ecuación de Darcy para la dirección x e y.

$$v_x = k \frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad h = \frac{p}{\gamma} + z$$

$$v_y = k \frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial \varphi}{\partial y} \quad \varphi = kh$$

Donde:

K = conductividad hidráulica

H = piezométrica

φ = función potencial

v_x, v_y = velocidades según x e y respectivamente

A partir de las mismas y de la ecuación de balance de masa, $\nabla \cdot \mathbf{v} = 0$ se obtiene la ecuación de Laplace.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \rightarrow \nabla^2(h) = 0$$

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0 \rightarrow \nabla^2(\varphi) = 0$$

Se utiliza el modelo de red de flujo, que es la solución de la ecuación de Laplace. Se representa a través de una familia de curvas ortogonales entre si que son las líneas de flujo ($\psi = \text{cte}$) y las líneas equipotenciales ($\varphi = \text{cte}$). Con las condiciones de borde adecuadas se puede determinar la red de flujo.

2.5.2.1 Cálculo de la infiltración

Para determinar tanto el caudal infiltrado como la red de flujo, se utiliza el programa SEEP/W del paquete GeoStudio. Se determina el caudal infiltrado para la sección más comprometida, que es la sección más alta.

Los datos necesarios para realizar el modelo son:

- Ingresar la geometría y materiales utilizados (los mismos se exponen en la sección Características geológicas de la presa en Casupá y alrededores)
- Definir las condiciones de borde del problema:
 - Altura de agua hasta cota de vertido en el talud de aguas arriba
 - Presión atmosférica en la salida del dren en el talud aguas abajo
 - Previa determinación de la curva de infiltración mediante Kozeny, sobre la misma se impone presión atmosférica
 - Impermeabilidad en el resto de las fronteras

A continuación se muestra la ubicación de la curva de infiltración calculada mediante Kozeny y la solución obtenida por el programa:

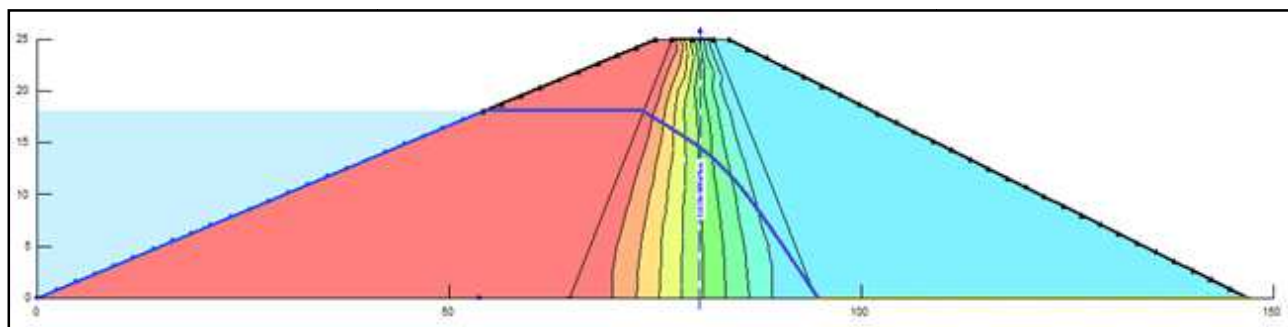


Figura 2-4 Curva de infiltración - Kozeny

Se observa un descenso de la carga hidráulica, que ocurre en el núcleo por ser la zona con menor conductividad. Cada una de las líneas indica una pérdida de carga de 2m. Completando así los 18m presentes en el talud aguas arriba.

Con respecto al caudal infiltrado, $q=3.5 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Considerando que la longitud de presa alcanzada por la cota de vertido es 875m, 265 l/día. Esto es del lado de la seguridad ya que se consideró que todas las secciones de la presa tienen una altura de agua de 18m y esto solo ocurre en la sección principal.

2.5.3 Regla de Lane

Como regla empírica para establecer el peligro de tubificación, ya sea en el cuerpo de la presa como en su cimentación, se tiene la regla de Lane

Para que no exista riesgo de tubificación se debe cumplir:

$$L_v + L_H/3 > c \cdot \Delta H$$

L_v es el recorrido vertical que debe hacer el agua dentro de la masa de suelo, L_H es el recorrido horizontal y ΔH la diferencia de nivel entre aguas arriba y aguas abajo.

Donde

$$L_H = 138 \text{ m}$$

$$\Delta H = 18 \text{ m}$$

Por su parte ' c ' es un coeficiente empírico que depende del tipo de material presente, siendo una medida del arrastre del mismo. Si bien no se cuenta con un valor para roca impermeable, se estima que tiene un valor de ' c ' muy bajo.

En este caso, no es conocido L_v ya que, como se mencionó anteriormente, se realiza una doble cortina de inyección y se desconoce a priori su longitud. De cualquier manera, al realizar este tratamiento al cimiento y considerando que el resto del terreno de fundación es impermeable, el resultado es que no se provoca tubificación.

2.6 Estabilidad de taludes

Para determinar la estabilidad de taludes para las distintas condiciones críticas que puede presentar la presa, se utiliza el programa SLOPE/W del paquete GeoStudio. Dicho programa permite hallar los coeficientes de seguridad críticos según el caso, para posteriormente evaluar si los mismos son admisibles. El programa realiza un análisis del estado plano tensional mediante utilización de dovelas. El método seleccionado para el cálculo es el de Morgenstern – Price.

Existe la opción de enlazar los programas SEEP y SLOPE, de manera que se puedan compartir los datos necesarios según el caso. Por tanto, para el cálculo de la estabilidad se deben adicionar:

- Las envolventes de rotura de cada material, dados por el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (C).
- El peso específico de cada material, en condiciones húmedas y saturadas
- Incorporación del nivel freático del SEEP si corresponde
- Los círculos de falla que debe considerar el programa

Se presentan tres situaciones a evaluar, que se entienden críticas:

2.6.1 Operación normal de la presa

Con nivel de agua hasta la cota de vertido. Se debe evaluar la estabilidad del talud de aguas abajo, ya que el talud de aguas arriba cuenta con el peso estabilizador del agua. Adicionalmente se tiene que incorporar la curva de infiltración. Se supone también que en el talud aguas abajo, la arena se

encuentra no saturada debido a un correcto funcionamiento del dren chimenea.

Se muestra a continuación una imagen obtenida del programa en que se indica el factor de seguridad mínimo para los círculos de falla considerados. Se muestra también la malla de los centros de los mismos.

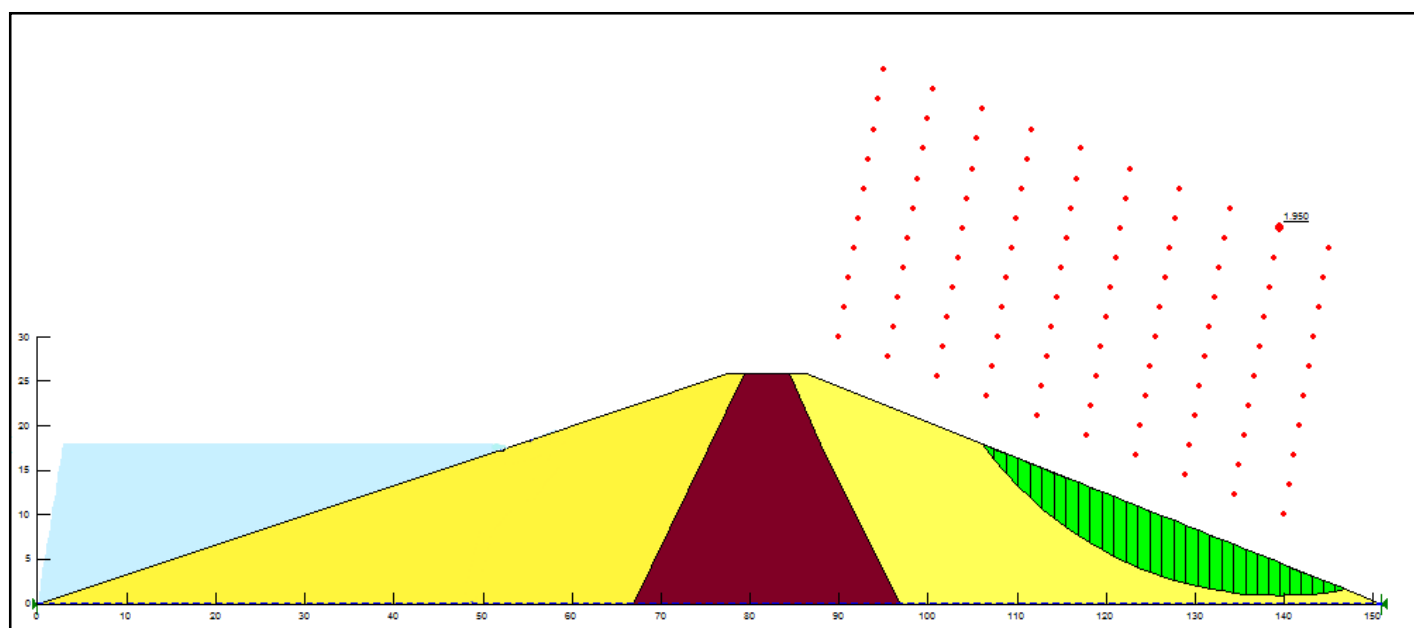


Figura 2-5 Falla de pie para presa en condiciones de operación

El factor de seguridad alcanzado es 1.95, mientras que el mínimo recomendado es 1.4.

2.6.2 Vaciado rápido del embalse

Se debe evaluar la estabilidad del talud de aguas arriba considerando que el nivel freático es el mismo que el obtenido durante la operación normal, sin considerar el peso del agua. La arena se supone saturada para este caso. Cabe destacar que se estudia el caso para la peor condición, ya que en la práctica no es posible vaciar rápidamente el embalse y por tanto no existiría una gran discontinuidad entre el nivel del embalse y el nivel freático como se está suponiendo. Considerando un caudal de salida de $9 \text{ m}^3/\text{s}$, y sin considerar aportes de la cuenca, el tiempo de vaciado es de 3,6 meses aproximadamente, que reafirma lo mencionado anteriormente.

Se muestra a continuación una imagen obtenida del programa en que se indica el factor de seguridad mínimo para los círculos de falla considerados.

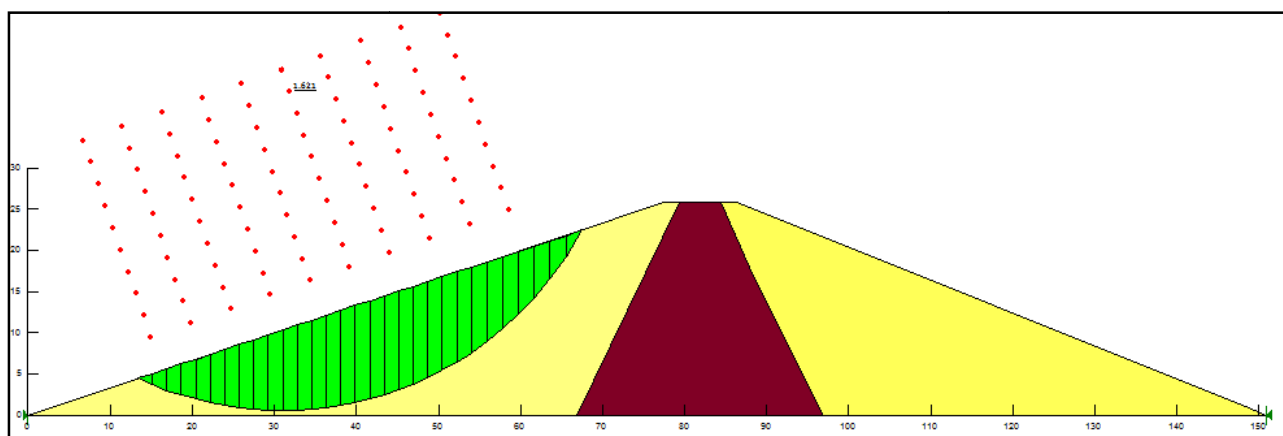


Figura 2-6 Falla de pie para presa en condiciones de vaciado rápido

El factor de seguridad alcanzado es 1.62, mientras que el mínimo recomendado es 1.3.

2.6.3 Una vez terminada la construcción

Se debe evaluar la estabilidad ambos taludes, en condiciones de saturación de los materiales y sin el nivel freático ya que se considera que el embalse no se ha llenado aún.

Se muestra a continuación las imágenes obtenidas del programa en que se indica el factor de seguridad mínimo para los círculos de falla considerados.

2.6.3.1 Talud aguas abajo

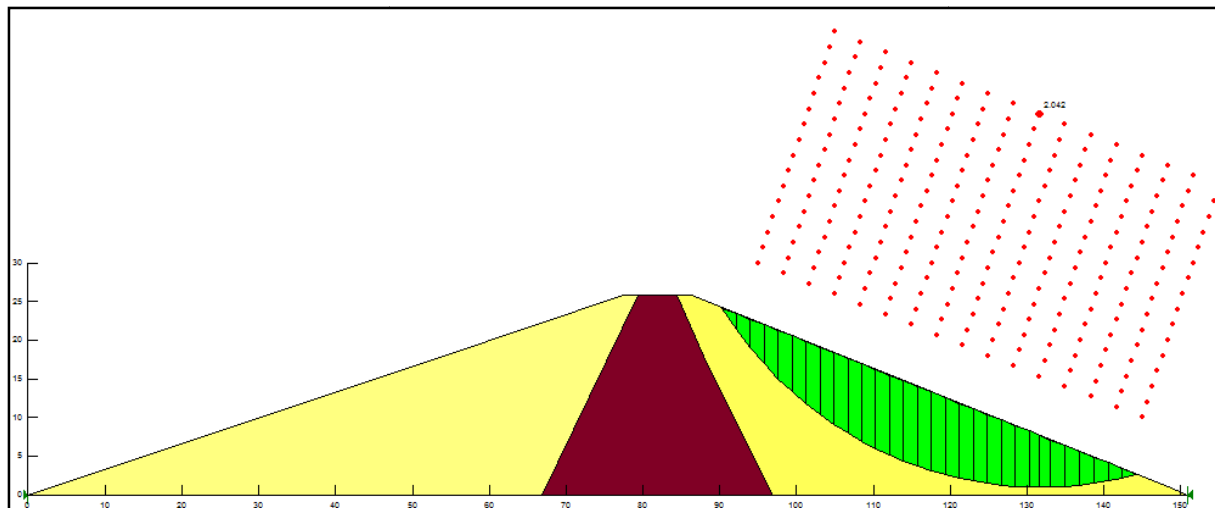


Figura 2-7 Falla de pie para presa en condiciones de final de construcción

El factor de seguridad alcanzado es 2.04, mientras que el mínimo recomendado es 1.2.

2.6.3.2 Talud aguas arriba

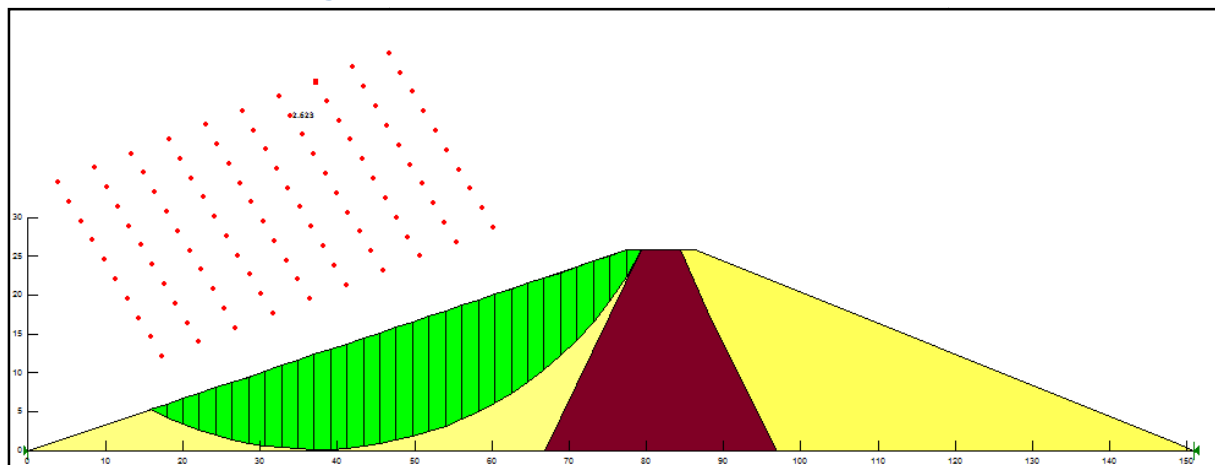


Figura 2-8 Falla de pie para presa en condiciones de final de construcción

El factor de seguridad alcanzado es 2.63, mientras que el mínimo recomendado es 1.2.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de coeficientes de seguridad obtenidos y recomendados por la Instrucción Española 1967 para presas de materiales sueltos:

	Coeficiente de seguridad Instrucción Española	Coeficiente de seguridad talud aguas arriba	Coeficiente de seguridad talud aguas abajo
Fin de construcción	1.2	2.63	2.04
Embalse lleno	1.4	---	1.95
Vaciado rápido	1.3	1.62	---

Tabla 2-4 Resumen de factores de seguridad de estabilidad obtenidos

De la tabla anterior se observa que si bien los factores de seguridad hallados presentan cierta holgura, como contrapartida se tiene incertidumbre en cuanto a las características de los materiales que componen el terraplén, como es mencionado anteriormente. Por tanto, se seleccionan taludes que otorguen un coeficiente de seguridad algo mayor al recomendado.

Adicionalmente, se calcula el volumen que se ahorraría con una presa con taludes menores: talud aguas arriba 2.5:1 y talud aguas abajo 2:1. El mismo es aproximadamente 100,000 m³, que implican U\$S 500,000 menos. Esto representa el 1% del costo total de la presa.

2.7 Dimensionado de la obra de toma

El objetivo principal de la obra de toma es conducir el agua necesaria para abastecer la demanda de Aguas Corrientes. Otras funciones que cumple la obra de toma son permitir el vaciado del embalse para reparaciones, regular el nivel del lago para la prevención de crecidas extraordinarias y derivar agua durante la construcción.

Se distinguen tres estructuras que la conforman: tubería, estructura de entrada y estructura de salida.

2.7.1 Estructura de entrada

La estructura de entrada se ubica en el extremo aguas arriba de la tubería, y su objetivo es permitir maniobrar la compuerta de la toma, regulando así el caudal de la tubería.

Se coloca una reja en la entrada de la obra de toma de forma tal de evitar el pasaje de objetos groseros no deseados.

La estructura de entrada permite también un soporte estructural de la tubería en esa zona, y una reducción de la infiltración a través de esa zona preferencial para las líneas de flujo.

Tomando como referencia Erbisti, Paulo, 2004, 'Design of Hydraulic Gates'. Se realiza una selección del tipo de compuerta adecuada teniendo en cuenta que:

- Debe soportar los 14.78 m de carga hidráulica máxima
- Tamaño y forma de la abertura.

En base a un gran número de ejemplos, se opta por compuertas deslizantes cuadradas de 1.2 m para las tuberías de abastecimiento a Aguas Corrientes y compuertas deslizantes circulares de 400 mm para las tuberías de caudal de estiaje.

La compuerta de regulación de caudal es operada a distancia por medio de un vástago, desde una torre de comando que se realiza a tales efectos, y se

detalla en el plano adjunto de la presa. A la torre se accede por medio de una rampa desde el coronamiento de la presa.

2.7.2 Tubería

En el diseño de las mismas se tiene en cuenta las pérdidas de carga distribuida como las localizadas, las cuales se detallan más adelante. Adicionalmente, como variables de decisión se tiene:

- Un mayor número de tuberías permite una mejor regualción del caudal y otorga márgenes de seguridad frente a roturas o mantenimiento de las restantes
- Facilidad de construcción: las tuberías de hormigón de sección rectangular armadas in situ presentan mayor facilidad de construcción que las circulares.
- Secciones más grandes de tubería disminuyen la velocidad y pérdida de carga, pero encarecen la obra.
- La velocidad en la tubería debe ser tal que no provoque erosión.

Se prevé la instalación de 2 tuberías de fondo con el objetivo de tener una mayor regulación del caudal. Las mismas son cuadradas de hormigón armado in situ de 1.2m de lado interior y 57m de largo. La finalización de la tubería es curvada, saliente del muro lateral donde se encuentra el tramo recto, hacia la zona de descarga del vertedero. Lo cual ofrece la posibilidad de que el agua circule mejor encausada a la salida. La velocidad alcanzada en las tuberías es de 3.1 m/s, la cual se considera aceptable. No se prevé la instalación de collarines alrededor de la tubería para evitar zonas preferenciales de flujo de agua, ya que las tuberías se realizan por dentro del muro del hormigón, a ambos lados del vertedero central de hormigón.

2.7.2.1 Pérdidas de carga – carga hidráulica mínima

Se debe prever la carga hidráulica mínima para garantizar el caudal de la demanda para el horizonte de proyecto (año 2040). Por tanto la presa debe erogar 8.92 m³/s. Por tanto el caudal por cada tubería es 4.46 m³/s.

Para determinar la carga hidráulica mínima (H_{min}) se presenta el siguiente esquema:

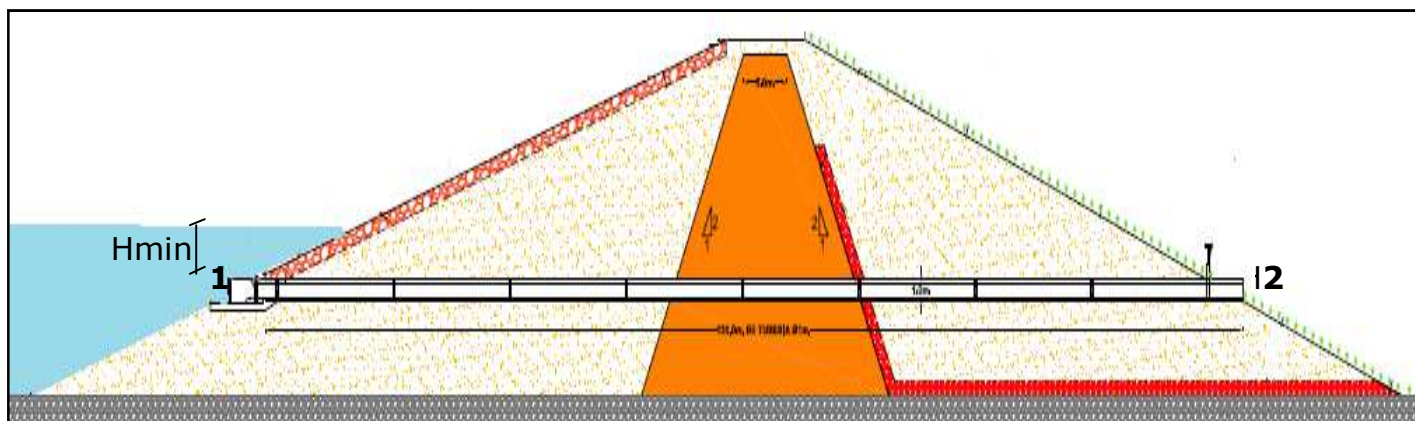


Figura 2-9 Carga mínima para evacuar caudal de diseño

Se cumplen las siguientes ecuaciones:

$$H1 = H_{min} + a/2$$

$$H1 = \Delta H_{12} + H2$$

$$H2 = \frac{v^2}{2g}$$

$$\Delta H = \Delta H_{localizada} + \Delta H_{distribuida}$$

$$\text{Darcy-Weisbach : } \Delta H = \frac{fL}{D} \frac{v^2}{2g} + \sum_i K_i \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

H_{min} = Carga hidráulica mínima

$H1$ = Carga hidráulica en el punto 1

$H2$ = Carga hidráulica en el punto 2

ΔH_{12} = Pérdida de carga entre 1 y 2

a = Lado interior de la tubería

v = Velocidad del agua dentro de la tubería

f = Coeficiente de fricción

D = Profundidad hidráulica de la tubería

K_i = Coeficiente de pérdida de carga localizada

Pérdidas de carga localizadas

En la rejilla

Según recomendación del Bureau of Reclamation, $k_t = 1.45 - 0.45 \frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g}\right)^2$

Siendo:

a_n = área neta de la reja a través de la barras

a_g = área total de la reja

Se consideran barras $\varnothing 22$ con separación de 20cm. Por tanto, la pérdida de carga es de 0.23m

En la entrada

Se adopta un coeficiente de pérdida de carga de 0.23, se considera dicho coeficiente para entradas poco suavizadas. Por tanto, la pérdida de carga es 0.11m.

En la compuerta de entrada y salida

Se consideran dos compuertas guillotina (se adjunta catálogo en Anexo E) ubicadas al inicio de la cámara de entrada inmediatamente aguas abajo de la rejilla y en la parte posterior de la cámara según se indica en los planos adjuntos. La primera cumple la función de aislar el tramo por mantenimiento y la segunda es para regular el caudal. Se considera un $K = 0.19$ para compuerta totalmente abierta ya que ésta sería la situación en caso de gran

necesidad de abastecimiento. La pérdida de carga provocada por ambas compuertas es 0.18m.

Pérdida de carga distribuida

Se presentan a continuación los resultados obtenidos luego de aplicar el ábaco de Moody para determinar el valor "f".

f	0.042
Largo (m)	80
velocidad (m/s)	3.10
Prof hidráulica (m)	1.2
Re	3.7E+06
ϵ (m)	0.009
ϵ / D	0.0075
AHdistribuida (m)	1.37

En resumen, considerando las pérdidas localizadas más la distribuida, se tiene que el $H_{min} = 1.88m$ y por tanto el $NMU = 91.04m$

2.7.3 Estructura de salida

Dado que en toda la zona existe roca de buena calidad, no se prevé una estructura especial ya que la disipación de energía ocurre durante el movimiento proyectil del chorro de agua y la caída sobre el suelo rocoso.

2.8 Caudal de estiaje

Para permitir el caudal de estiaje se colocan dos tuberías. Cada una de ellas se ubica cercana a la tubería de fondo de la presa, pudiéndose acceder de la mismas por la cámara de entrada a las tuberías de fondo. Para determinar el diámetro, se procede de forma análoga al cálculo de la tubería de fondo.

Pérdidas de carga localizadas

En la entrada

Se adopta un coeficiente de pérdida de carga de 0.23, se considera dicho coeficiente para entradas poco suavizadas. Por tanto, la pérdida de carga es 0.11m.

En la válvula de entrada

Se considera una válvula guillotina (se adjunta catálogo en Anexo F) ubicada al inicio de la cámara de entrada inmediatamente aguas abajo de la rejilla. Cumple la función de regular el caudal. Se considera un $K = 0.19$ para compuerta totalmente abierta. La pérdida de carga provocada por la compuerta es 0.04m.

Pérdida de carga distribuida

Se presentan a continuación los resultados obtenidos luego de aplicar el ábaco de Moody para determinar el valor "f".

f	0.027
Largo (m)	80
velocidad (m/s)	2.15
Prof hidráulica (m)	0.4
Re	8.6E+05
ε (m)	0.0015
ε / D	0.00375
AHdistribuida (m)	1.27

Por tanto la pérdida de carga total es 1.42m.

La altura de agua mínima para que circule el caudal de diseño es: $1.42m + 2.15^2 / (2 * 9.8) = 1.66m$. El NMU se encuentra por encima de dicho valor,



por lo que se garantiza que en todo momento se puede conducir el caudal de estiaje.

2.9 Vertedero

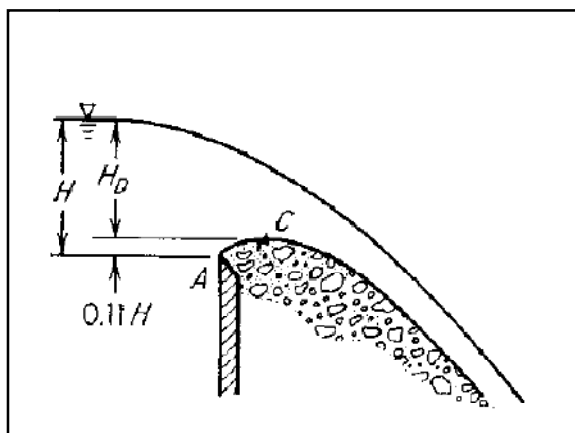
2.9.1 Generalidades

De acuerdo con el estudio de prefactibilidad económica, se realiza un vertedero central de hormigón como forma de evacuar las tormentas y evitar la rotura de la presa por sobrepasamiento. Se selecciona un perfil Creager ya que están probados sus buenos resultados en la práctica. Consiste en un perfil que imita la caída del chorro de agua provocado por un vertedero de pared delgada. Dicho diseño se realiza con el fin de evitar zonas de subpresión entre la pared del vertedero y la lámina inferior del chorro, lo cual puede provocar erosión del hormigón.

Con esta geometría la lámina se adhiere al perfil y la presión tiende a ser la atmosférica. Para el NAP, la lámina de agua coincide con la forma del vertedero. Para niveles menores al NAP la lámina se adhiere al perfil de hormigón, mientras que para niveles mayores la misma se despega, generando subpresiones, pudiendo generar cavitación si se alcanza la presión de vaporización. Es necesario extremar cuidados en la construcción, ya que la superficie debe tener una buena terminación para que no se produzca erosión en zonas irregulares.

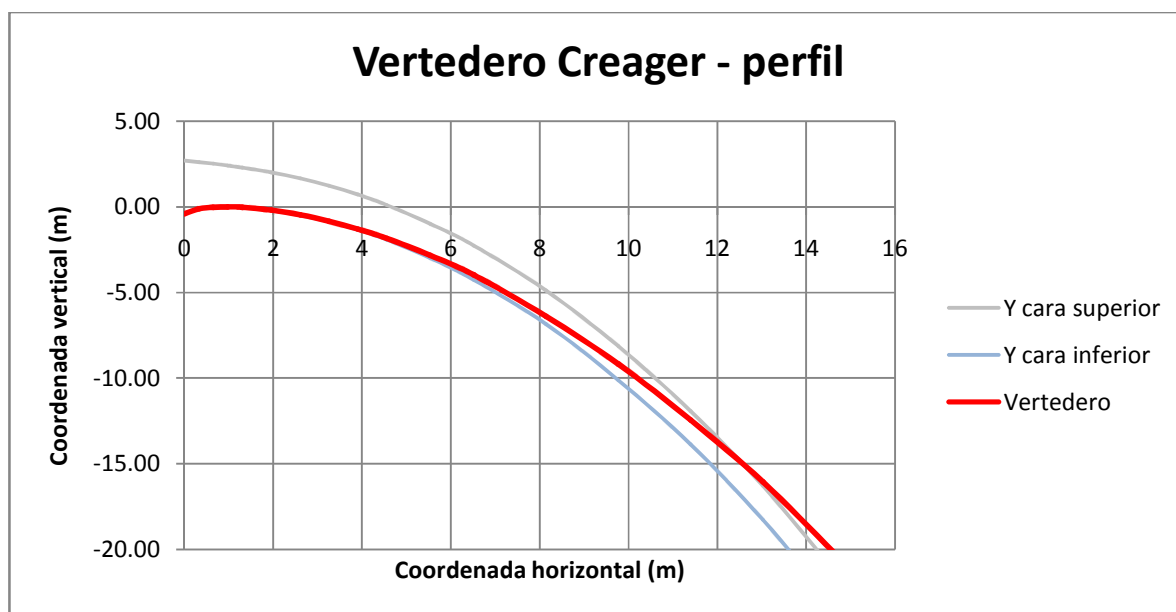
Los pilares del puente apoyados sobre el vertedero provocan una sobreelevación adicional, favoreciendo el fenómeno de cavitación.

La condición para que no se genere cavitación es que H_D sea menor a $1.65 \cdot H_{D_{\text{diseño}}}$ tirante de diseño. Siendo H_D el indicado en la siguiente imagen.



2.9.2 Diseño del vertedero

Dado que en el modelo hidrológico se implementó un vertedero de cresta delgada, con un valor $H = 3.7\text{m}$, tomando en consideración la figura anterior, el $H_{\text{Ddiseño}}$ correspondiente es 3.26m . A partir de dicho número queda determinado el perfil Creager de la siguiente forma:



2-1 Geometría del perfil Creager

La ley de descarga del vertedero Creager es $Q = 2.18bH_D^{3/2}$, siendo b el ancho útil del vertedero

Se debe verificar que el NAE no supere $1.65H_{D\text{diseño}}$:

H NAE sobre vertedero (m)	4.5
H_D provocado por NAE (m)	4.06
$1.65 H_{D\text{diseño}}$ (m)	5.37

Por lo tanto no hay riesgo de cavitación para la avenida extrema de 10000 años.

2.9.3 Cálculo del ancho del vertedero

Según el modelo hidrológico, el vertedero debe tener un ancho útil de 80m. La existencia de los pilares y estribos del puente sobre el vertedero disminuye el ancho útil. Para determinar el ancho del vertedero se utiliza la siguiente expresión.

$$b = b' - 2(NK_p + K_a)H_D$$

Siendo:

b = Ancho útil del vertedero

b' = Ancho total del vertedero

N = Número de pilares

K_p = Coeficiente de contracción de pilares

K_a = Coeficiente de contracción de estribos

Se supone pilas cuadradas con esquinas redondeadas con radio 0.1 del espesor de la pila para dar un $K_p = 0.02$. Los estribos cuadrados con los muros de cabeza 90 grados con la dirección de la corriente para dar un $K_a = 0.2$. Se consideran 4 pilares que se apoyan sobre el vertedero. El ancho útil debe ser 80m. Se obtiene el ancho del vertedero = 81.8m. A este número se debe sumar el ancho de cada pilar (de 1m cada uno). Por tanto la **longitud del vertedero es 85.8m**.

2.9.4 Consideraciones estructurales

Los detalles estructurales son tomados de Schleiss, Pougatsch, 2011, 'Les barrages – Du Project à la mise en service'.

Las juntas constructivas verticales se realizan cada 10 m y horizontales cada 3 m, las mismas deben ser estancas.

El hormigón a utilizar debe contemplar distintas dosificaciones de cemento dependiendo de sus funciones:

- Hormigón con buena terminación y alta dosificación de cemento (250 kg/m^3), a ser utilizado en:
 - En el vertedero, se construye con esta dosificación hasta 2 m hacia los paramentos y el apoyo del mismo sobre la roca del terreno.
 - Las pilas del puente que cruza el vertedero.
 - Muro lateral del vertedero

Hormigón en masa y dosificaciones que varían de 160 kg/m^3 (en el centro del vertedero con un máximo de 5 m) hasta 200 kg/m^3 (en la zona intermedia del vertedero).

2.9.5 Estabilidad del vertedero

A los efectos del estudio de la estabilidad del vertedero, se considera una sección simplificada del mismo (triángulo de 14m de base y 18m de altura), como se muestra en la siguiente imagen.

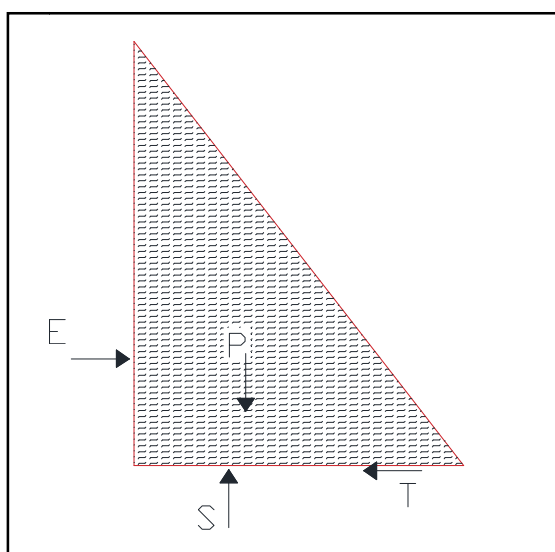


Figura 2-10 Simplificación del perfil del vertedero

2.9.5.1 Fuerzas actuantes

P = peso del vertedero por unidad de ancho (KN/m)

Se considera $\gamma_{Hormigón} = 24KN/m^3$

$$P = \frac{18m \cdot 14m}{2} 24KN/m^3 = 3024KN/m$$

E = empuje del agua por unidad de ancho (KN/m)

Se considera que el agua se encuentra en NAP (3.7m por encima de la cota de vertido), por tanto:

$$E = 10KN/m^3 \left(\frac{18m \cdot 18m}{2} + 3.7m \cdot 3.7m \right) = 1756.9KN/m$$

S = subpresión en la base del vertedero (KN/m)

Se considera $\alpha = 0.5$ por efecto de los drenes ubicados en el cuerpo del vertedero

$$S = \frac{\alpha \cdot (18m + 3.7m) \cdot 10KN/m^3 \cdot 14m}{2} = 759.5KN/m$$

T = rozamiento entre vertedero y roca del terreno (KN/m)

Se considera un coeficiente de fricción, en la interfase hormigón-roca, de 0.8 correspondiente a una roca sana, con superficie limpia e irregular, según el Bureau of Reclamation.

$$T = 0.8(P - S) = 1811.6KN/m$$

2.9.5.2 Estabilidad al vuelco

Se verificará una condición más exigente que la estabilidad al vuelco, que es la no existencia de tensiones normales de tracción en la base ya que el hormigón no resiste las mismas.

Dicha condición es $e \leq \frac{14m}{6} = 2.43m$

$$e = \frac{M_0}{\sum F_{verticlaes}} = \frac{\left[\left(\frac{14m}{6} \right) \cdot (759.5KN/m - 3024KN/m) + \left(\frac{18m \cdot 18m \cdot 10KN/m^3}{2} \cdot \frac{18m}{3} + 3.7m \cdot 3.7m \cdot 10KN/m^3 \cdot \frac{18m}{2} \right) \right]}{3024KN/m - 759.5KN/m}$$

$e = 2.5 \geq 2.43$ para NAP, no se verifica.

Siendo M_0 el momento de las fuerzas con respecto al punto ubicado en el centro de la base

2.9.5.3 Estabilidad al deslizamiento

$$FSd = \frac{T}{E} = \frac{1915.2}{1756.9} = 1.1 \text{ Valor que se considera peligroso.}$$

Por tanto se deben proponer alternativas para mejorar la estabilidad al deslizamiento y a la aparición de tensiones de tracción en la base. Una posibilidad es inclinar el paramento vertical del vertedero para obtener una componente vertical hacia abajo del empuje del agua. Otra posibilidad es realizar un zampeado, prolongando la base. Se elige la segunda opción por mayor facilidad constructiva y ahorro de materiales. Las dimensiones del zampeado son de 6m por 1.5m.

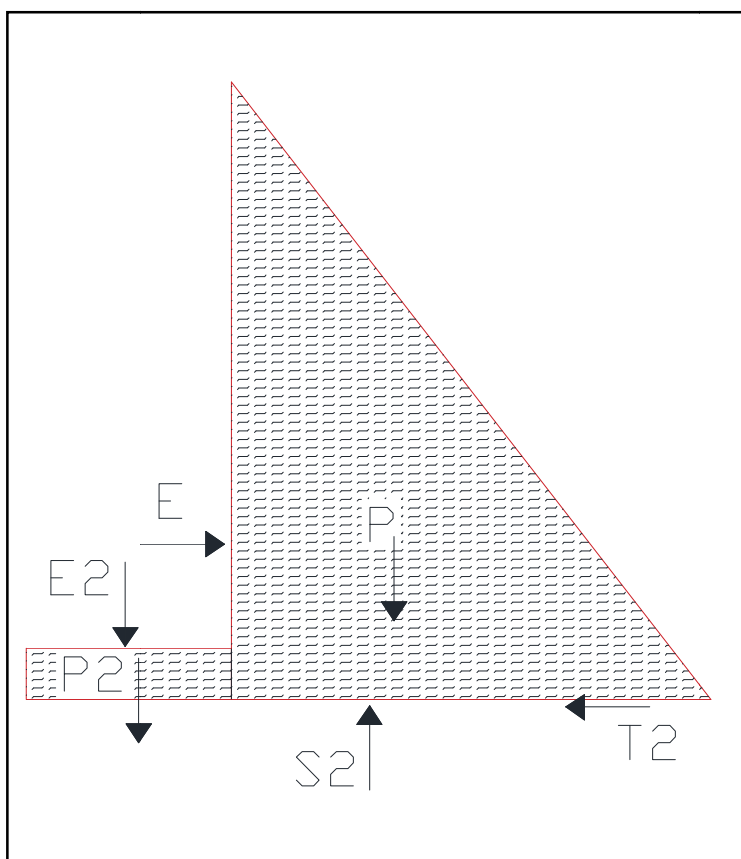


Figura 2-11 Simplificación del perfil del vertedero con zampeado

Se calculan las nuevas fuerzas:

$$E2 = 10KN/m^3 \cdot 6m \cdot (18m + 3.7m - 1.5m) = 1212KN/m$$

$$P2 = 24KN/m^3 \cdot 6m \cdot 1.5m = 216KN/m$$

$$S2 = \frac{\alpha(18m + 3.7m)(14m + 6m)}{2} 10KN/m = 1085KN/m$$

$$T2 = 0.8(P + E2 + P2 - S2) = 2693.6KN/m$$

2.9.5.4 Estabilidad al vuelco con zampeado

$$e \leq \frac{14m + 6m}{6} = 3.33m$$

$$M_0 = (-E2 - P2)7m + \left(\frac{18m \cdot 18m \cdot 10KN/m^3}{2} \frac{18m}{3} + 3.7m \cdot 3.7m \cdot 10KN/m^3 \cdot \frac{18m}{2} \right) + P \cdot 0.67m + S2 \cdot 3.33m = 6595.2KN/m/m$$

$$V = 3024 + 1212 + 216 - 1085 = 3367KN/m$$

$$e = 1.96m \leq 3.33m \text{ se verifica.}$$

2.9.5.5 Estabilidad al deslizamiento con zampeado

$$FSd = \frac{T2}{E} = \frac{2693.6}{1756.9} = 1.53$$

Según la tabla obtenida del Instituto Politécnico Nacional de México-Cortinas tipo Gravedad, el valor del coeficiente de seguridad es admisible, se presenta a continuación una tabla con valores recomendados

Coefficiente de deslizamiento para las diferentes condiciones de la cimentación.

Materia	Coefficiente de seguridad contra deslizamiento.	Coefficiente mínimo de seguridad que se sugiere, fs.	Coefficiente por rozamiento y corte, CRC.
Concreto sobre concreto	0.65-0.8	1-1.5	4
Concreto sobre roca profunda, superficie limpia e irregular	0.8 0.7	1-1.5 1-1.5	4 4
Concreto sobre roca, algunas laminaciones	0.4	2.5	—
Concreto sobre grava y arenas gruesas	0.3	2.5	—
Concreto sobre arena	0.3	2.5	—
Concreto sobre esquistos	*	2.5*	—
Concreto sobre limo y arcilla			—

Tabla 2-5 Coeficientes de seguridad al deslizamiento

2.10 Estructura de disipación de energía – Trampolín dentado

Se plantean dos alternativas para la disipación de energía:

- Trampolín dentado
- Cuenco amortiguador

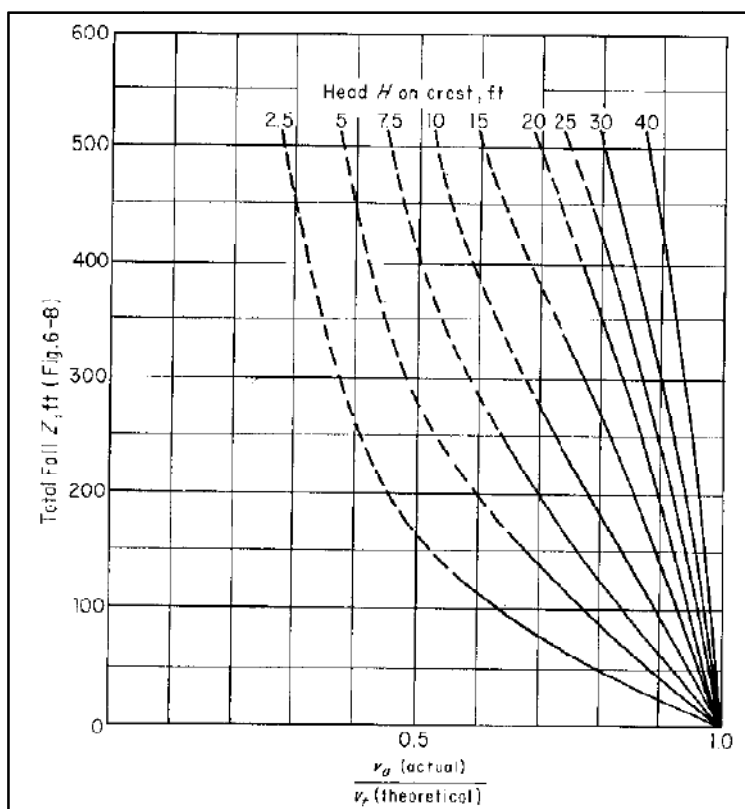
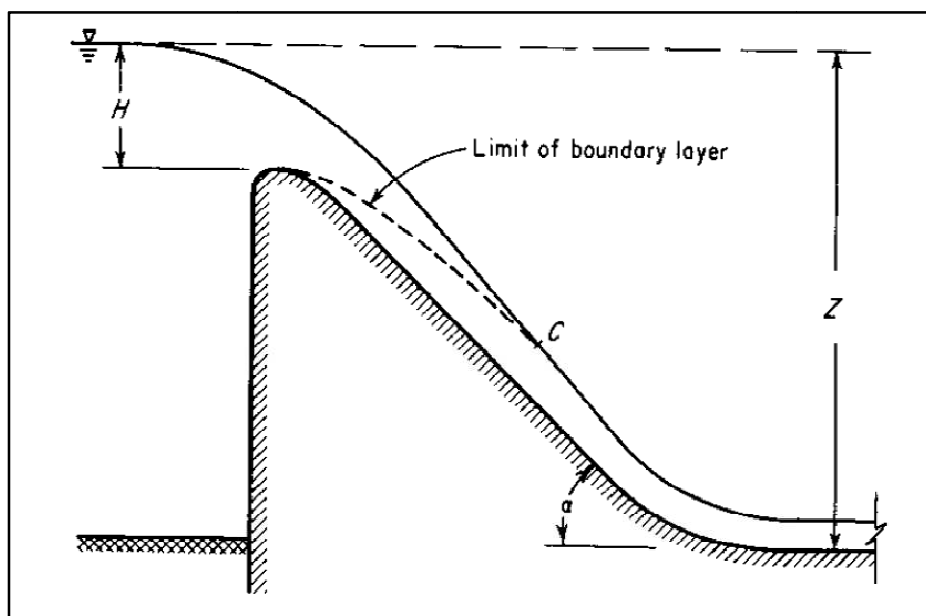
Se muestran a continuación los detalles del cálculo del trampolín dentado (alternativa seleccionada). Los detalles del cálculo del cuenco amortiguador y la comparativa de costos se presentan en el Anexo E.

Para el diseño del trampolín dentado se consideran las siguientes secciones:

Sección	Ubicación
0	Sobre cresta del vertedero
1	Final del vertedero Creager
2	Final trampolín-después de resalto
3	Luego de escalón
4	Sección natural aa-tirante normal

Se parte de las dimensiones del vertedero central. El mismo tiene 85.8m de largo. Se realiza el diseño para el máximo caudal erogado en la avenida de proyecto, el mismo es 1059 m³/s. Luego el caudal unitario $q = 13.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$. A partir de la ley de descarga del vertedero, se obtiene la altura sobre la cresta $H_D = 3.26\text{m}$.

Para el cálculo de la velocidad en el pie del vertedero se utiliza la gráfica de Bradley y Peterka, en función de las dimensiones mostradas en la siguiente figura.



2-2 Gráfica de Bradley y Peterka

Para este caso se tiene, para la sección 1, aplicando $V_t = \sqrt{2g(Z - H/2)}$:

Z (pies)	71.08
H (pies)	10.68
V_t (pies/s)	35.90
Vel real/ V_t	0.92
V_1 (m/s)	10.07

Luego, el tirante en la sección 1 (d_1) se obtiene mediante $d_1 = \frac{q}{V_1} = 1.29 \text{ m}$

Se determina el número de Froude en la sección 1: $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} = 2.83$

Con respecto al número de Froude, según el Bureau of Reclamation, de $Fr = 2.5$ a $Fr = 4.5$ se tiene un resalto inestable o sea que puede propagarse hacia aguas abajo, mientras que en el rango 4.5 a 9.0 el mismo es estable. Se elige trabajar con $Fr = 2.83$ por las siguientes razones:

- Para modificar el Froude, y obtener un resalto estable, se debe aumentar el ancho en el trampolín, lo que implica un aumento de costos.
- Existe un diseño de trampolín dentado propuesto por el Bureau para Fr entre 2.5 y 4.5.
- Frente a un eventual corrimiento del resalto se cuenta con fondo rocoso de buena calidad, por lo que no hay problemas de erosión.

Se selecciona por tanto un trampolín dentado según recomendación del Bureau of Reclamation. A continuación se presentan las dimensiones y los ábacos a utilizar:

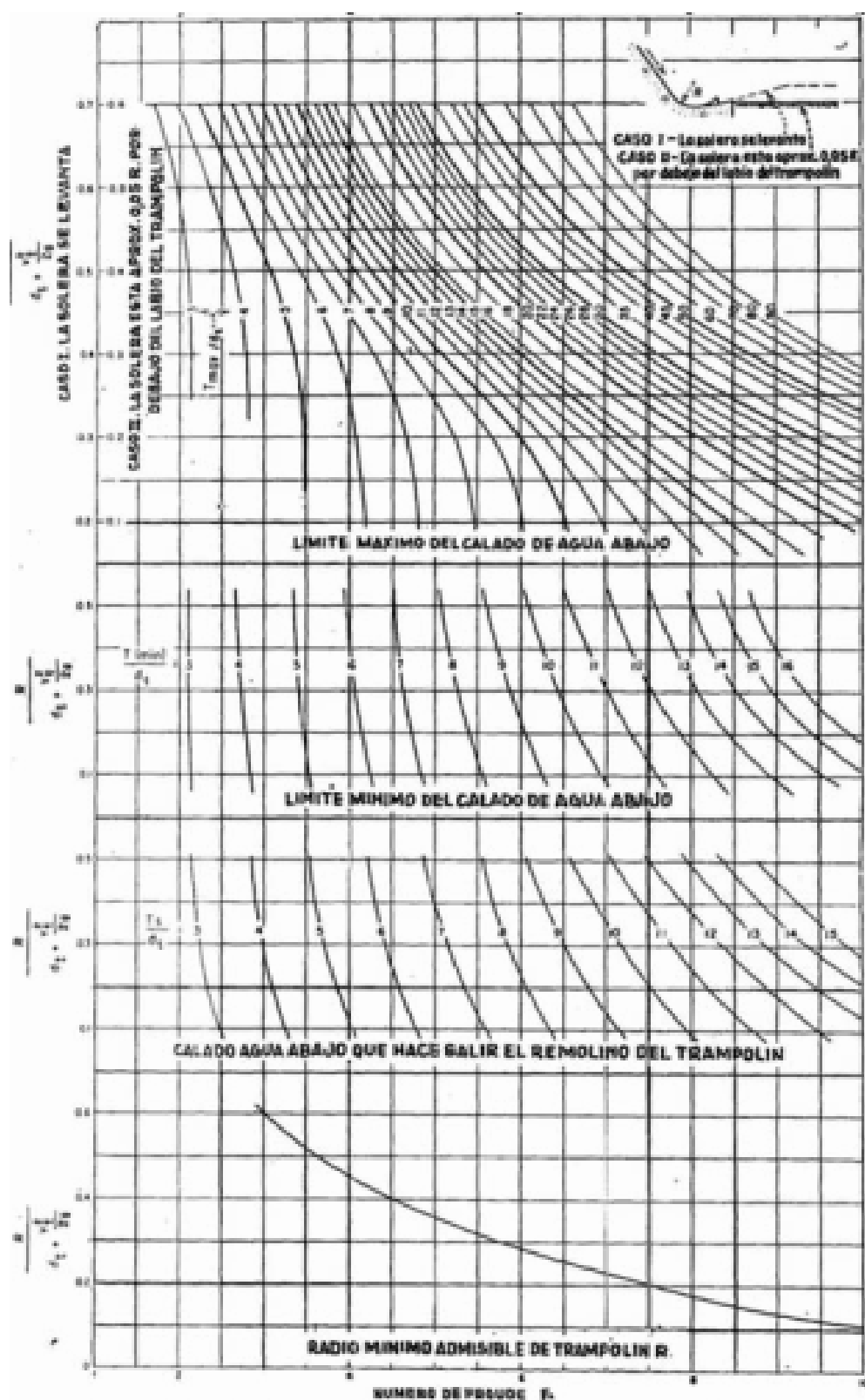
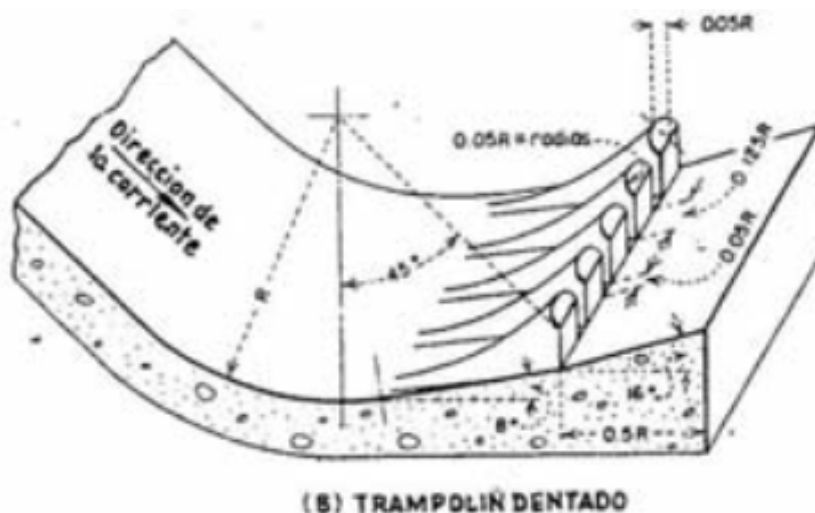


Gráfico 2-3 Ábacos para el dimensionamiento del trampolín dentado



Se sigue el siguiente procedimiento de cálculo para determinar las dimensiones del trampolín:

Del ábaco se obtiene: Considerando la línea de $Fr_1 = 2.83$ se determina que el radio mínimo es 4.01m, luego el tirante máximo = 7.73m considerando el 'Caso I: La solera se levanta'. De la misma forma se determina un tirante mínimo = 5.41m. Para mayor margen de seguridad se opta por un **radio = 4.5 m.**

2.10.1 Transición hacia el arroyo aguas abajo

Se considera la siguiente sección del arroyo, lo suficiente aguas abajo de la presa como para considerar tirante normal.

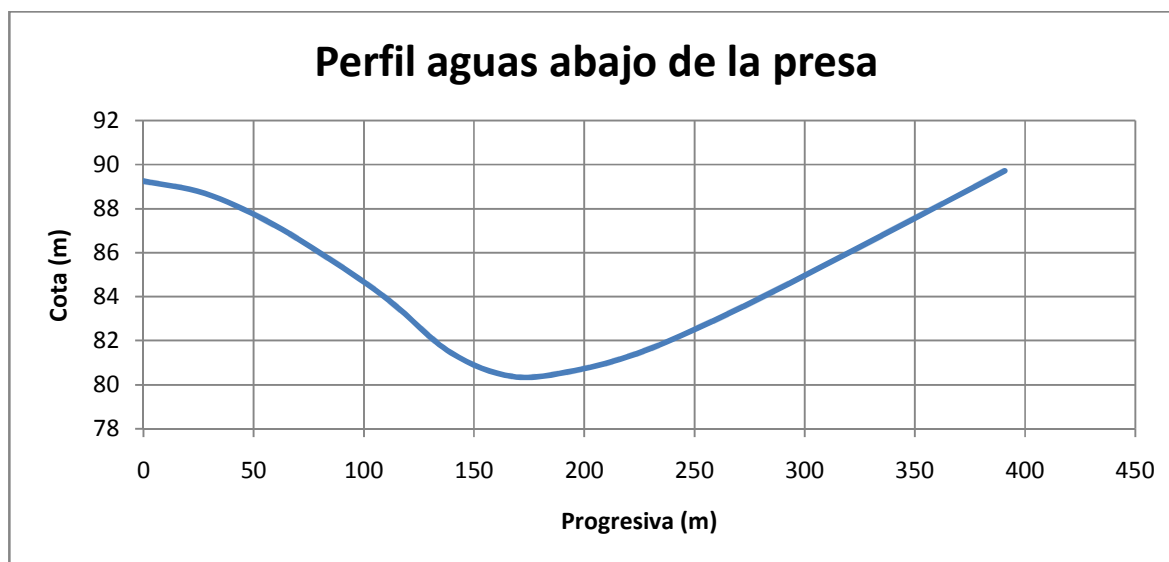


Gráfico 2-4 Perfil aguas abajo de la presa

Mediante la utilización software HEC-RAS, se calcula el tirante normal con los siguientes datos:

n	0.03
So (m/m)	0.001
Q (m ³ /s)	1059

El resultado es:

d4 (m)	3.71
V4 (m/s)	3.6
Área4 (m ²)	294

Luego se plantea conservación de la energía entre las secciones 3 y 4:

$$E3 = d3 + \frac{Q^2}{2g(Bd_3)^2} = E4 = d4 + \frac{Q^2}{2g(\text{Área}4)^2} , \text{ donde se obtiene } d_3 = 3.8\text{m}$$

Posteriormente se plantea conservación de la energía entre las secciones 2 y 3:

$$E2 = TA + \frac{Q^2}{2g(B.TA)^2} - h_{\text{escalón}} = E3 = d3 + \frac{Q^2}{2g(Bd_3)^2} , \text{ donde se obtiene } h_{\text{escalón}} = 2.38\text{m}.$$

La longitud del resalto se calcula con la fórmula de Pavlovski extraído de Gilberto Sotelo Ávila – ‘Hidráulica de Canales’:

$$L=2.5(1.9*Y2-Y1) = 27\text{m}$$

2.10.2 Galería

En el interior del vertedero de hormigón se debe construir una galería cercana al contacto vertedero-roca del terreno, cuyos objetivos son:

- Recolección de agua de los drenes existentes en el vertedero
- Pasaje del personal para realizar tareas de mantenimiento, control de instrumentos de seguridad de presas.

2.11 Costos

Para el cálculo del área a expropiar se considera la avenida de 20 años de período de retorno. La misma se obtiene de forma análoga a las de 1000 y 10000 años, en el modelo implementado en HEC-HMS. Los resultados obtenidos muestran un incremento de 2.2m por encima del NMN, lo que implica un área a expropiar de 29 km² (el valor inundado por el embalse es 24.4 km²).

No se considera la tierra a expropiar dentro de la siguiente planilla ya que la misma sufre incrementos por IVA (22%) y leyes sociales que son el 70% del monto imponible por mano de obra (aproximadamente 18% de cada rubro), ya que son precios de venta.

Considerando que el costo de la hectárea a expropiar de U\$S 6000, según relevamiento de precios en la zona. Se adiciona U\$S 17:400,000 por este rubro. A continuación se muestra una tabla resumen de los costos de la presa.

Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S	Observaciones
Geotextil	73350	m ²	2.7	198045	
Hormigón buena terminación	5477	m ³	850	4655280	Muros y cuenco
Hormigón en masa	14671	m ³	600	8802600	Mayoritariamente en el vertedero
Excavación en roca	15753	m ³	220	3465660	
Excavación en tierra	60000	m ³	5.5	330000	
Camino de balasto	8500	m	117	994500	Ancho 9m
Pavimento hormigón	1200	m	531.3	637560	Ancho 9m
Tubería circular de PEAD φ400	160	m	100	16000	
Arena	485437	m ³	3.1	1504855	Incluye transporte de 10km de distancia
Arcilla	174517	m ³	2.23	389173	Incluye transporte de 5km de distancia
Enrocado	14254	m ³	11.4	162496	Diámetro aprox 40cm
Grava	38845	m ³	2.66	103328	
IVA (22%)				4677089	
SUBTOTAL (U\$S)				25936586	
MONTO IMPONIBLE				3826709	
TOTAL (U\$S)				29:763,295	

Costo total de la presa U\$S 47:163,295

2.12 Seguridad en la presa

Dada las características que presenta la presa proyectada, tanto por su tamaño como por su importancia estratégica a nivel país, se deben realizar monitoreos continuos.

Por tanto se prevé la instalación de:

- Mojones en el cuerpo de la presa, para medir los posibles movimientos que presente.
- Elementos de medición del caudal infiltrado a través de la presa, para evaluar posibles incrementos del mismo que puedan dejar a la vista algún tipo de falla en la impermeabilidad de la presa.
- Piezómetros para determinar la presión de poros en el cuerpo de la presa y evaluar el funcionamiento de los drenes.
- Inclínómetros que se utilizan para medir los movimientos laterales y su dirección en estribos, fundaciones y terraplenes

3 Memoria operativa de la presa en Casupá

A continuación se expone, en forma sucinta, los elementos a considerar para una adecuada operación de la presa en Casupá.

3.1 Operación de elementos de regulación de caudal

La obra de toma está compuesta por dos cámaras, con una tubería cuadrada de hormigón de 1.2 m de lado y una tubería circular de PEAD de 400 mm de diámetro cada una. Dichas tuberías tienen una compuerta deslizante tipo guillotina cada una. Adicionalmente cada cámara tiene una compuerta deslizante en el ingreso.

El vertedero es de altura fija por lo que la regulación de caudal se limita a la operación de las compuertas de fondo.

3.1.1 Sistema SCADA para operación del sistema (Paso Severino y Casupá)

La operación de las compuertas de fondo requiere conocer en todo momento el caudal que es necesario conducir para cubrir la demanda de la planta de Aguas Corrientes. Para determinar el mismo es necesario contar con un sistema SCADA que indique en tiempo real, el caudal a enviar por las reservas de agua potable (Paso Severino y Casupá). De acuerdo al balance hídrico, se determinó que aproximadamente el 21% del caudal que requiere Aguas Corrientes durante períodos donde es necesario utilizar el volumen de reserva de los embalses, proviene de Casupá. Mientras que el 79% restante proviene de Paso Severino. Esto se debe a las diferencias de área de las cuencas de aporte. Sin perjuicio de lo mencionado anteriormente, la obra de toma es capaz de erogar el caudal demandado por Aguas Corrientes en caso de ser necesario, como por ejemplo contaminación del embalse de Paso Severino.

3.1.2 Operación de compuertas de tubería cuadrada

Una vez conocido el caudal a erogar por la obra de toma, se debe conocer la altura de la superficie libre en el embalse. A partir de dichos datos se puede determinar la abertura de la compuerta necesaria.

Se debe contar con las curvas 'altura del embalse – caudal' para cada apertura de compuerta. Las mismas pueden ser ingresadas al sistema

SCADA y realizar una operación a distancia de las compuertas con accionadores eléctricos.

3.1.3 Operación de compuerta de tubería de caudal de estiaje

Se debe garantizar la circulación del caudal de estiaje en todo momento, el mismo es $0.27 \text{ m}^3/\text{s}$. Si está circulando caudal por la tubería cuadrada debido a una demanda de Aguas Corrientes, se debe cerrar la compuerta de la tubería de caudal de estiaje ya que el mismo está asegurado. Una vez finalizada la circulación por la tubería cuadrada, regular la tubería circular para permitir el pasaje del caudal de estiaje.

Al igual que la compuerta cuadrada, se debe contar con las curvas 'altura del embalse – caudal' para cada apertura de compuerta. Las mismas pueden ser ingresadas al sistema SCADA y realizar una operación a distancia de las compuertas con accionadores eléctricos.

3.1.4 Operación de compuertas durante mantenimiento

En los casos que sea necesario realizar una inspección a las tuberías o por atascamiento de compuertas, se debe cerrar la compuerta de ingreso a la cámara respectiva. Previo a realizar esta operación, se debe poner en funcionamiento la otra cámara disponible. De esta forma, en todo momento se permite el pasaje del caudal de estiaje y se cubre la demanda de Aguas Corrientes.

3.1.5 Operación de compuertas frente a eventos lluviosos significativos

Se debe contar con un pronóstico del tiempo confiable, para realizar una adecuada toma de decisiones a la hora de operar las compuertas. Sobre todo en caso de emergencia por excesivas lluvias, con un mínimo riesgo de rotura de la presa por sobrepasamiento. La presa está diseñada para soportar una tormenta de 10,000 años de período de retorno, sin embargo es recomendable realizar la apertura completa de las compuertas de fondo antes de la tormenta para aumentar capacidad de laminación de la avenida en el embalse. Esta operación requiere una evaluación especial previa según el caso, ya que depende de variables como el nivel actual del embalse y pronóstico de precipitación.

3.2 Inspecciones

3.2.1 Inspecciones de terraplenes y cimientos

Periódicamente se deben vigilar los terraplenes, partes visibles de la cimentación, por el desarrollo de anomalías como ser grietas, desmoronamientos, asentamientos, deterioro de la protección de los taludes.

El talud de aguas arriba debe ser inspeccionado, luego de vientos fuertes y persistentes, durante un desembalse rápido para poder apreciar posibles grietas, desprendimientos o daños a la protección del talud.

3.2.2 Registro fotográfico

Llevar registro fotográfico de las distintas zonas de la presa para observar su evolución en el tiempo.

3.2.3 Informe de anomalías

En caso de detección de anomalías, informar al responsable correspondiente. El mismo realizará un informe del estado de situación, indicando si es necesario realizar reparaciones y la urgencia de las mismas.

3.2.4 Vertedero y otras estructuras de hormigón

Las estructuras de hormigón se deben inspeccionar para:

- Verificar la seguridad de la estructura
- Detectar situaciones que puedan interrumpir la explotación
- Observar la evolución del deterioro para planificar la conservación, mantenimiento y reparación.

Se deben realizar inspecciones anuales, sobre todo las zonas que comprendan accesos de personal. Será llevada a cabo por ingeniero especializado. Se analizará con embalse bajo, para poder observar zonas que comúnmente no es posible, y con embalse con nivel elevado para observar la respuesta frente a altas cargas hidráulicas. Se debe considerar:

- Asentamientos anormales
- Agrietamiento y abertura de juntas de contracción
- Deterioro y cavitación del hormigón
- Fugas excesivas a través de drenes o juntas

3.2.5 Equipos mecánicos

Inspeccionar regularmente las compuertas de las tuberías por personal capacitado. Verificar el correcto funcionamiento de las compuertas, las cuales deben ser utilizadas por lo menos una vez por año.

3.3 Recolección de información de instrumentos de control de la presa

Se debe llevar un registro de los instrumentos de control de la presa, como ser:

- Control y registro de medidas de vertedero ubicado en canal perimetral de recolección de drenes para control del caudal de infiltración a través del terraplén. Lo mismo para el vertedero ubicado en el canal de la galería para control de la infiltración a través del vertedero.
- Mojones en el cuerpo de la presa
- Piezómetros
- Inclínómetros

Bibliografía y otras referencias

Organización de los Estados Americanos – Oficina Sanitaria Panamericana,
'Cuenca del río Santa Lucía – Desarrollo de los Recursos Hídricos'

MVOTMA/DINAGUA, 'Manual de Diseño y Construcción de Pequeñas Presas'

Bureau of Reclamation, 1950, 'Diseño de Pequeñas Presas'

UDELAR/FING/IMFIA, Notas del curso Hidrología Avanzada II

UDELAR/FING/IMFIA, Notas del curso Hidrología e Hidráulica Aplicadas

UDELAR/FING/IMFIA, Notas del curso Represas y Canales

Instituto Politécnico Nacional de México, 'Cortinas tipo Gravedad'

Mays, Larry W, 'Hydraulic design handbook'

Coduto et al, 1999, 'Geotechnical Engineering: Principles and Practices'

'NORMA TÉCNICA DE SEGURIDAD PARA EL PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y
PUESTA EN CARGA DE PRESAS Y LLENADO DE EMBALSES', - Borrador julio
2011, España

Flumen, 'Manual de utilización del programa HEC-HMS'

'Instrucción para el proyecto, construcción y explotación de grandes presas'
- España 1967

Erbisti, Paulo, 2004, 'Design of Hydraulic Gates'

Schleiss, Pougatsch, 2011, 'Les barrages – Du Project à la mise en service'

Listado de piezas gráficas

Plano V1: Alternativa descartada 1 de vertedero lateral – planta

Plano V2: Alternativas descartadas 2 y 3 de vertedero lateral – planta

Plano 1: Ubicación del proyecto, curvas de nivel del vaso

Plano 2: Padrones inundados

Plano 3: Área a expropiar

Plano 4: Planta general con drenes, perfil longitudinal con movimiento de suelos, detalles de drenes

Plano 5: Secciones del dique cada 100 m

Plano 6: Sección principal del dique

Plano 7: Obra de toma – planta y sección

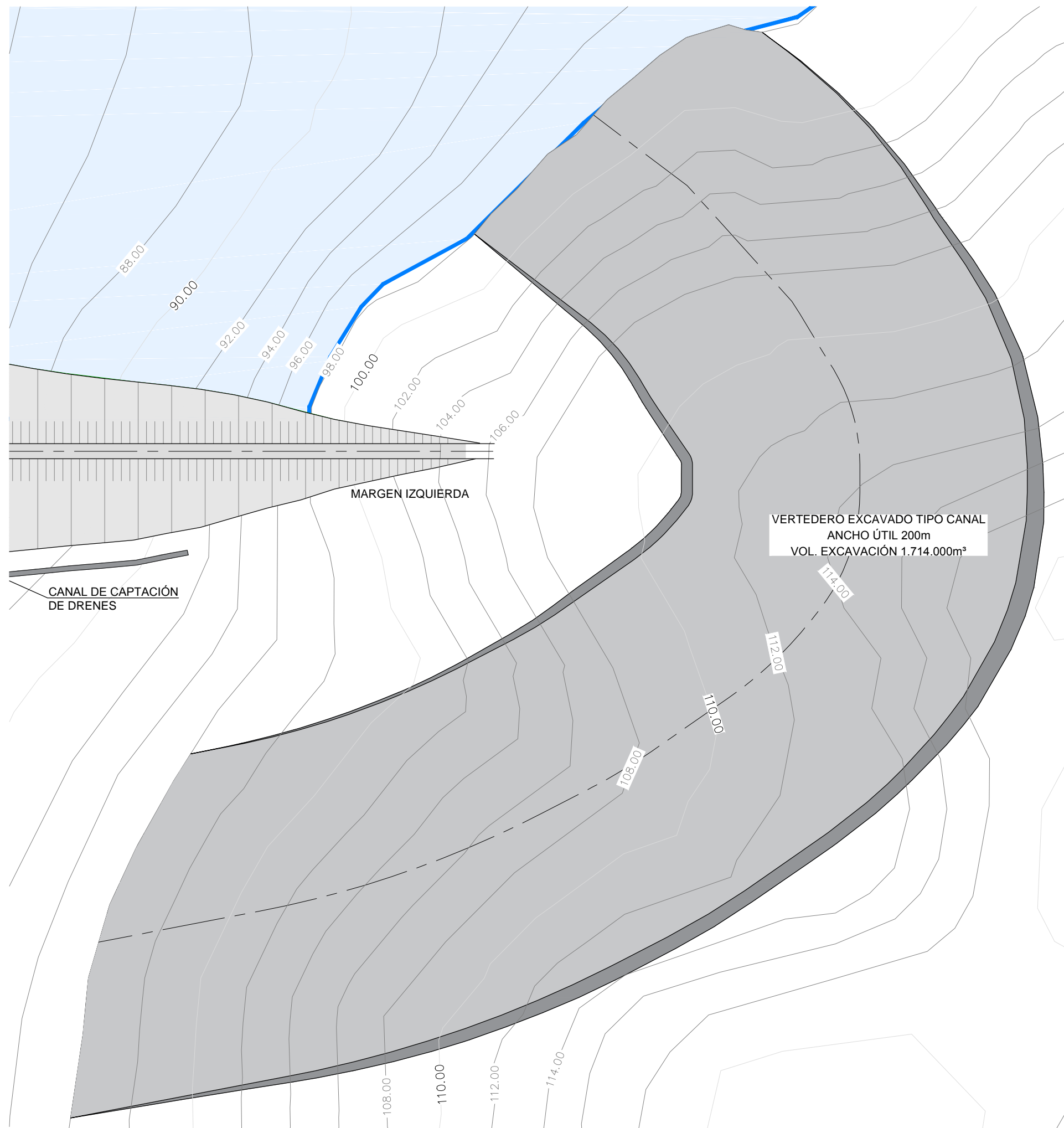
Plano 8: Detalles obra de toma, vista frontal desde aguas arriba

Plano 9: Detalles escalera de acceso de la obra de toma

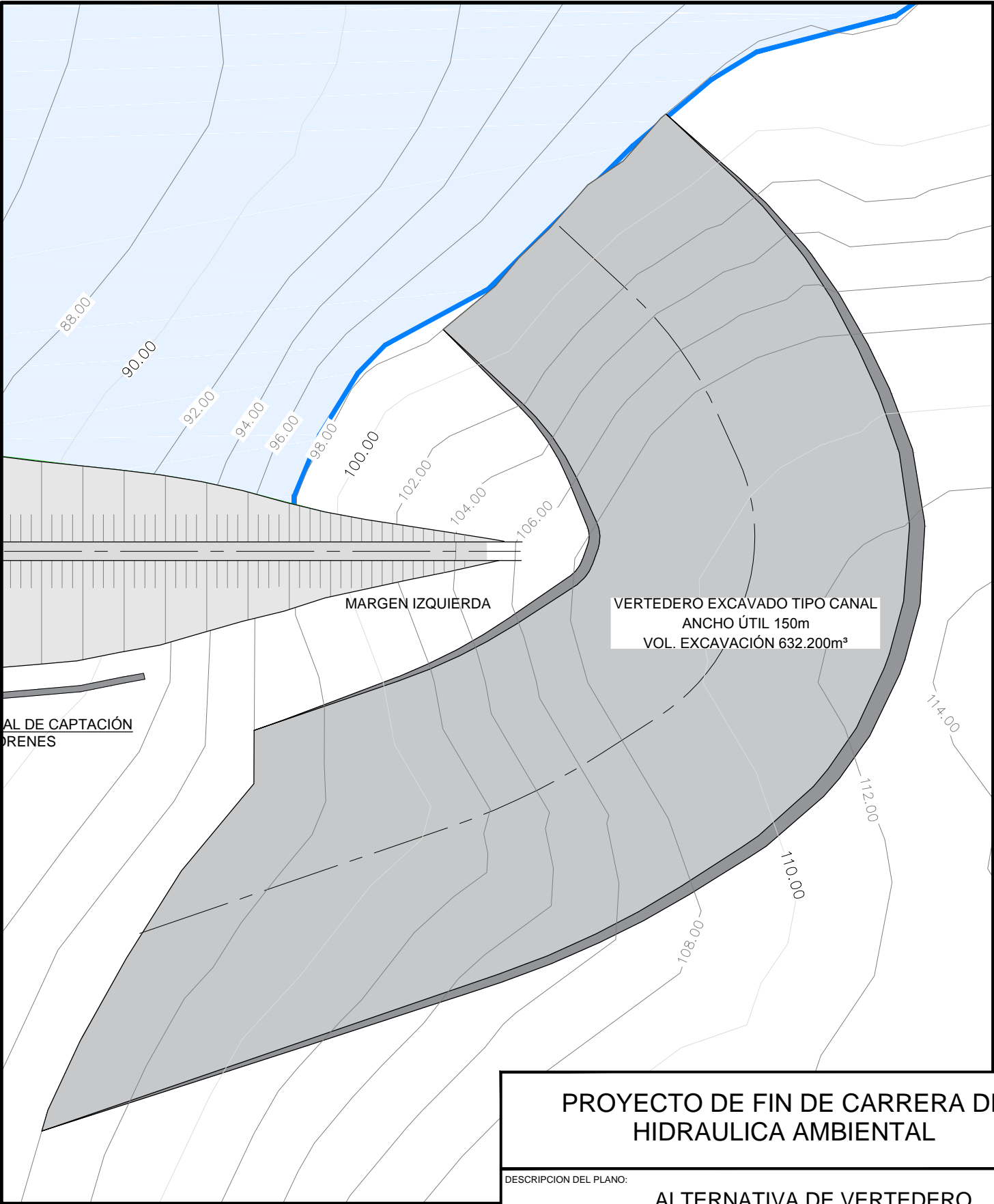
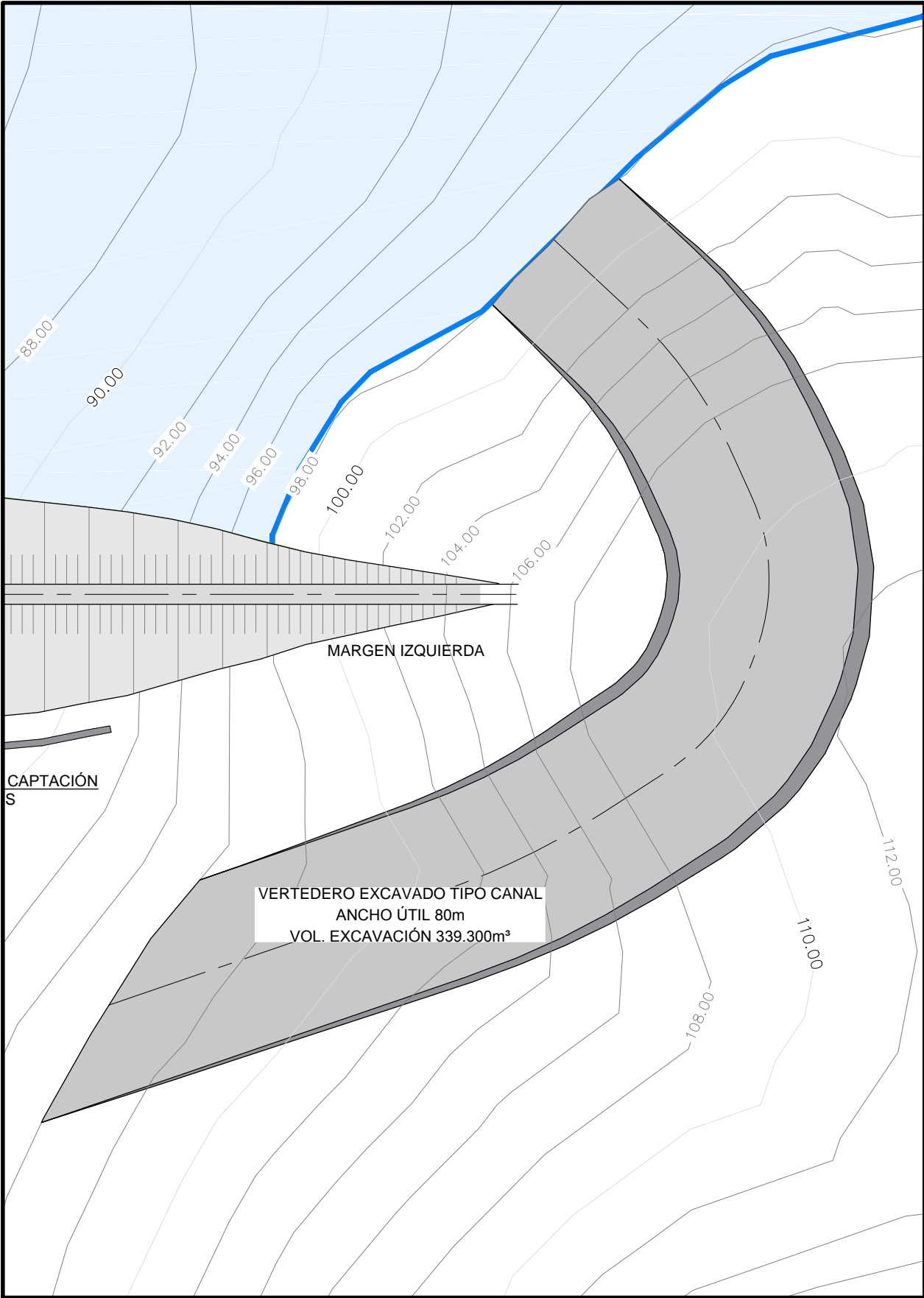
Plano 10: Perfil hidráulico y planta del vertedero central

Plano 11: Vertedero: sección longitudinal, sección transversal, detalles

Plano 12: Planta general, accesos, local de operaciones



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL		
DESCRIPCION DEL PLANO: ALTERNATIVA DE VERTEDERO		
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI		ESCALA: 1/2500
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		LAMINA: V1



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE
HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION DEL PLANO:
ALTERNATIVA DE VERTEDERO

TUTORES:
J. SANGUINETTI - E. LORENZO
J. ALONSO - M. CRISCI

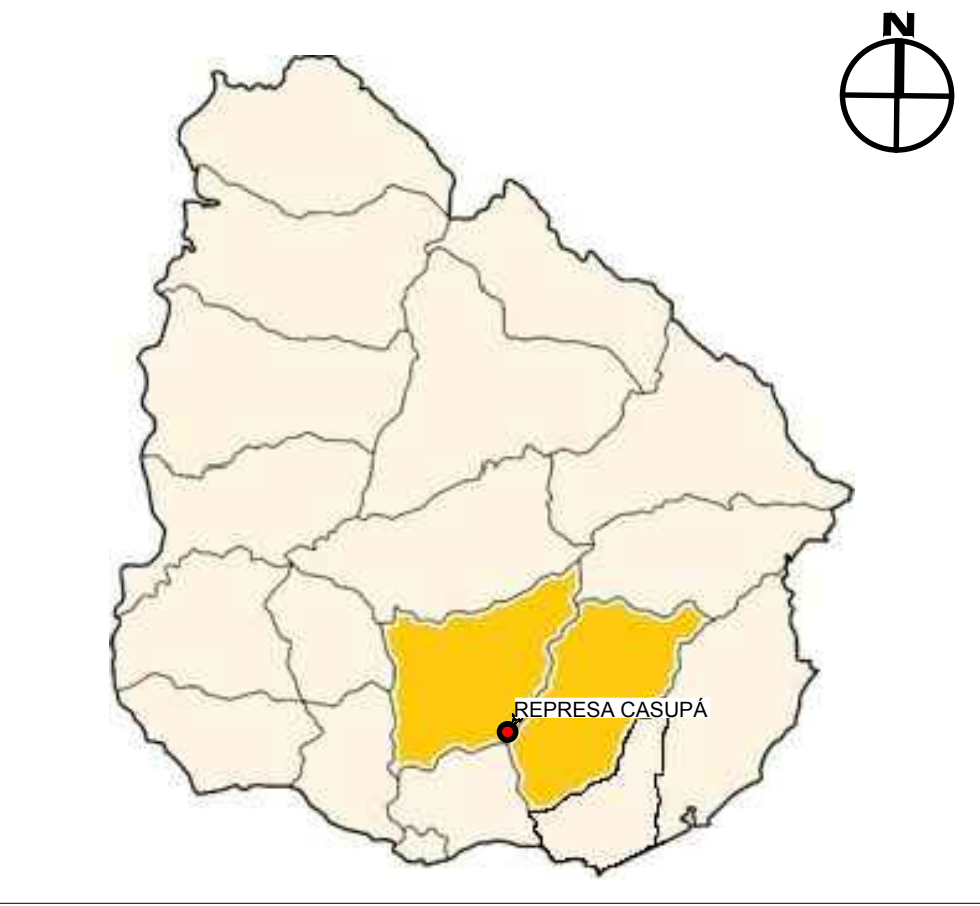
ESTUDIANTES:
BRUNO VOMERO
ARTURO CASTAGNINO

ESCALA:
1/2500

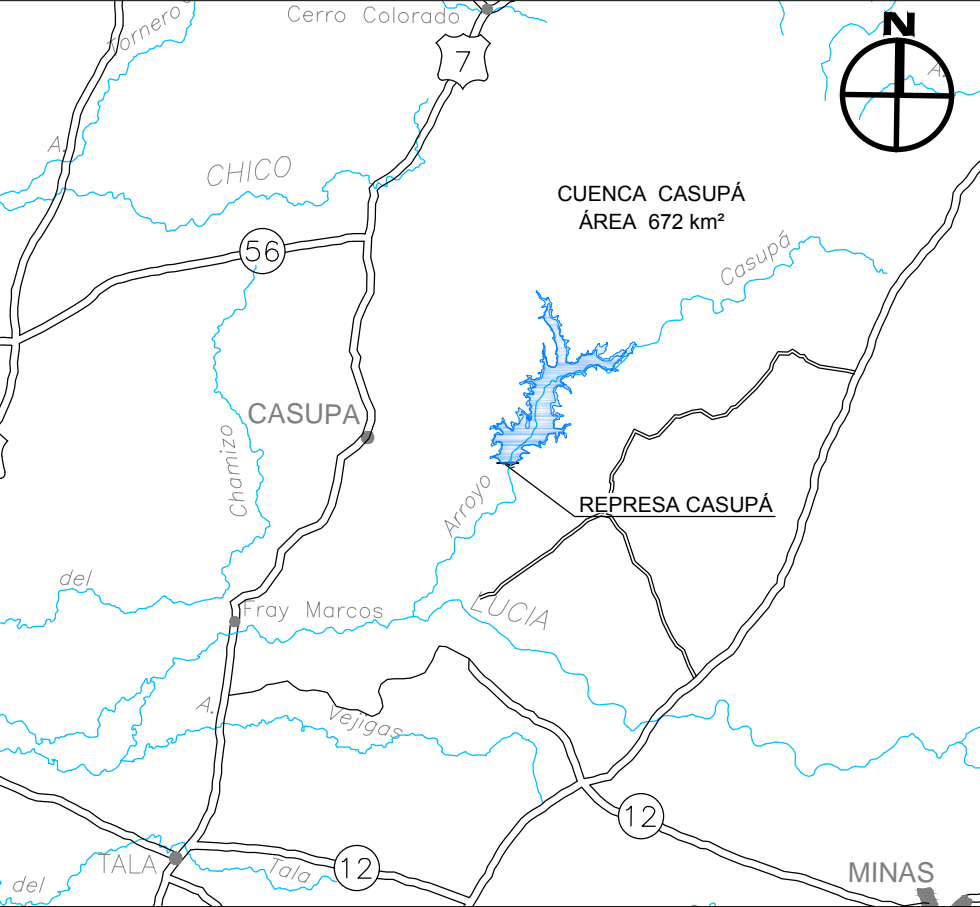
LAMINA:

V2

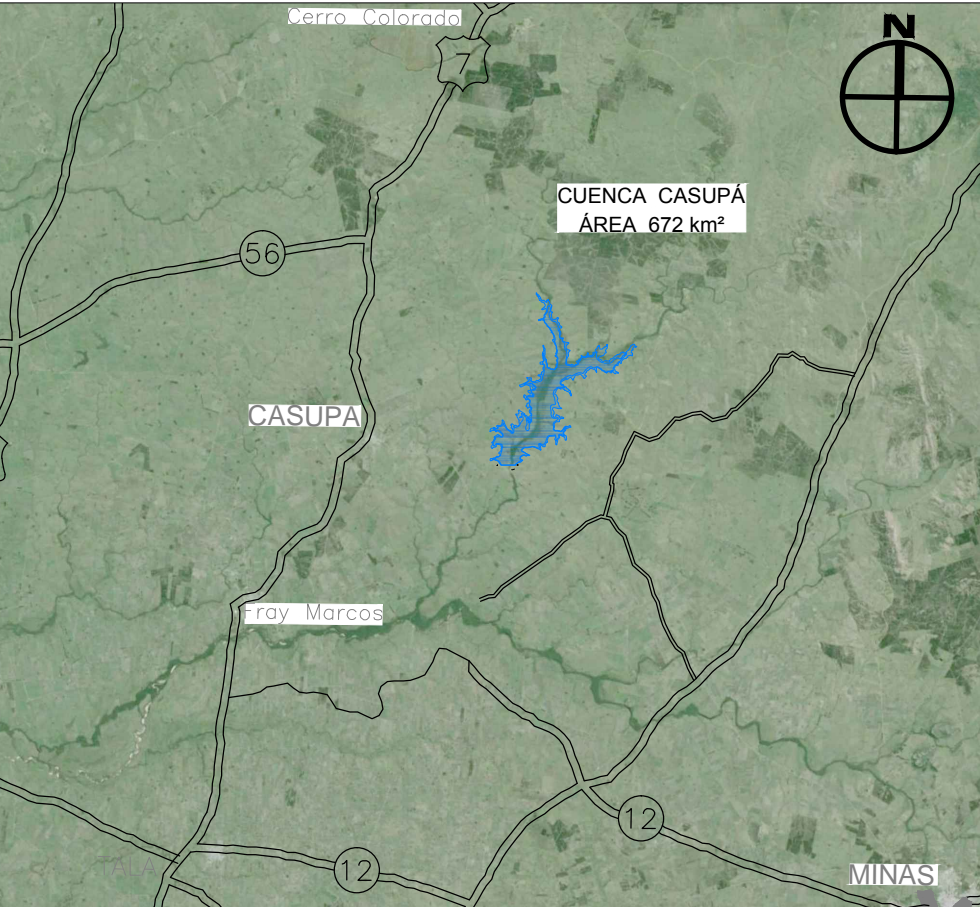
UBICACIÓN NACIONAL
Esc. 1/5.000.000



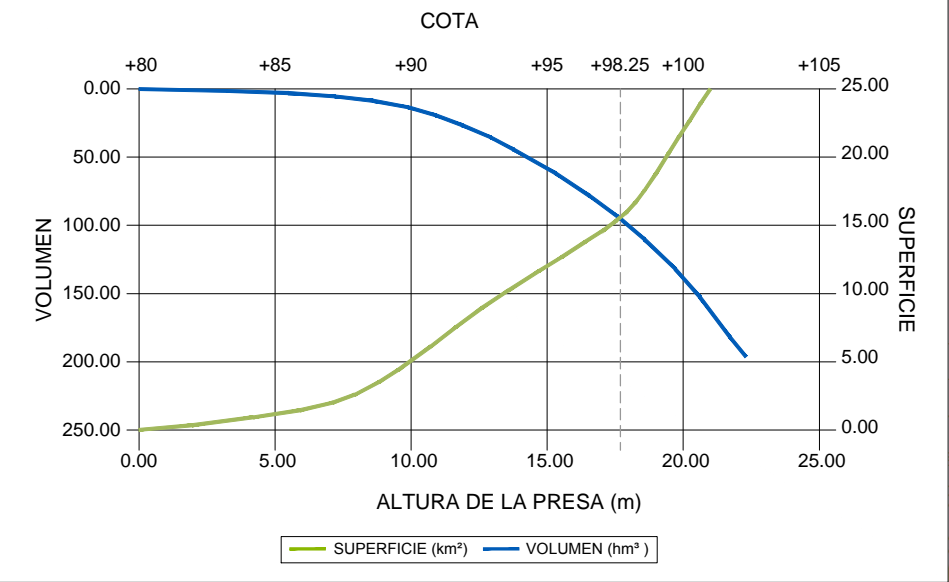
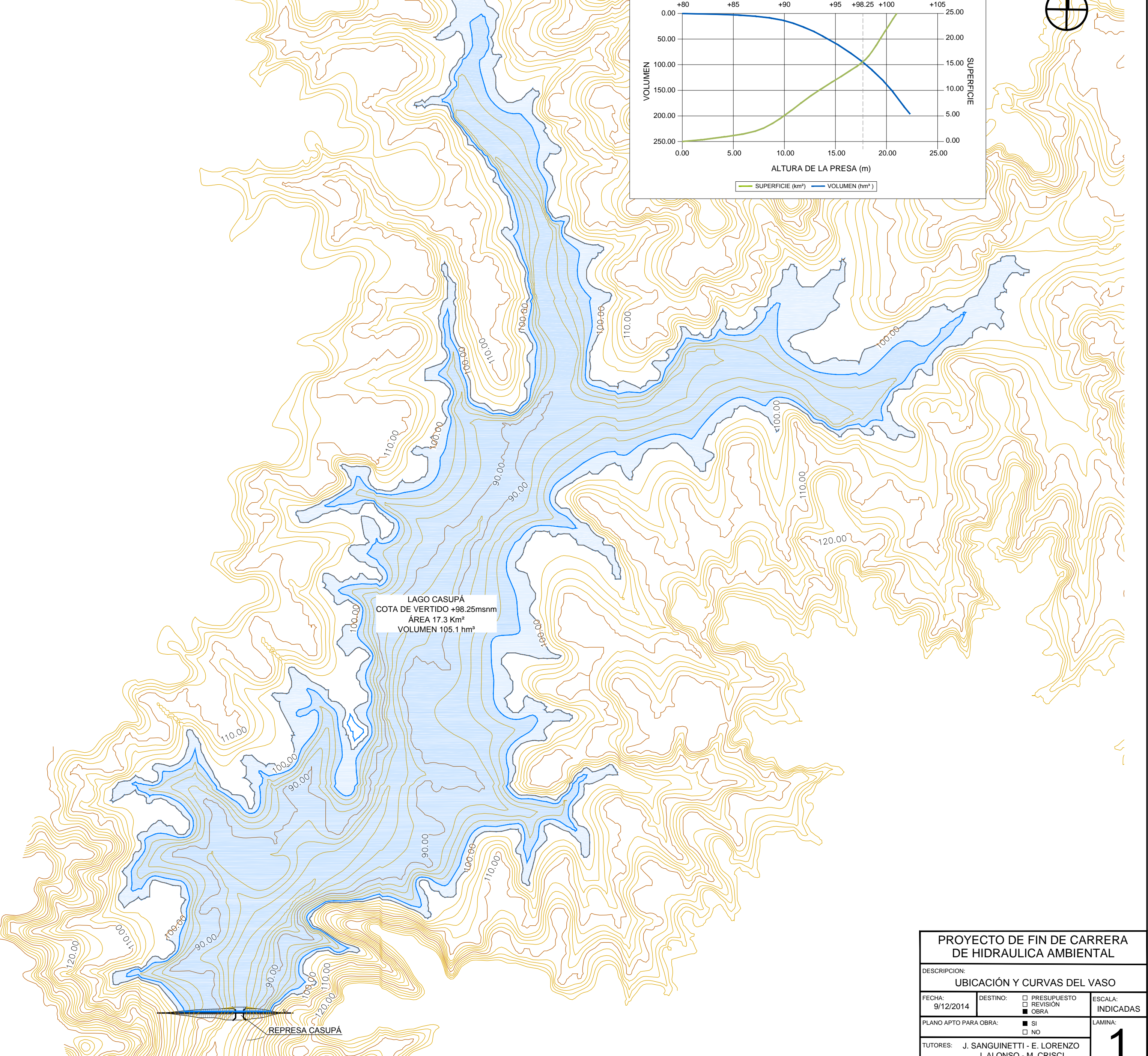
UBICACIÓN REGIONAL
Esc. 1/500.000



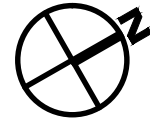
UBICACIÓN REGIONAL SOBRE GOOGLE EARTH
Esc. 1/500.000



PLANTA GENERAL
Esc. 1/30.000



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: UBICACIÓN Y CURVAS DEL VASO			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	1
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:	
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI			
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO			
			VERSIÓN 1



FLORIDA

LAGO CASUPÁ
(INUNDACIÓN)
COTA +100.44msnm
ÁREA 24.4 Km²

LAVALLEJA

- ◊ ALAMBRADO
- COTA NIVEL DEL LAGO TR 20 AÑOS
- CASAS AFECTADAS

PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION:
PADRONES AFECTADOS

FECHA:
9/12/2014

DESTINO:
☐ PRESUPUESTO
☐ REVISIÓN
☒ OBRA

ESCALA:
1/25.000

PLANO APTO PARA OBRA:
☒ SI
☐ NO

LAMINA:
2

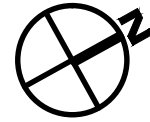
TUTORES:
J. SANGUINETTI - E. LORENZO
J. ALONSO - M. CRISCI

ESTUDIANTES:
BRUNO VOMERO
ARTURO CASTAGNINO

VERSIÓN 1

Listado de padrones a afectar en Florida					
Nº Padrón	Inundación del lago	COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
		¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Ha?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
1295	Parcial		SI		-
1297	Parcial		SI		2
1298	Parcial		SI		-
1300	Parcial		SI		-
1301	Parcial		SI		1
1391	Parcial	SI			-
1392	Parcial			SI	1
1393	Parcial		SI		-
1395	Parcial			SI	-
1396	Parcial		SI		-
4468	Parcial			SI	-
4470	Parcial			SI	-
4830	Parcial		SI		-
R 4924	Parcial		SI		-
4925	Parcial	SI			-
5215	Parcial	SI			-
5811	Parcial		SI		-
6133	Parcial		SI		-
6332	Parcial		SI		-
8682	Parcial			SI	-
10702	Total			SI	-
10703	Parcial		SI		-
10704	Parcial			SI	-
12453	Parcial		SI		-
12454	Parcial		SI		-
13258	Total			SI	1
13259	Total			SI	-
13260	Total		SI		-
13261	Total		SI		-
13262	Parcial		SI		-
13263	Parcial		SI		-
13264	Total		SI		-
13265	Parcial		SI		-
13266	Parcial		SI		1
13377	Parcial	SI		SI	-
13378	Parcial	SI		SI	-
13774	Parcial		SI		-
13824	Parcial	SI		SI	4
13825	Parcial		SI		-
13843	Total		SI		-
14123	Parcial	SI		SI	-
14254	Parcial			SI	1
15425	Total		SI		-
B 10000435	Parcial		SI		-
* 10000129	Parcial		SI		-

Estado de padrones a afectar en Lavalleja					
		COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
Nº Padrón	Inundación del lago en padrón	¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Ha?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
72	Parcial	SI			-
76	Parcial		SI		1
83	Parcial			SI	-
84	Parcial		SI		-
88	Parcial	SI			-
95	Parcial	SI			-
111	Parcial		SI		-
112	Parcial	SI			-
114	Parcial	SI			-
116	Parcial	SI			-
117	Parcial	SI			-
118	Parcial	SI			-
164	Parcial		SI		1
5709	Parcial			SI	4
10048	Parcial	SI			-
10049	Parcial		SI		-
10050	Parcial		SI		-
10051	Parcial		SI		1
11689	Parcial	SI			-
11690	Parcial	SI			-
14098	Parcial	SI			-



FLORIDA

LAGO CASUPÁ
(INUNDACIÓN)
COTA +100.44msnm
ÁREA 24.4 Km²

LAVALLEJA

Listado de padrones a afectar en Florida					
Nº Padrón	Inundación del lago	COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
		¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Ha?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
1295	Parcial		SI		-
1297	Parcial		SI		2
1298	Parcial		SI		-
1300	Parcial		SI		-
1301	Parcial		SI		1
1391	Parcial	SI			-
1392	Parcial			SI	1
1393	Parcial			SI	-
1395	Parcial			SI	-
1396	Parcial		SI		-
4468	Parcial			SI	-
4470	Parcial			SI	-
4830	Parcial		SI		-
R 4924	Parcial		SI		-
4925	Parcial	SI			-
5215	Parcial	SI			-
5811	Parcial			SI	-
6133	Parcial		SI		-
6332	Parcial		SI		-
8682	Parcial			SI	-
10702	Total			SI	-
10703	Parcial		SI		-
10704	Parcial			SI	-
12453	Parcial			SI	-
12454	Parcial			SI	-
13258	Total			SI	1
13259	Total			SI	-
13260	Total			SI	-
13261	Parcial			SI	-
13262	Parcial		SI		-
13263	Parcial		SI		-
13264	Total		SI		-
13265	Parcial		SI		-
13266	Parcial			SI	1
13377	Parcial		SI		-
13378	Parcial		SI		-
13774	Parcial			SI	-
13824	Parcial		SI		-
13825	Parcial		SI		1
13843	Total			SI	-
14123	Parcial		SI		-
14254	Parcial	SI			-
152425	Total			SI	-
B 10000435	Parcial		SI		-
* 10000129	Parcial		SI		-

Listado de padrones a afectar en Lavalleja					
Nº Padrón	Inundación del lago en padrón	COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
		¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Ha?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
72	Parcial	SI			-
76	Parcial		SI		1
83	Parcial			SI	-
84	Parcial			SI	-
88	Parcial		SI		-
95	Parcial		SI		-
111	Parcial		SI		-
112	Parcial		SI		-
114	Parcial		SI		-
116	Parcial		SI		-
117	Parcial		SI		-
118	Parcial	SI			-
164	Parcial		SI		1
5709	Parcial			SI	4
10048	Parcial		SI		-
10049	Parcial		SI		-
10050	Parcial		SI		-
10051	Parcial		SI		1
11689	Parcial		SI		-
11690	Parcial		SI		-
14098	Parcial		SI		-

ALAMBRADO

COTA NIVEL DEL LAGO TR 20 AÑOS

ÁREA EXPROPIADA 29.0 km²

CASAS AFECTADAS

PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION:
ÁREA A EXPROPIAR

FECHA:
24/12/2014

DESTINO:
PRESUPUESTO
REVISIÓN
OBRA

ESCALA:
1/25.000

LAMINA:
3

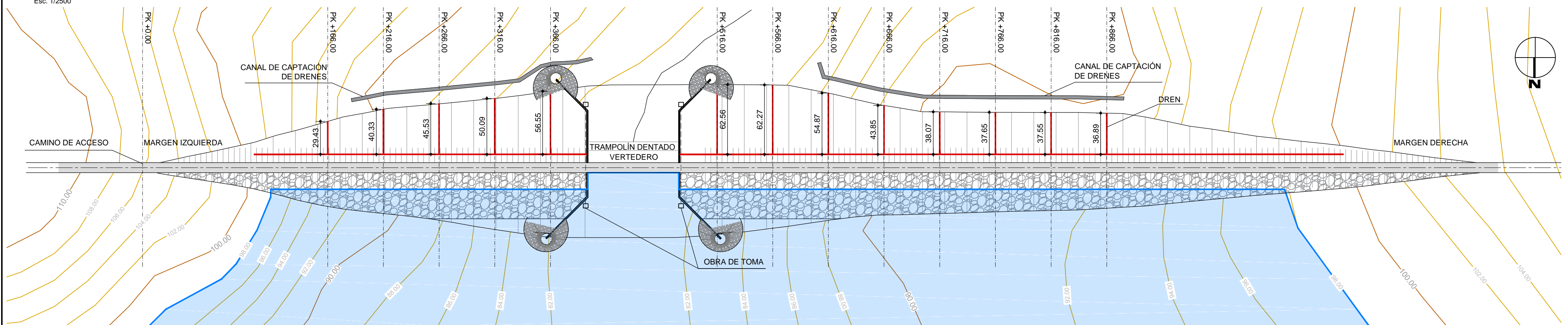
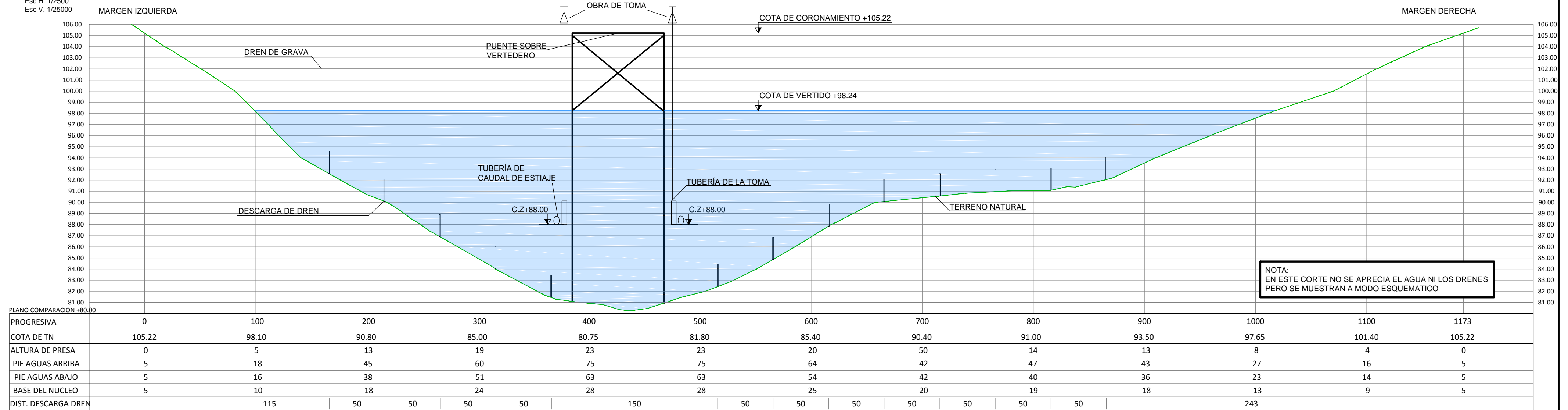
PLANO APTO PARA OBRA:
SI
NO

TUTORES:
J. SANGUINETTI - E. LORENZO
J. ALONSO - M. CRISCI

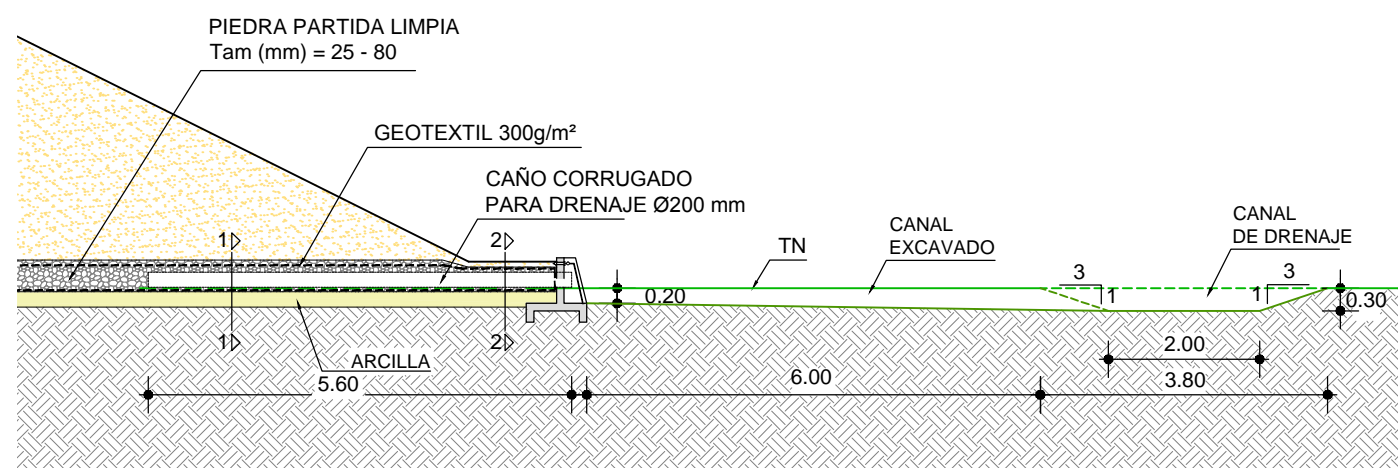
ESTUDIANTES:
BRUNO VOMERO
ARTURO CASTAGNINO

VERSIÓN 1

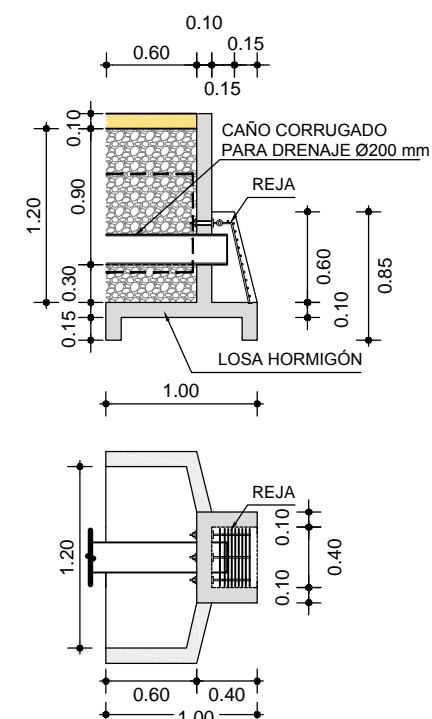
PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE
Esc H. 1/2500
Esc V. 1/25000



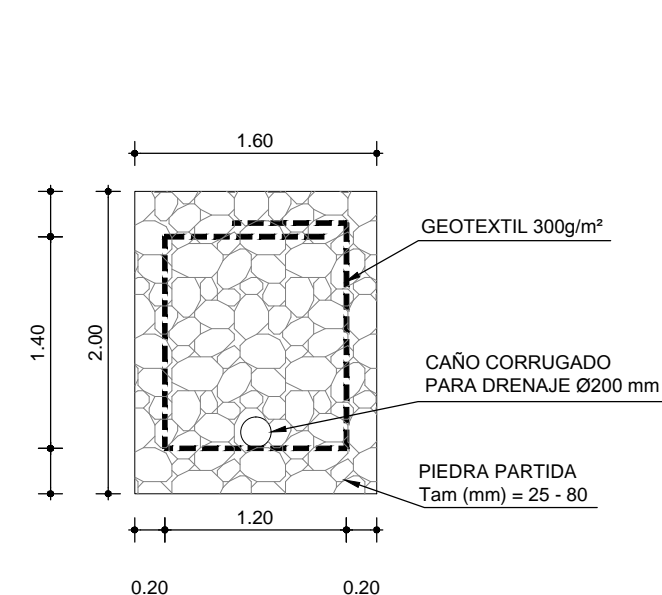
DESCARGA DE DREN - CROQUIS TRANSVERSAL
ESC. 1/100



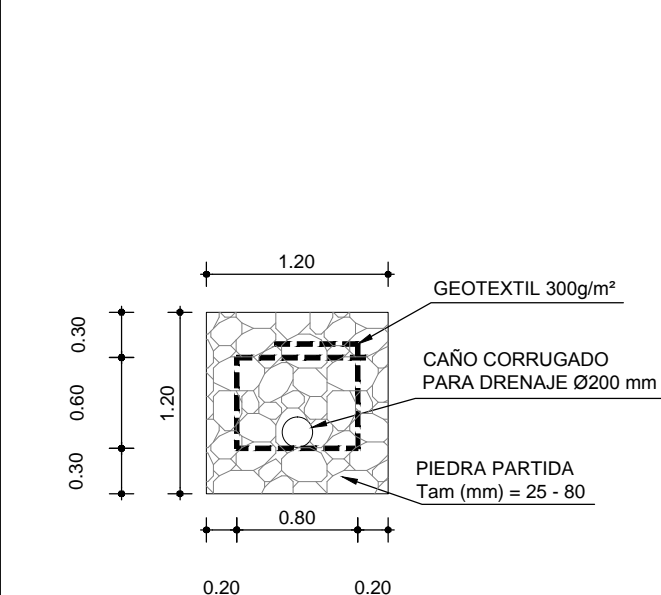
CÁMARA DE DESCARGA
ESC. 1/50











CORTE 1 1 - SALIDAS DE DREN
ESC. 1/50



CORTE 2 2 - SALIDAS DE DREN
ESC. 1/50

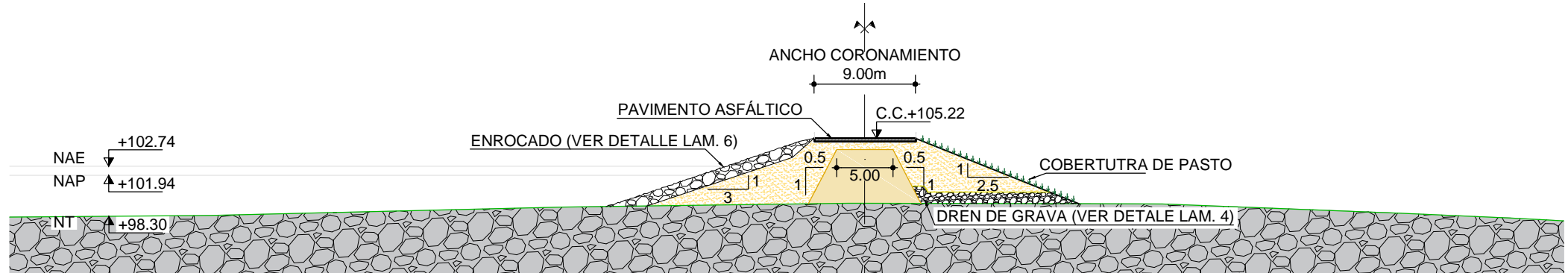


REFERENCIAS			
	GRAVA GP		HORMIGÓN VISTO
	ENROCADO		HORMIGÓN PROYECTADO
	ARCILLA CL		ROCA DEL TERRENO
	ARENA SP		COBERTURA DE PASTO

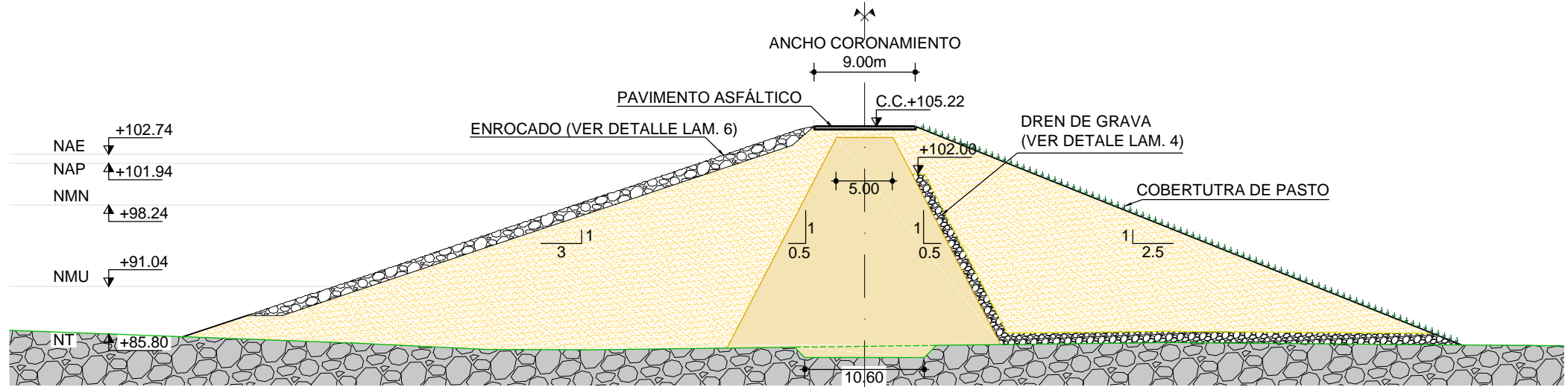
PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION: PLANTA DE DRENES PERFIL LONGITUDINAL DEL DIQUE		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA: 4
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI		
ESTUDIANTES:	BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	VERSIÓN 1

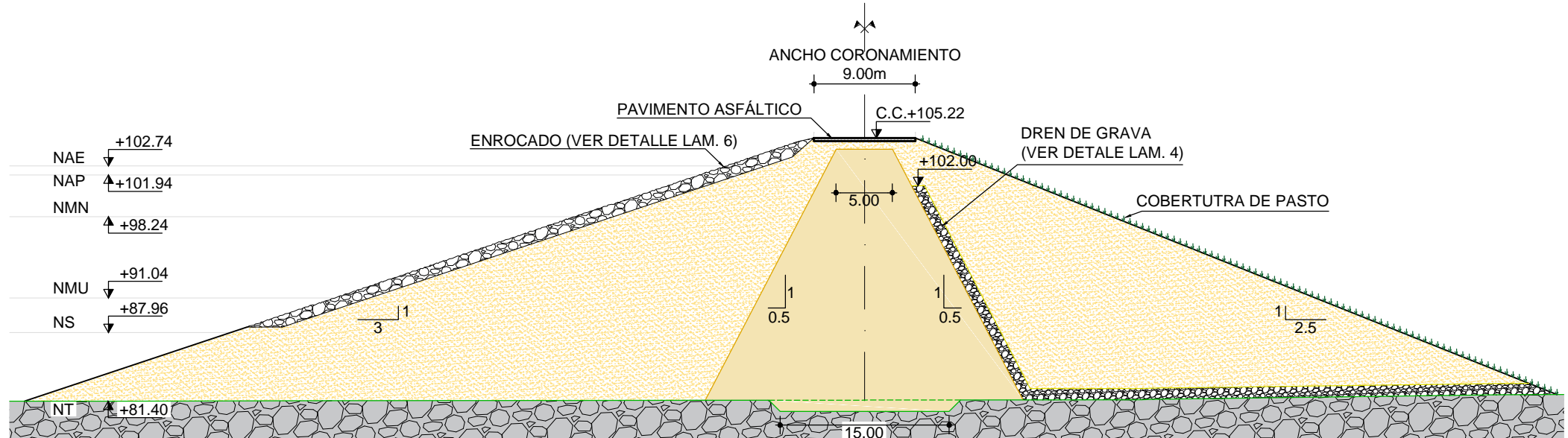
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +100.00m
Esc. 1/500



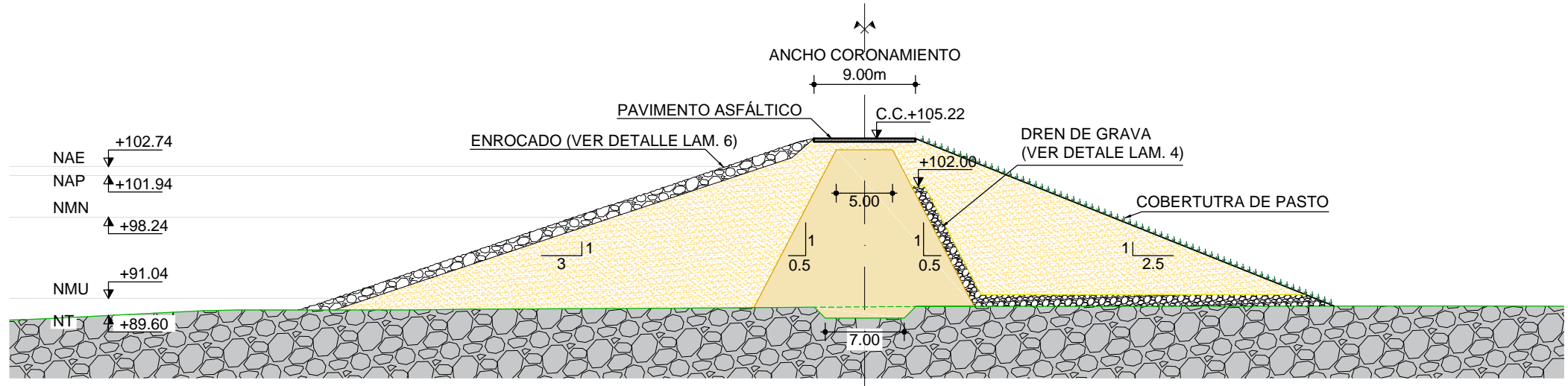
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +300.00m
Esc. 1/500



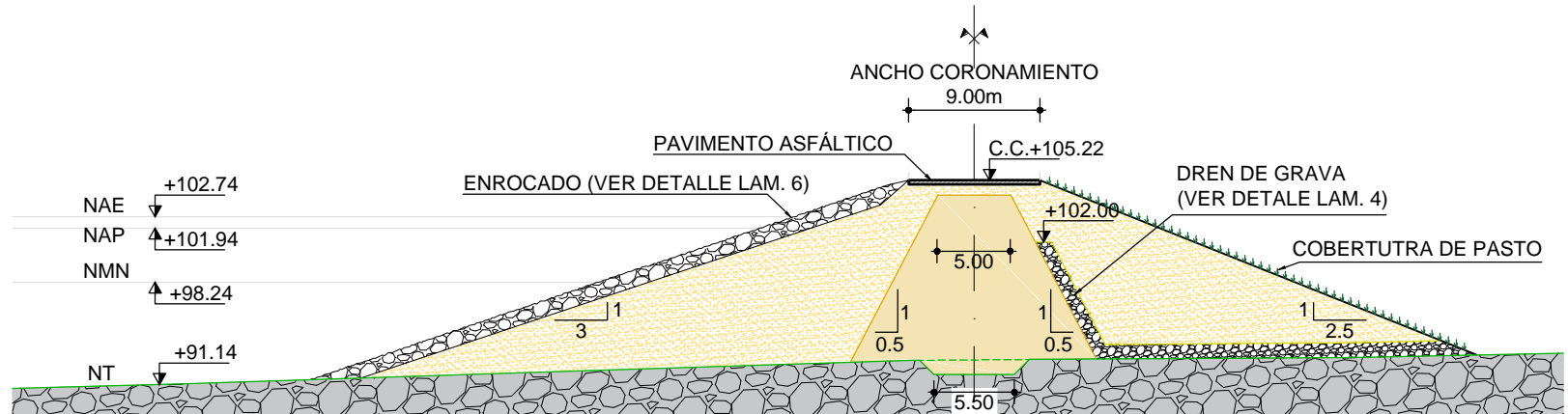
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +500.00m
Esc. 1/500



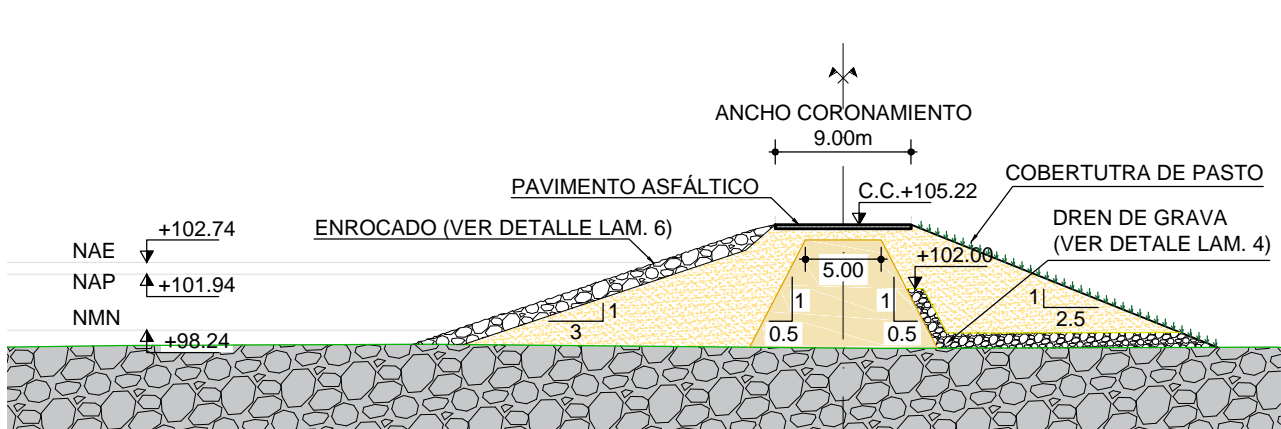
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +700.00m
Esc. 1/500



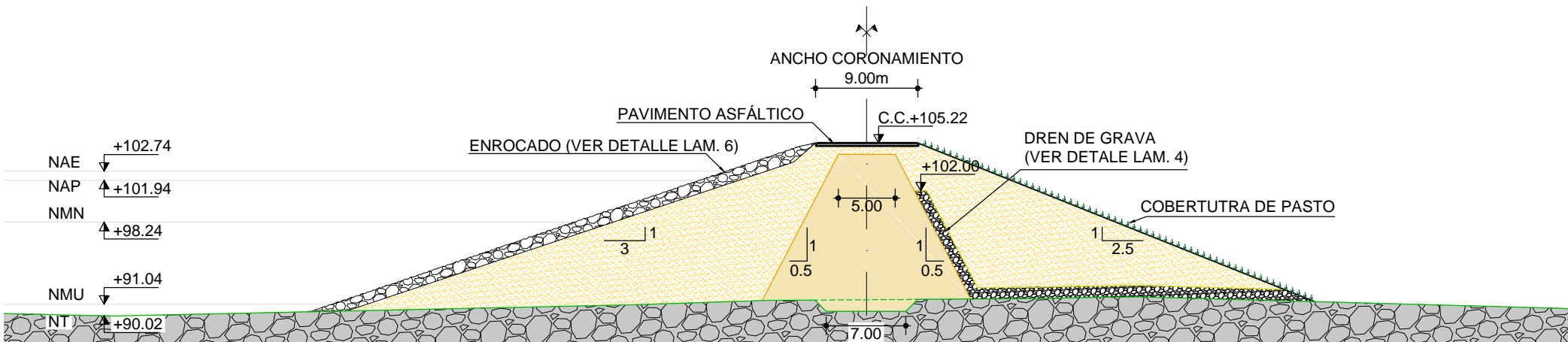
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +900.00m
Esc. 1/500



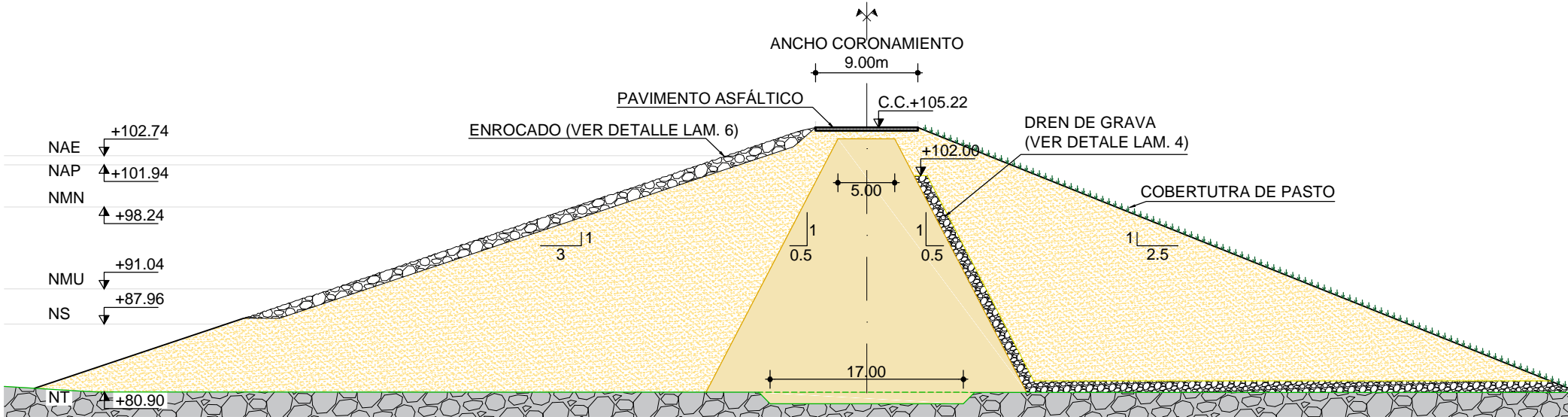
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +1000.00m
Esc. 1/500



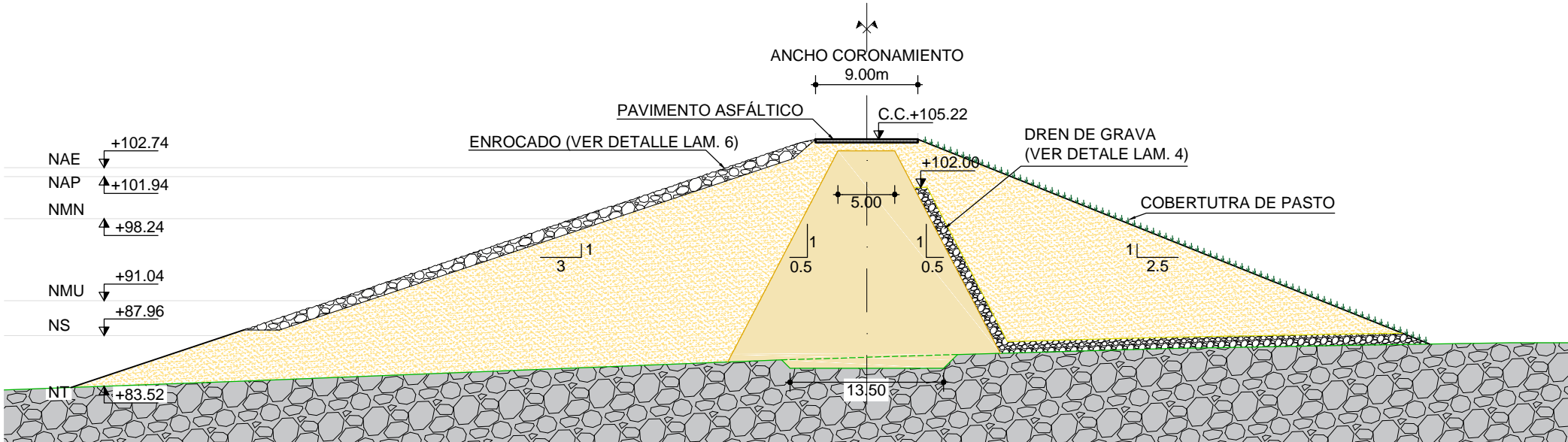
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +200.00m
Esc. 1/500



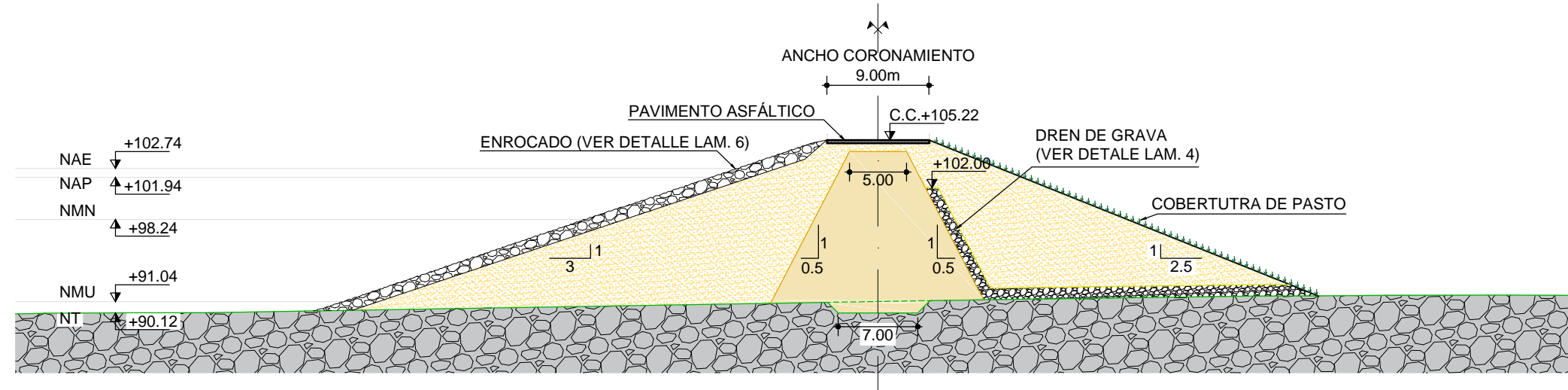
SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +400.00m
Esc. 1/500



SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +600.00m
Esc. 1/500



SECCIÓN TRANSVERSAL - PK +800.00m
Esc. 1/500



NOMENCLATURA

NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU - NIVEL MINIMO UTIL
NS - NIVEL SEDIMENTOS

REFERENCIAS

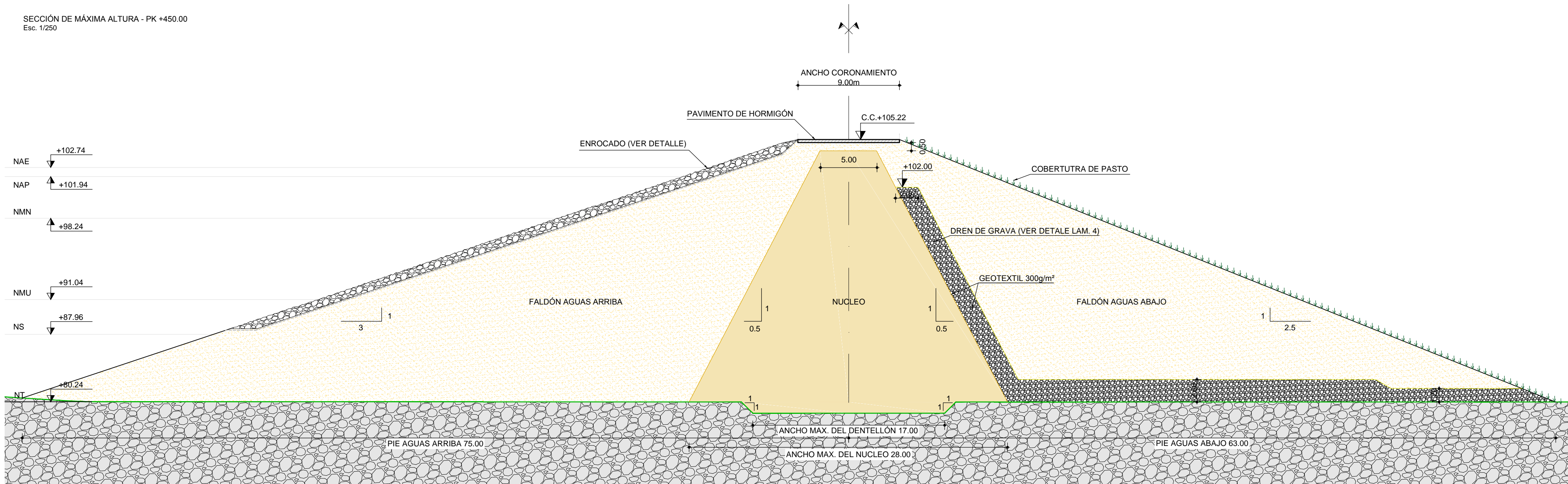
- | | |
|------------|---------------------|
| GRAVA GP | HORMIGÓN VISTO |
| ENROCADO | HORMIGÓN PROYECTADO |
| ARCILLA CL | ROCA DEL TERRENO |
| ARENA SP | COBERTURA DE PASTO |

NOTA:
EN ESTOS CORTES NO SE APRECIAN LAS DESCARGAS DEL
DRENES PERO SE MUESTRAN A MODO ESQUEMATICO.
UBICACIÓN Y DETALLES EN LÁMINA 4

PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

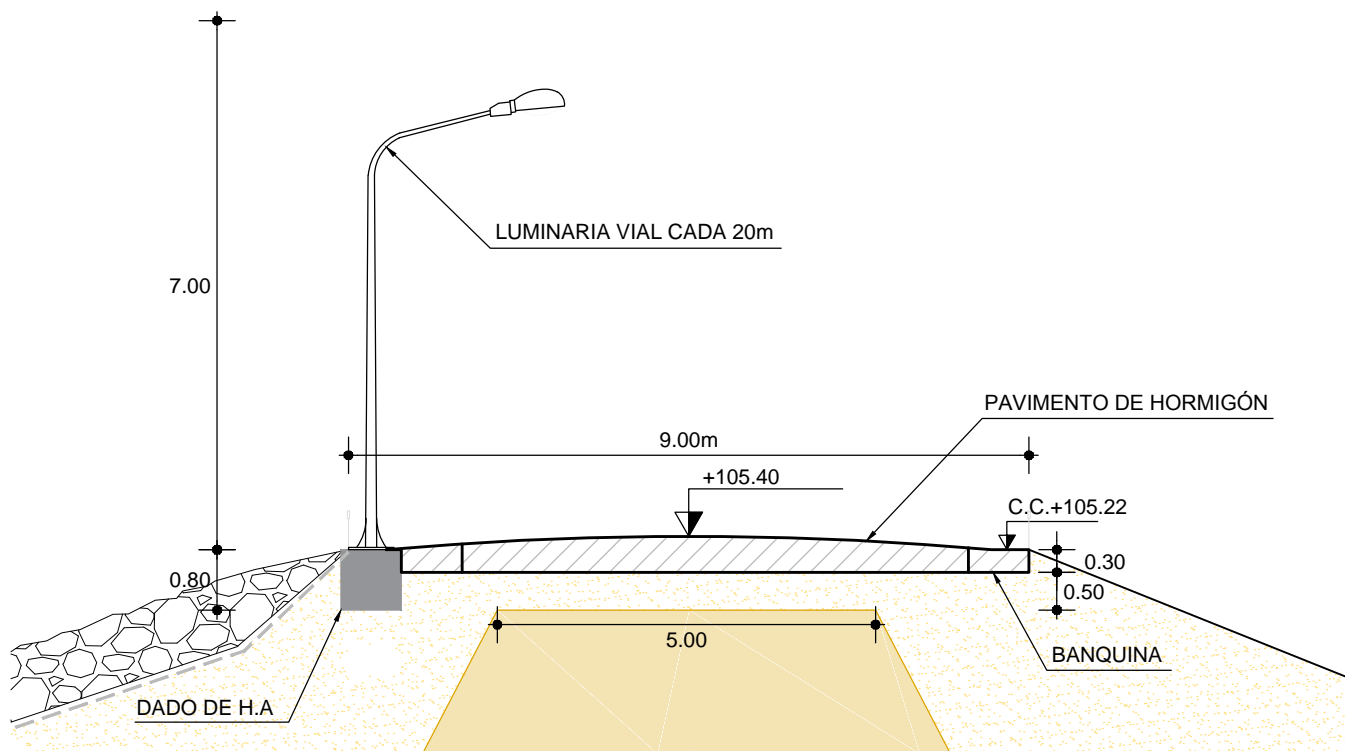
DESCRIPCION: SECCIONES DEL DIQUE			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	LÁMINA: 5 VERSIÓN 1
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO		
TUTORES:	J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI		
ESTUDIANTES:	BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		

SECCIÓN DE MÁXIMA ALTURA - PK +450.00
Esc. 1/250

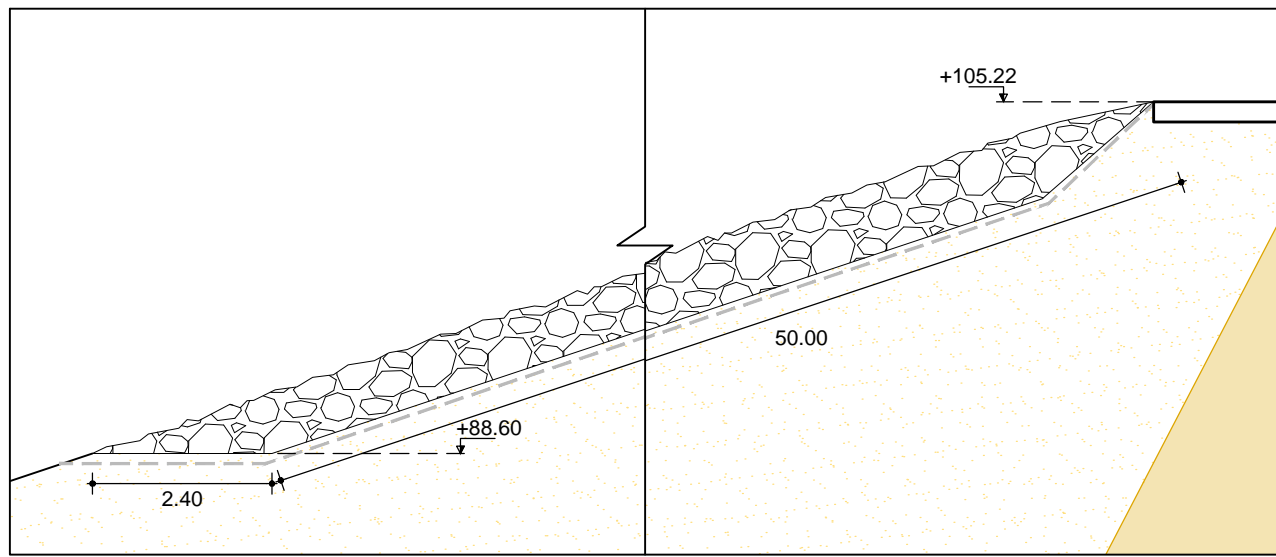


NOTA: LA SECCIÓN DE MÁXIMA ALTURA NO CONSIDERA EL VERTEDERO

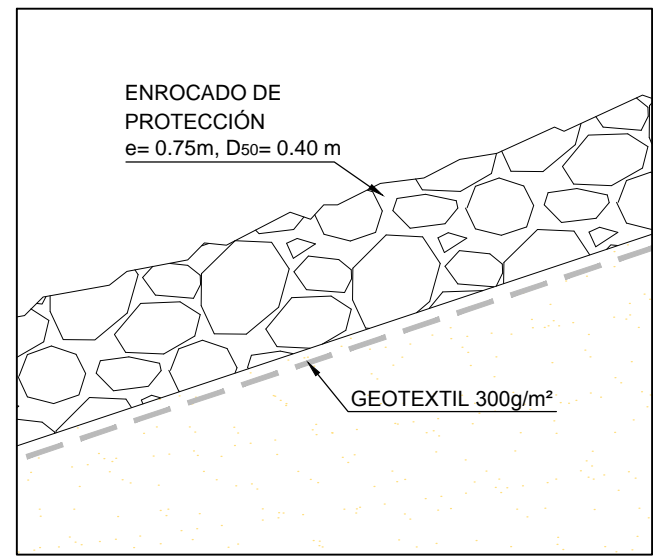
DETALLE PAVIMENTADO DEL CAMINO
ESCALA: 1/50



DETALLE ENROCADO
ESCALA: 1/100



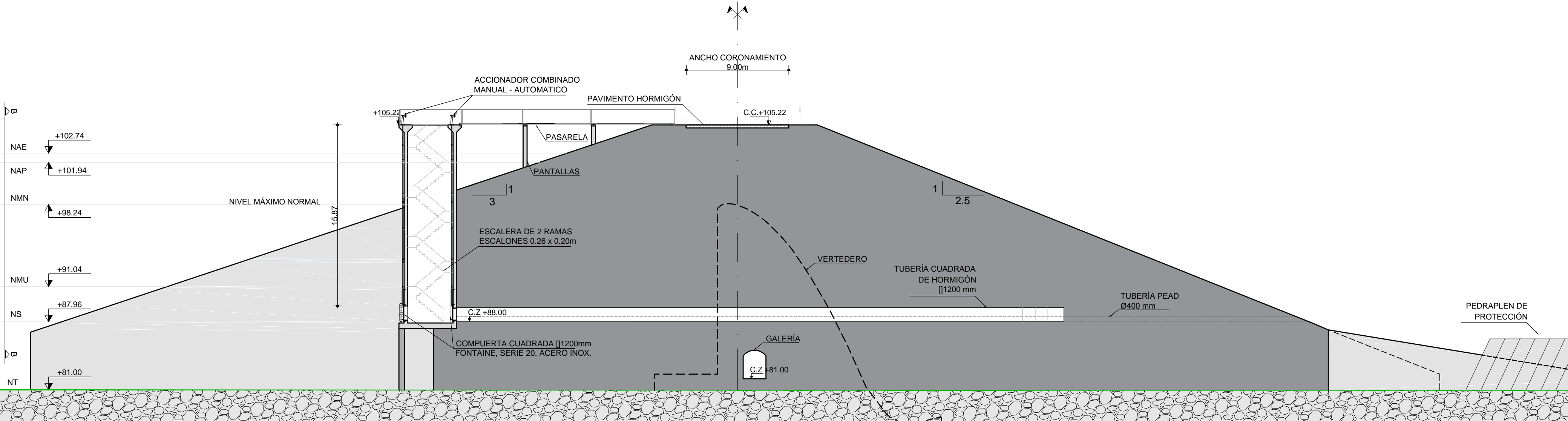
DETALLE ENROCADO
ESCALA: 1/50



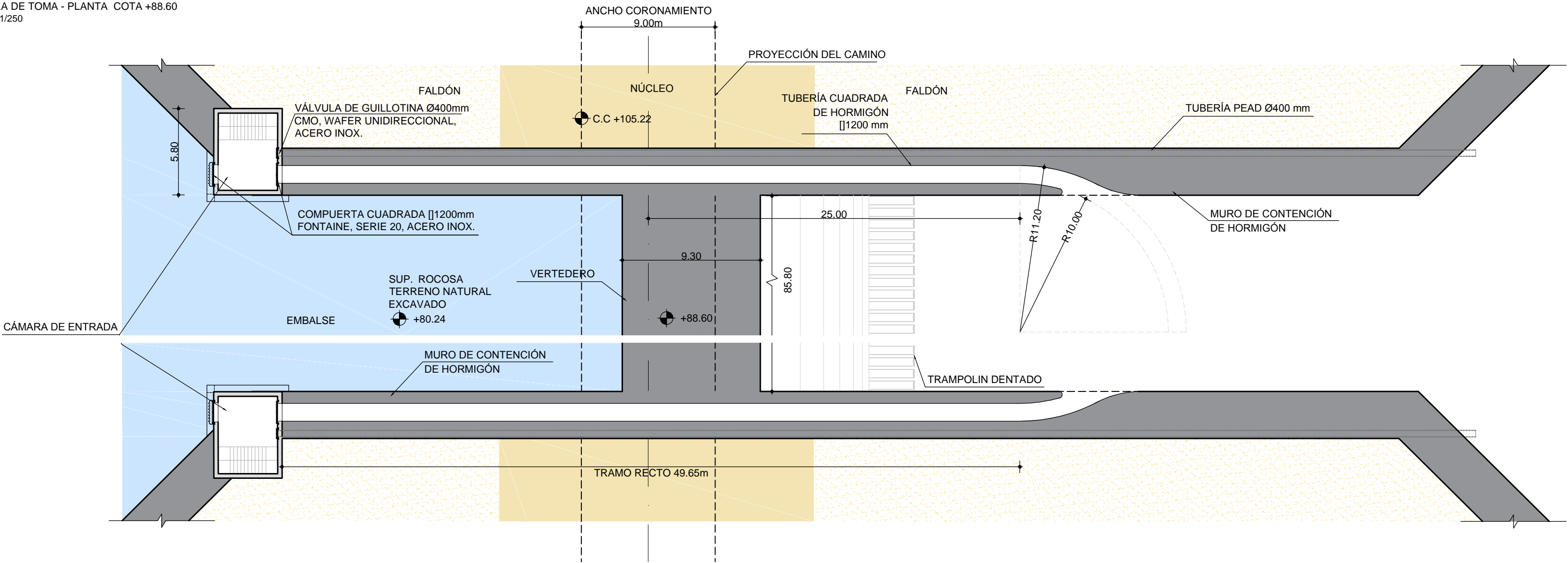
NOMENCLATURA	
NAE	- NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP	- NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN	- NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU	- NIVEL MINIMO UTIL
NS	- NIVEL SEDIMENTOS

REFERENCIAS	
	GRAVA GP
	ENROCADO
	ARCILLA CL
	ARENA SP
	HORMIGÓN VISTO
	HORMIGÓN PROYECTADO
	ROCA DEL TERRENO
	COBERTURA DE PASTO

PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL		
DESCRIPCION: SECCIÓN DE MÁX. ALTURA DETALLES DE TERMINACIÓN		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISIÓN <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	LAMINA: 6
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	VERSIÓN 1	



OBRA DE TOMA - PLANTA COTA +88.60
Esc. 1/250

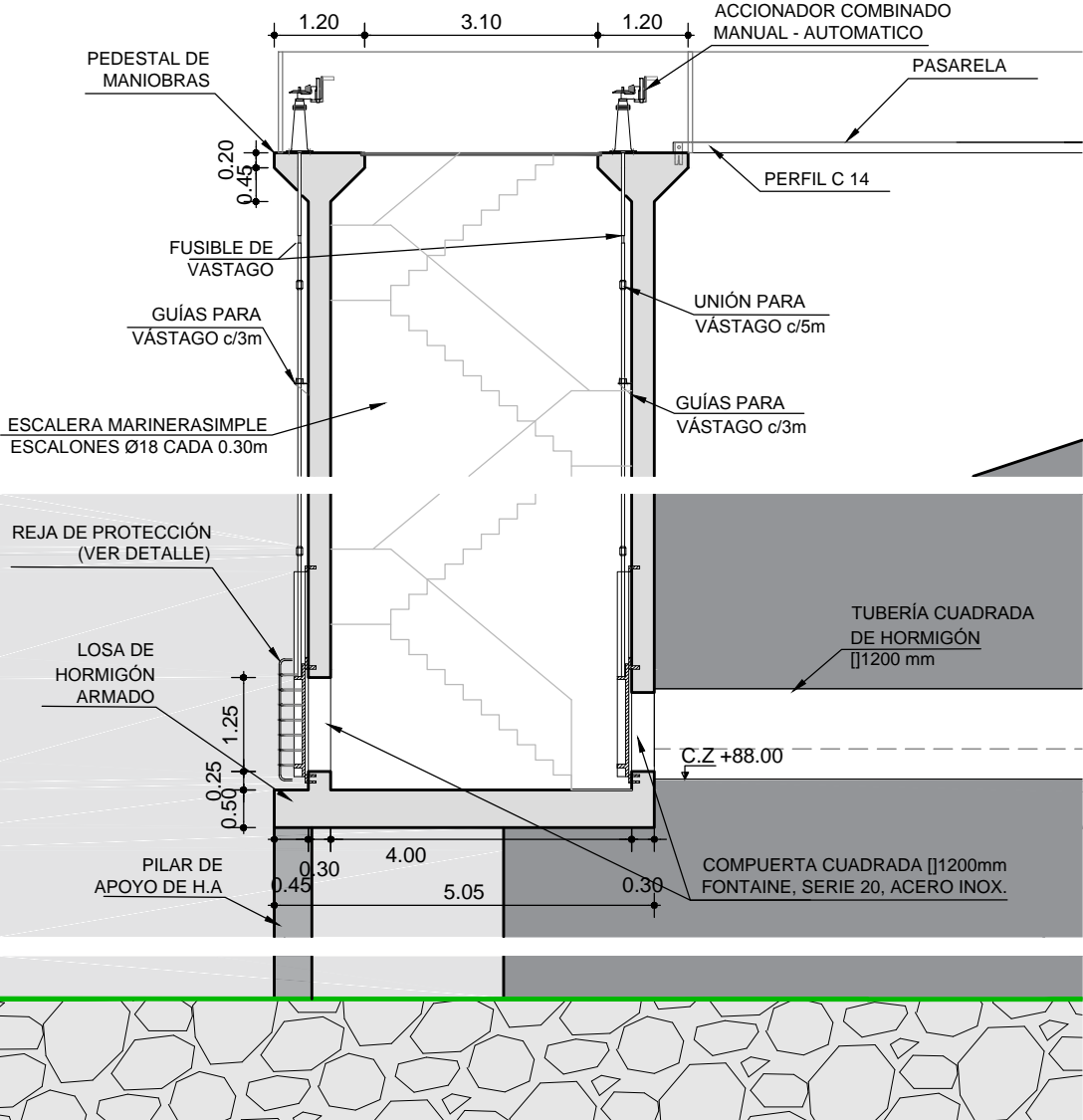


NOMENCLATURA	
NAE	- NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP	- NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN	- NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU	- NIVEL MINIMO UTIL
NS	- NIVEL SEDIMENTOS

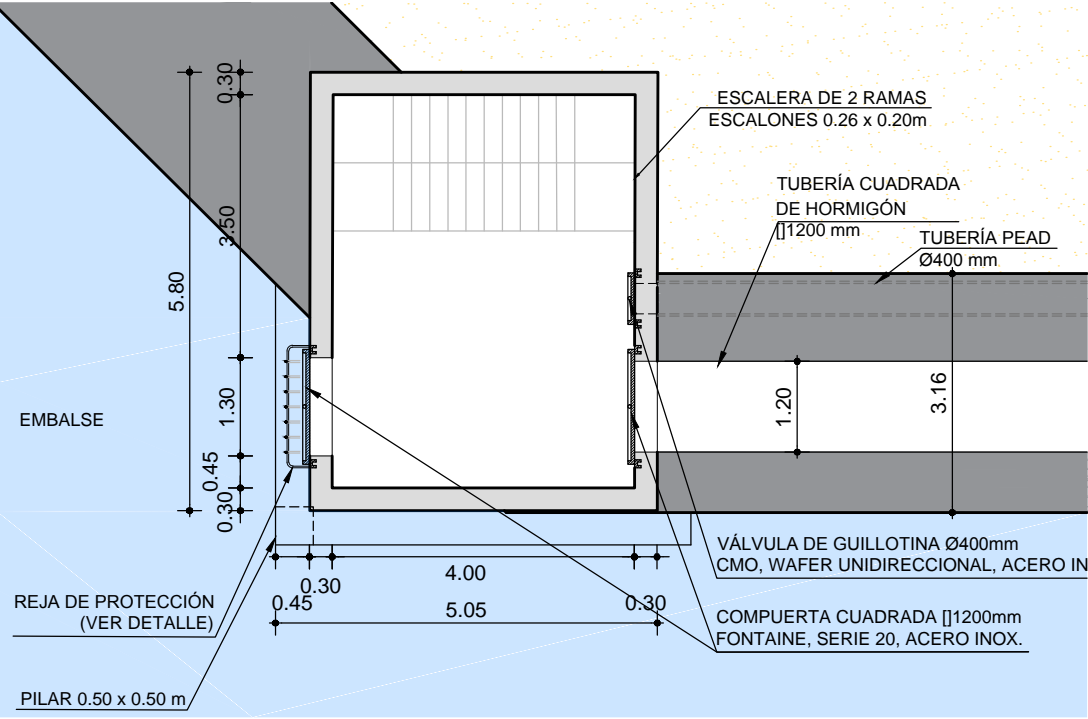
REFERENCIAS	
	GRAVA GP
	ENROCADO
	ARCILLA CL
	ARENA SP
	HORMIGÓN VISTO
	HORMIGÓN PROYECTADO
	ROCA DEL TERRENO
	COBERTURA DE PASTO

PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: OBRA DE TOMA - PLANTA Y SECCIÓN			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	7
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:		
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI			
ESTUDIANTES:	BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		VERSIÓN 1

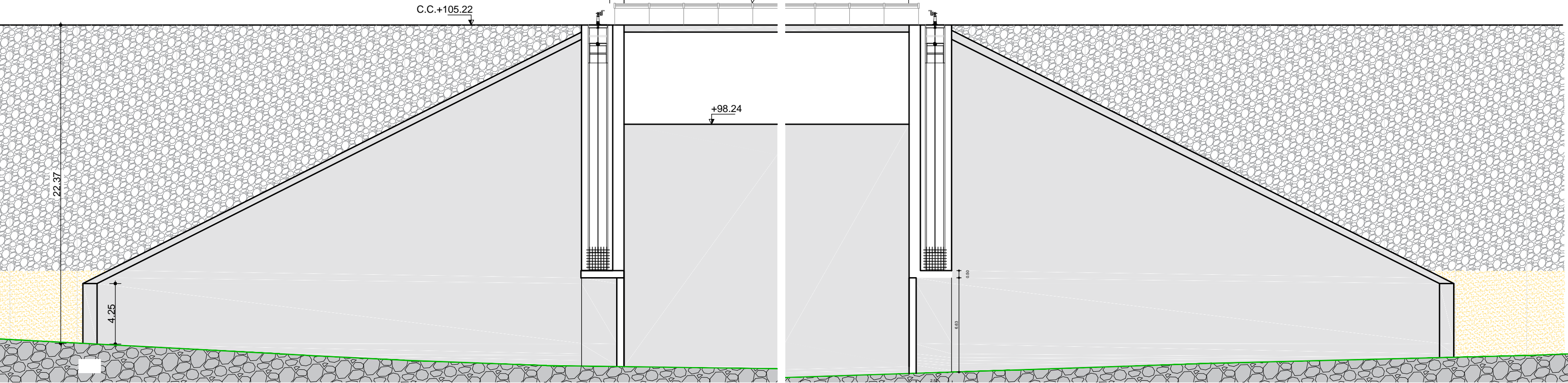
SECCIÓN OBRA DE TOMA - DETALLE ENTRADA
Esc. 1/100



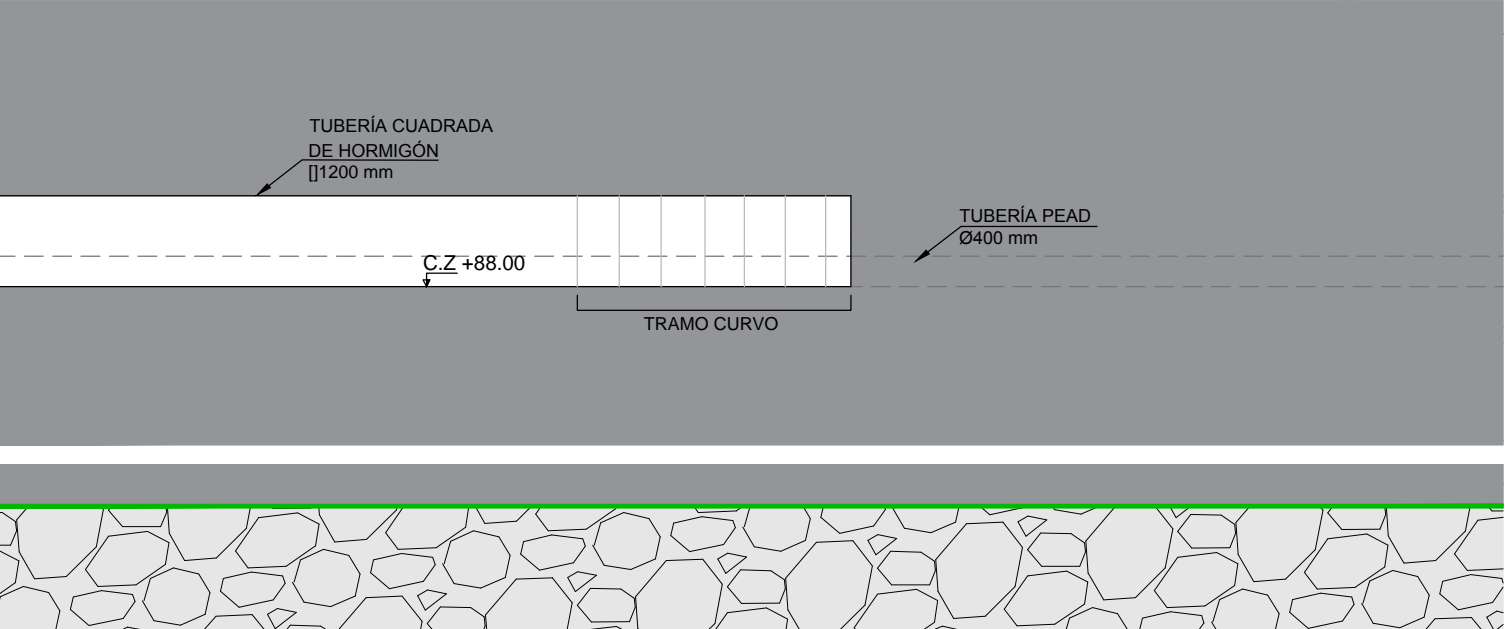
PLANTA OBRA DE TOMA - DETALLE ENTRADA COTA + 88.60
Esc. 1/100



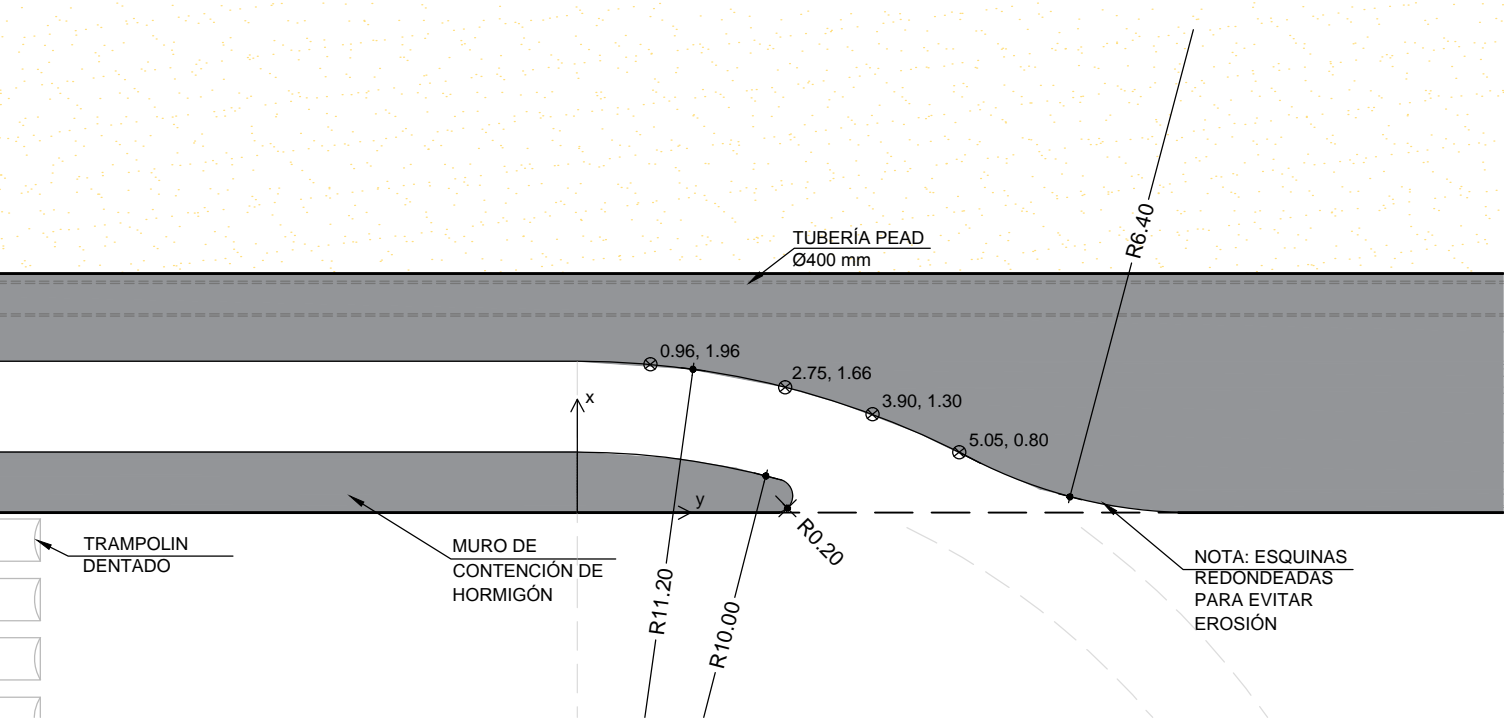
OBRA DE TOMA - VISTA FRONTAL A-A
Esc. 1/250



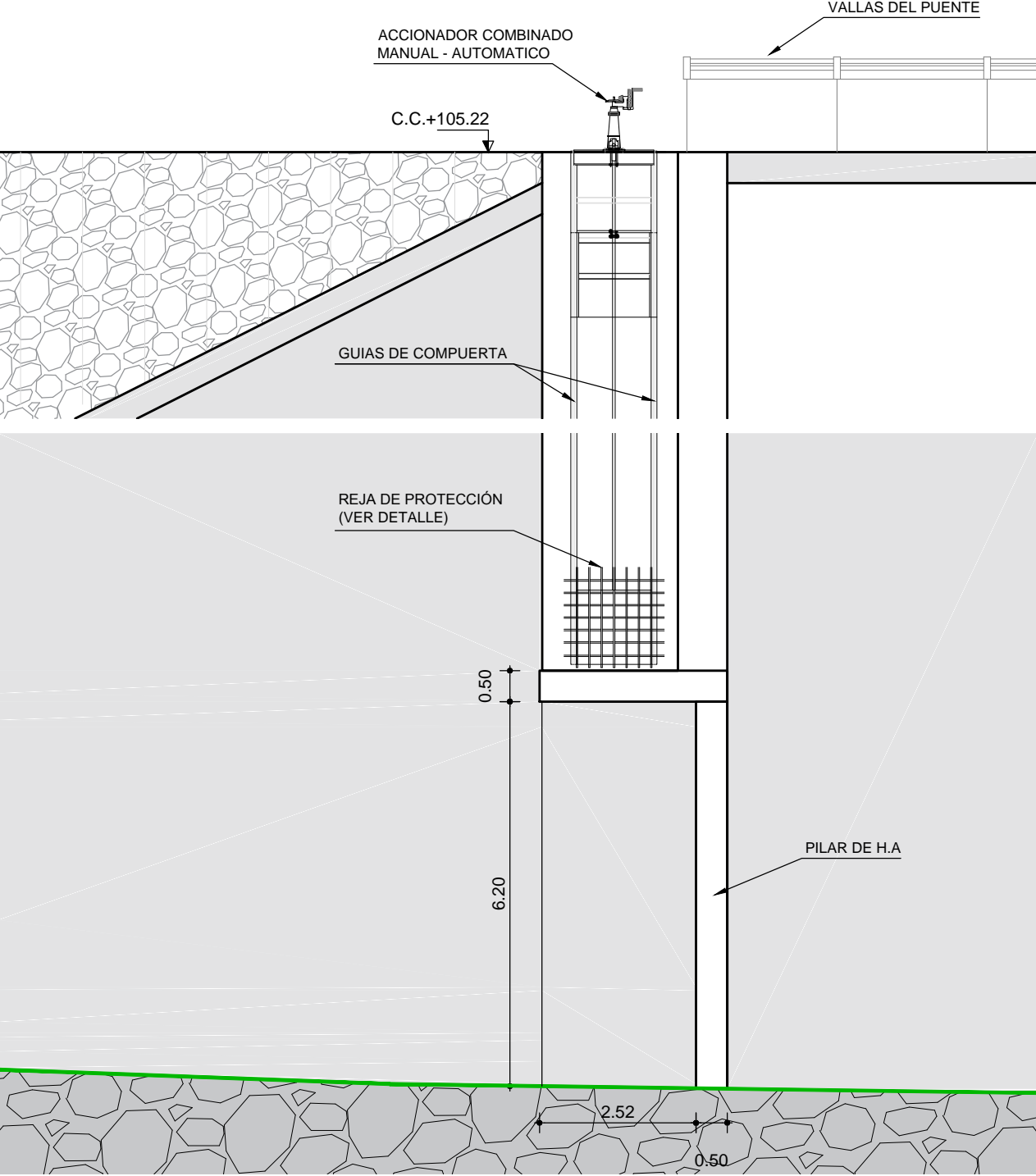
SECCIÓN OBRA DE TOMA - DETALLE SALIDA
Esc. 1/100



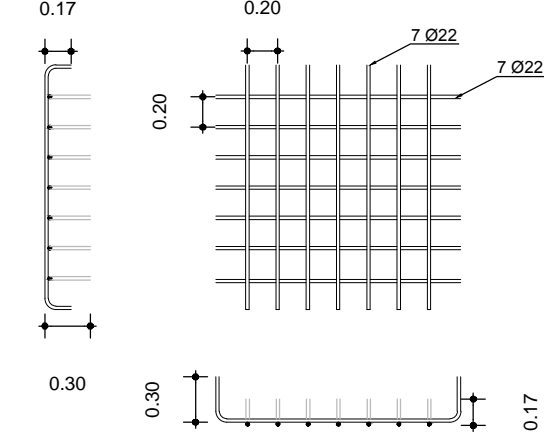
PLANTA OBRA DE TOMA - DETALLE SALIDA COTA + 88.60
Esc. 1/100



OBRA DE TOMA - VISTA FRONTAL A-A - DETALLE
Esc. 1/100



REJA DE PROTECCIÓN - DETALLE
Esc. 1/100



NOMENCLATURA

NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU - NIVEL MINIMO UTIL
NS -NIVEL SEDIMENTOS

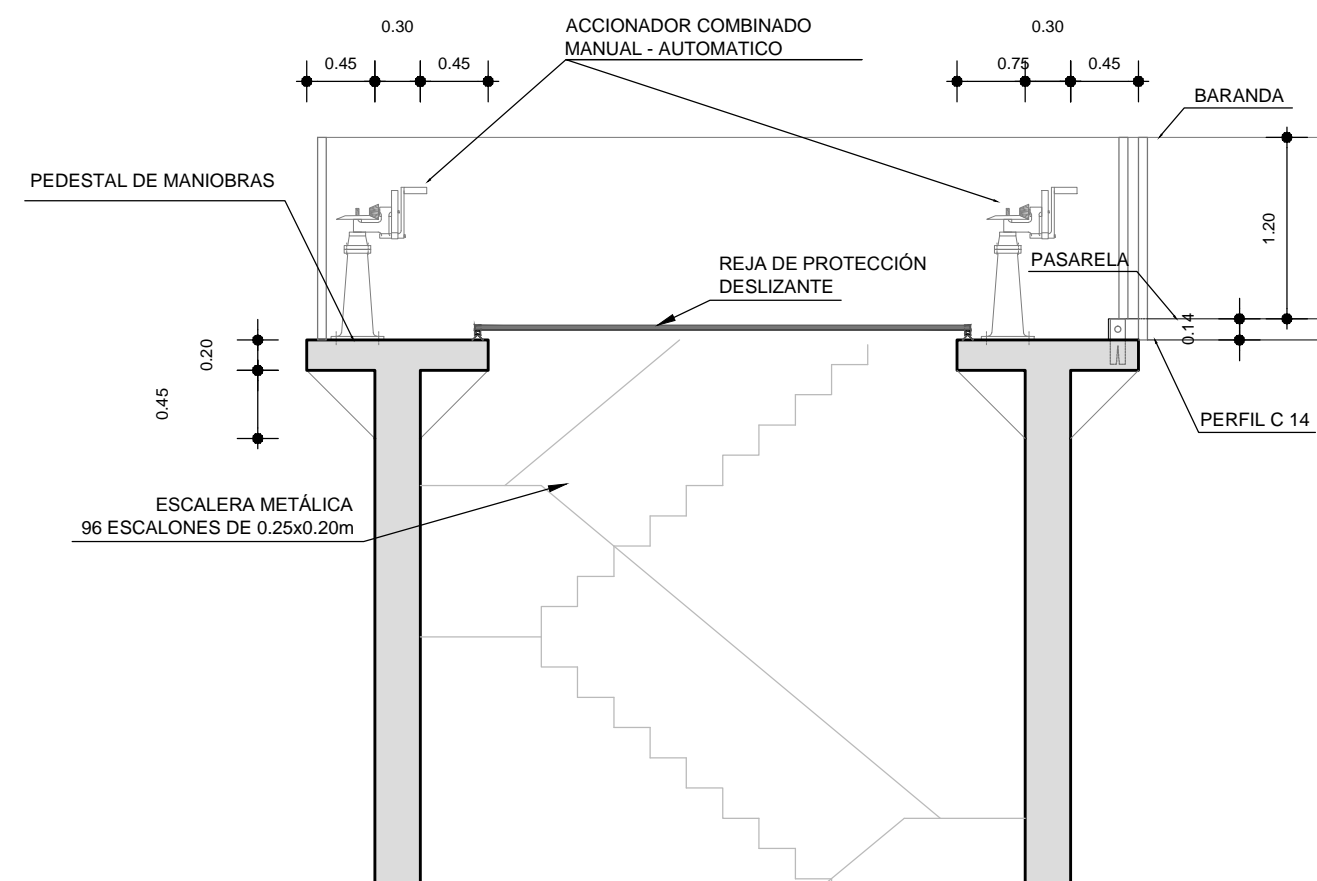
REFERENCIAS

GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

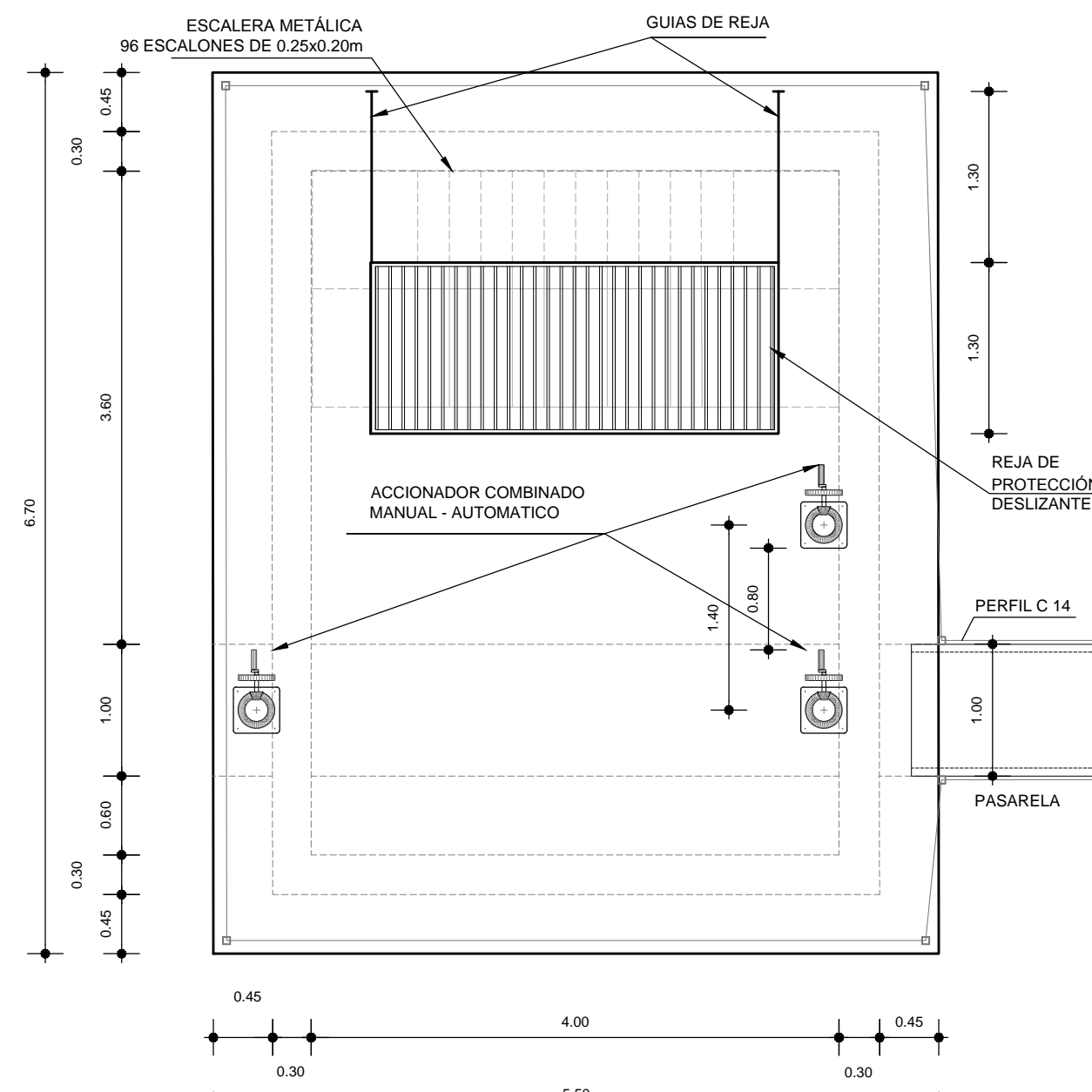
PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION: DETALLES OBRA DE TOMA		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA: 8
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI		
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	VERSIÓN 1	

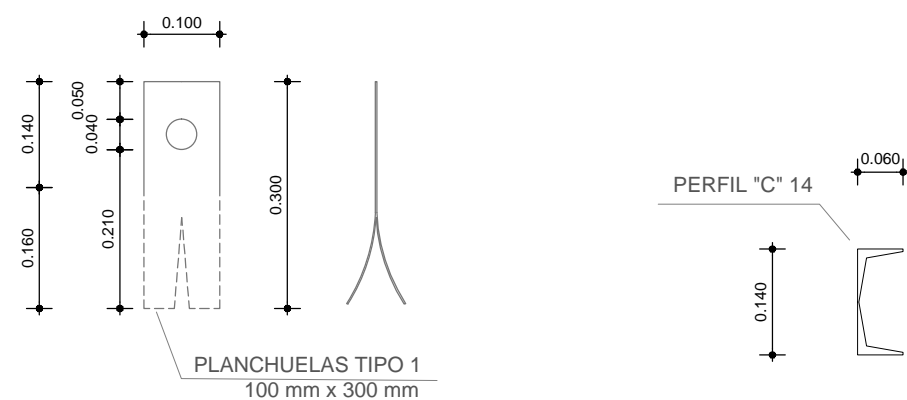
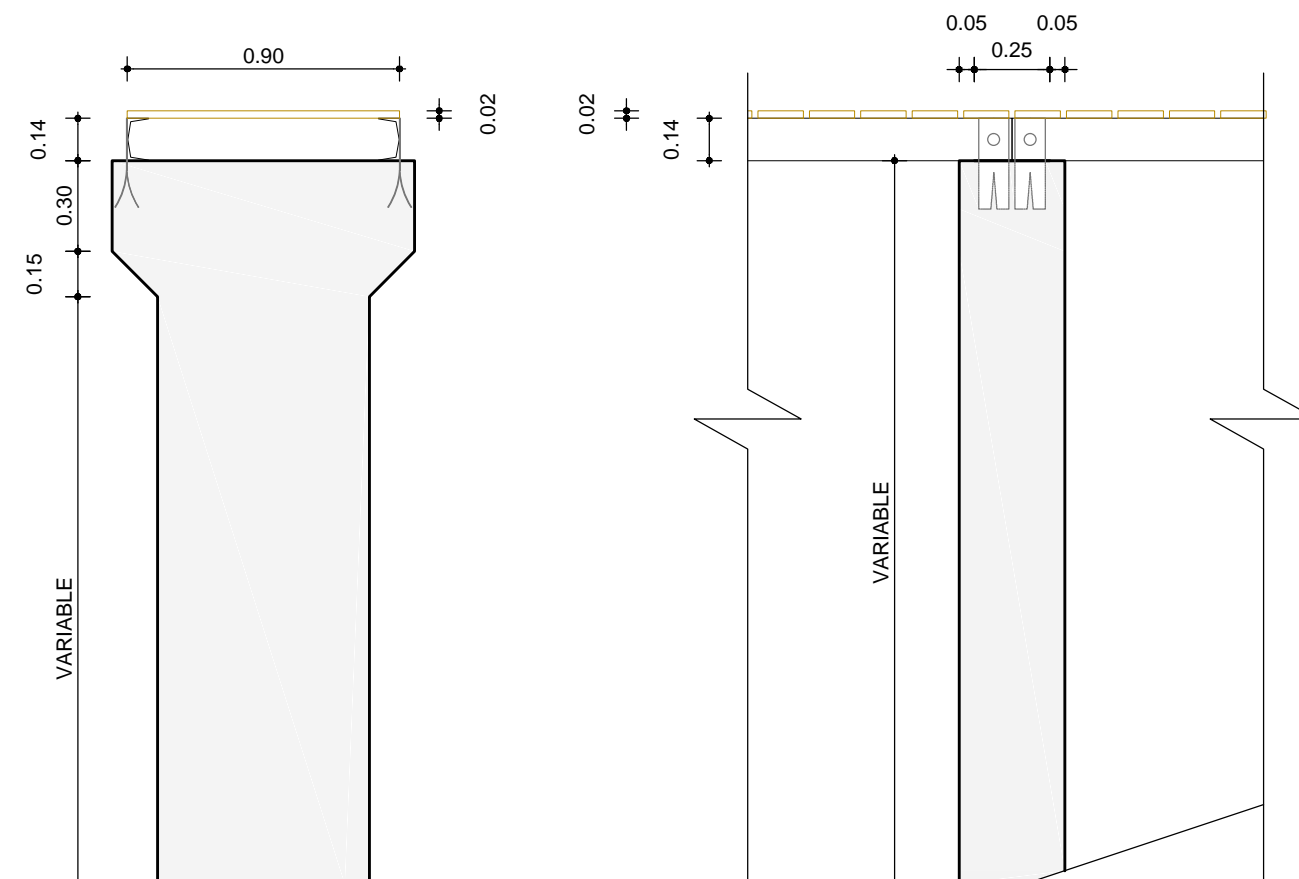
SECCIÓN LOSA DE MANIOBRA
ESC. 1/50



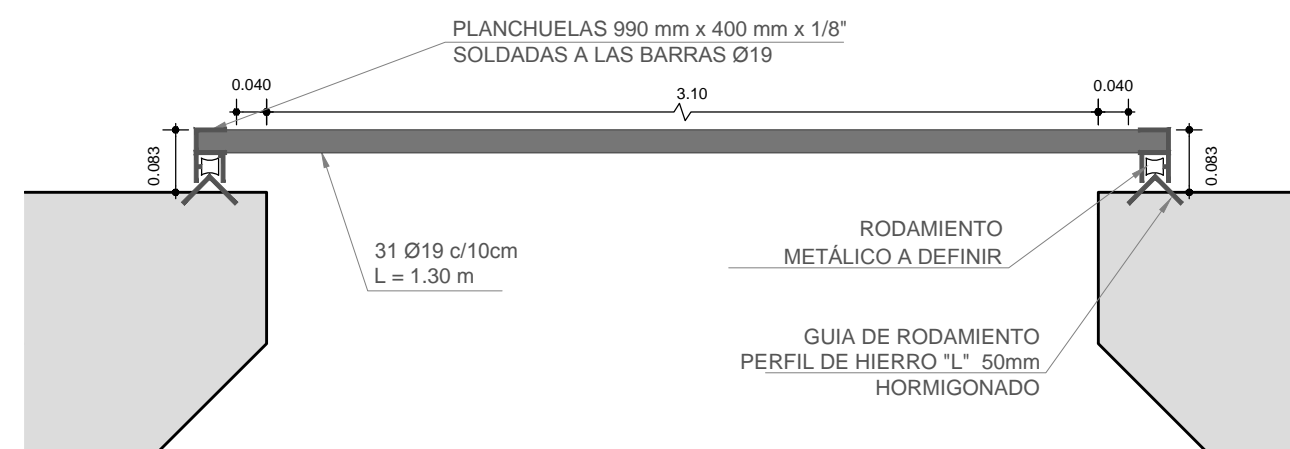
PLANTA LOSA DE MANIOBRA
ESC. 1/50



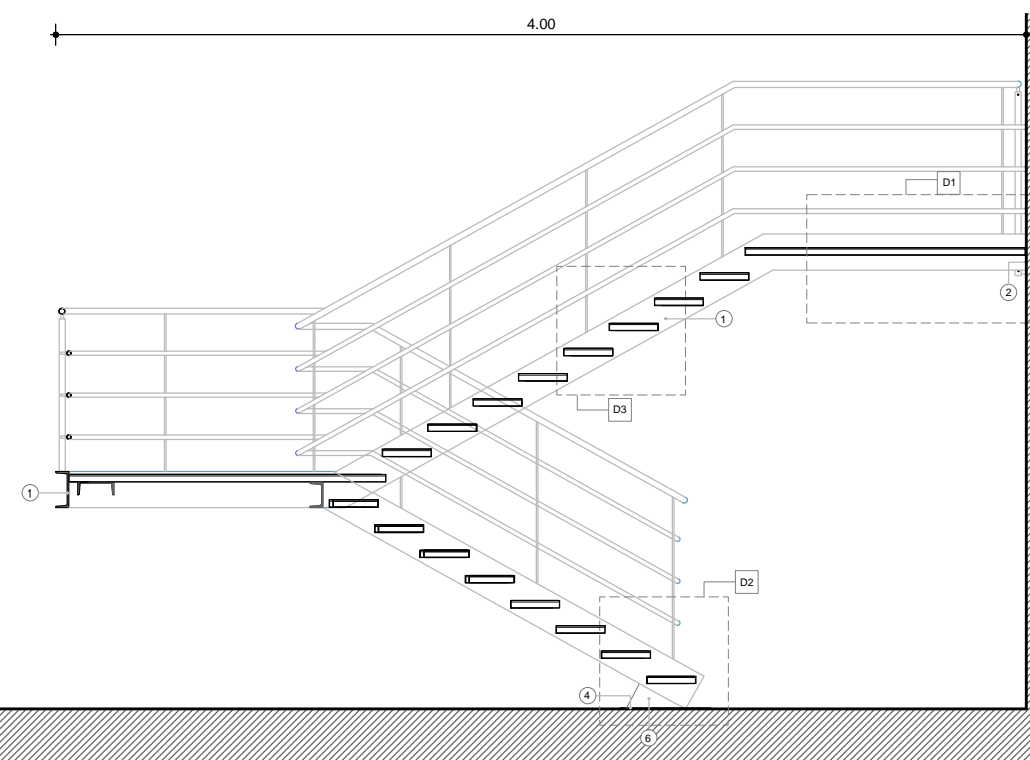
DETALLES HERRERÍA
ESC. 1/10

CORTE LONGITUDINAL DE PANTALLA
ESC. 1/25

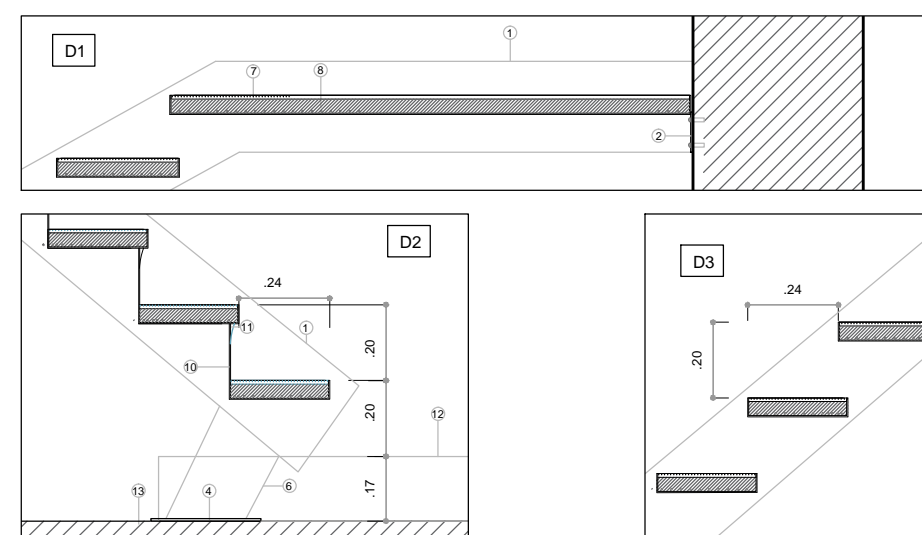
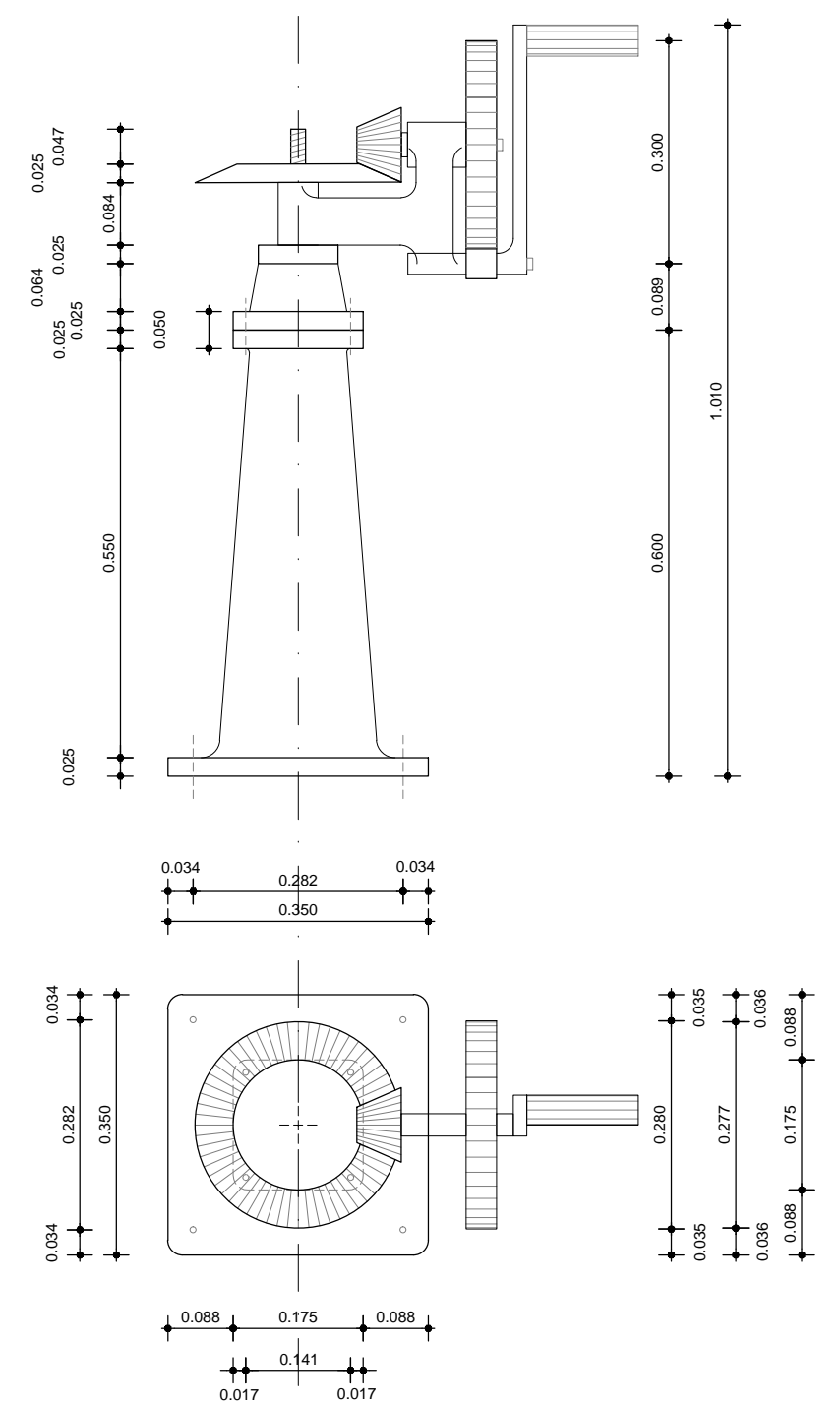
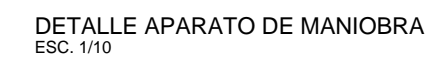
SECCIÓN TRANSVERSAL REJA DE PROTECCIÓN
ESC. 1/10



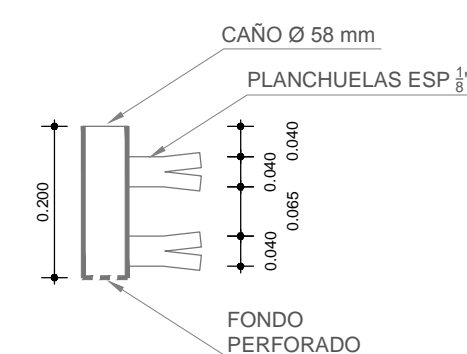
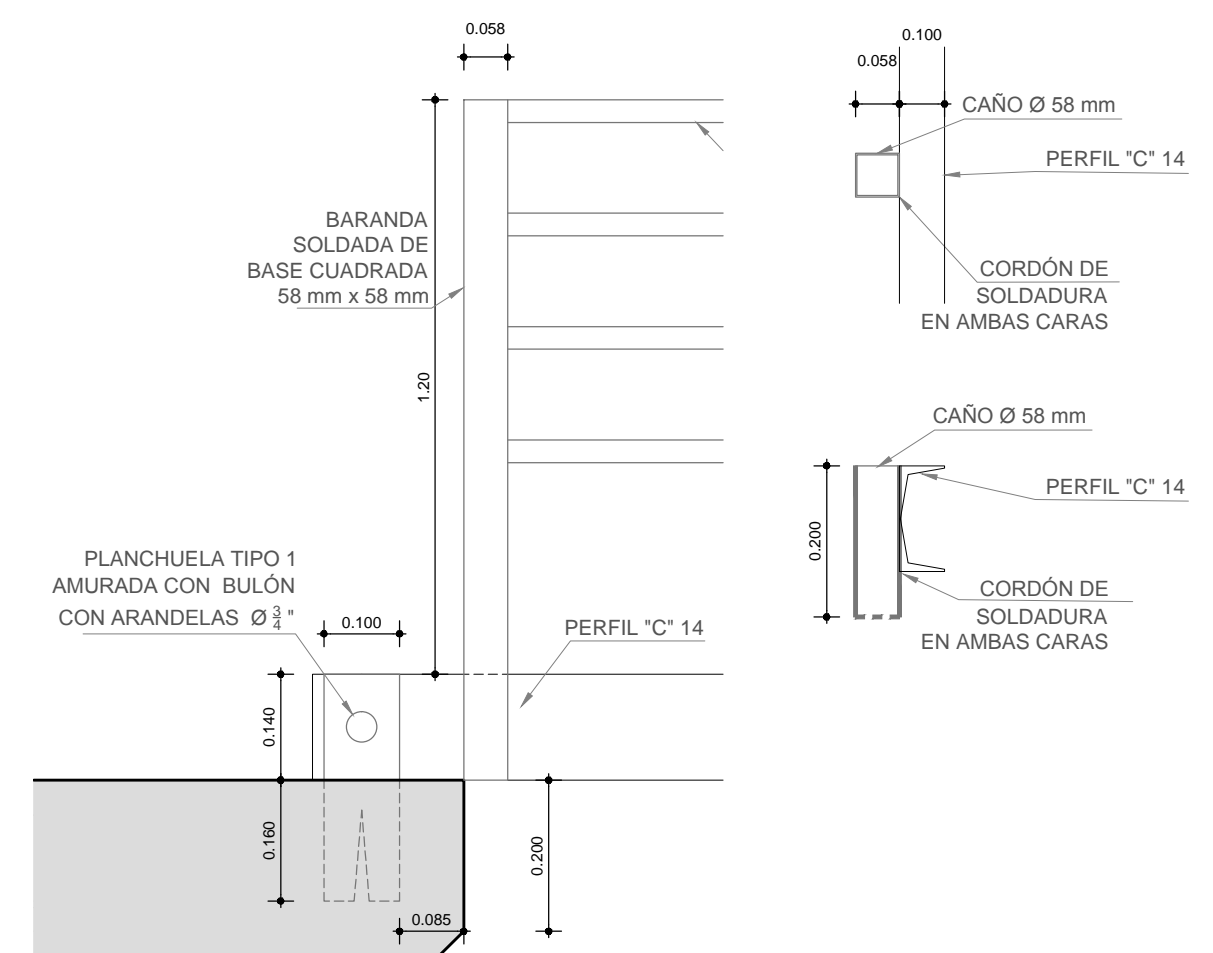
DETALLE DE ESCALERAS
ESC. 1/50



DETALLE DE ESCALERAS
ESC. 1/20

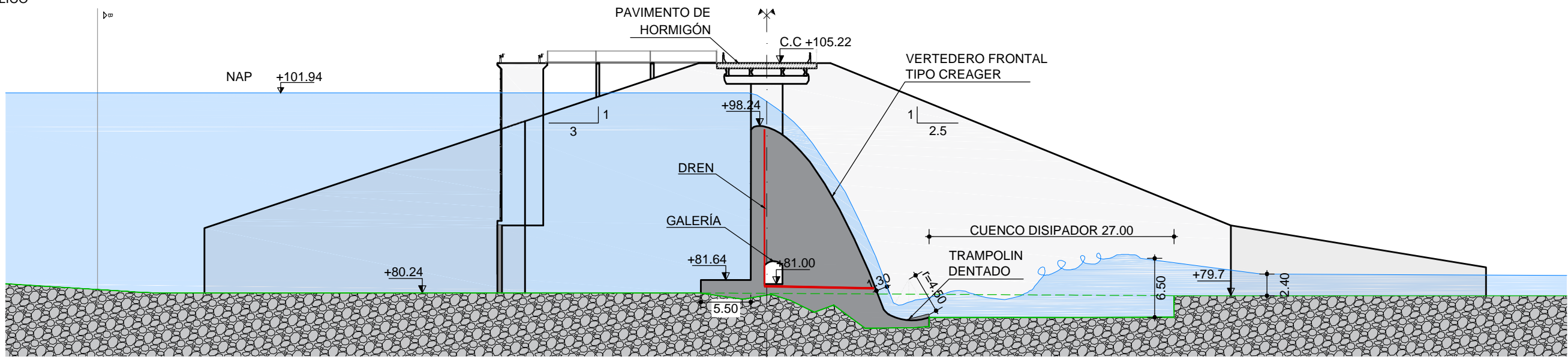
CORTE TRANSVERSAL DE PANTALLA
ESC. 1/25

DETALLES BARANDA PASARELA Y ESCALERA
ESC. 1/10

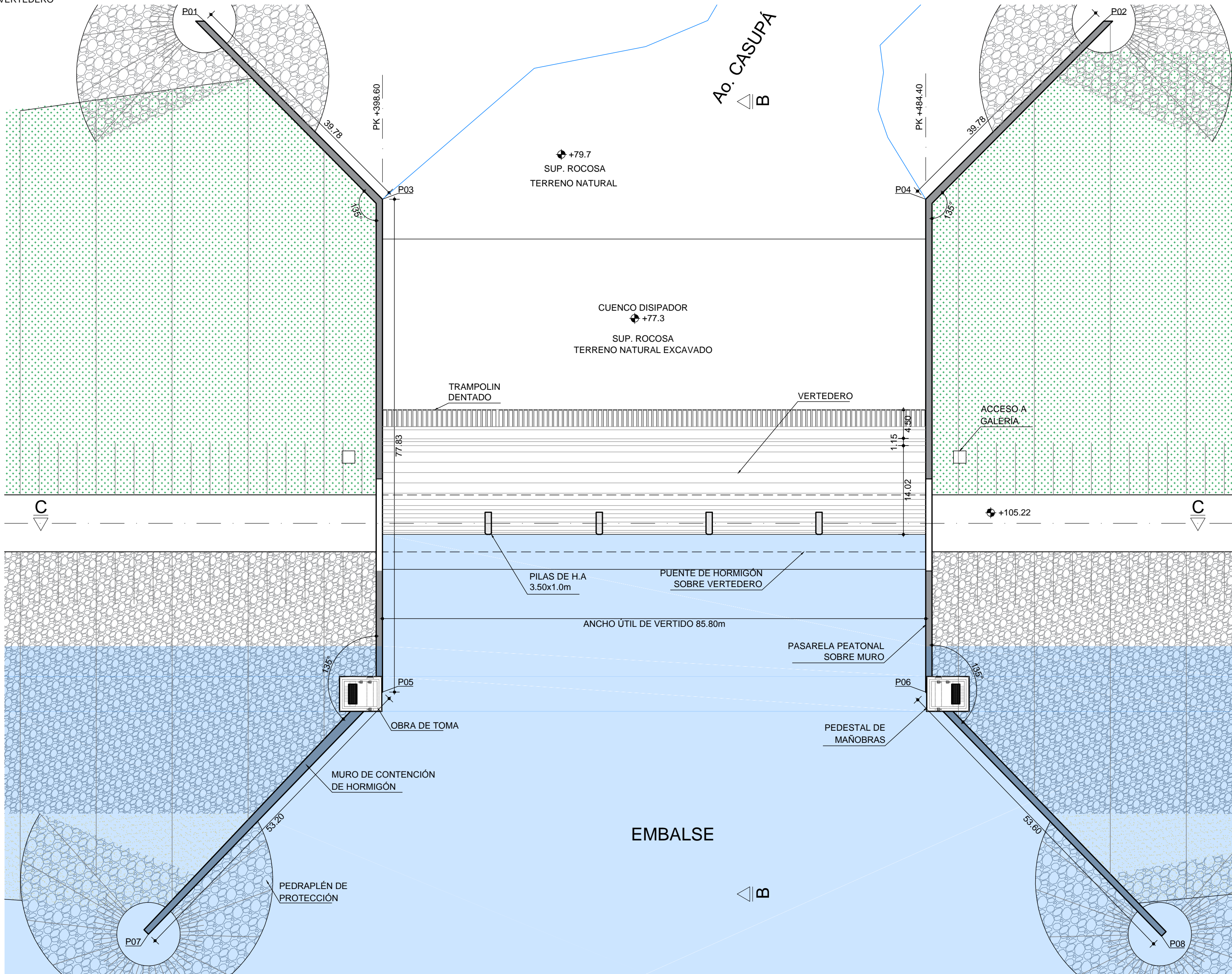


PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL				
DESCRIPCION: DETALLES PASARELA DETALLES PEDESTAL DE MAÑOBRAS				
FECHA: 9/12/2014	DESTINO:	<input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input checked="" type="checkbox"/> REVISION <input type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	
PLANO APTO PARA OBRA:			<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA: 9
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI				VERSIÓN 1
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO				

SECCIÓN 1-1 - PERFIL HIDRÁULICO
Esc. 1/500



PLANTA DEL VERTEDERO
Esc. 1/500



VERTICES INTERIORES DEL VERTEDERO		
ID	X(m)	Y(m)
P01	380.48	79.30
P02	512.52	79.30
P03	398.60	51.18
P04	484.40	51.18
P05	398.60	-26.62
P06	484.40	-26.62
P07	361.63	-64.90
P08	521.37	-64.90

NOTA: ORIGEN DE COORDENADAS EN LÁMINA 12

NOMENCLATURA

NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU - NIVEL MINIMO UTIL
NS - NIVEL SEDIMENTOS

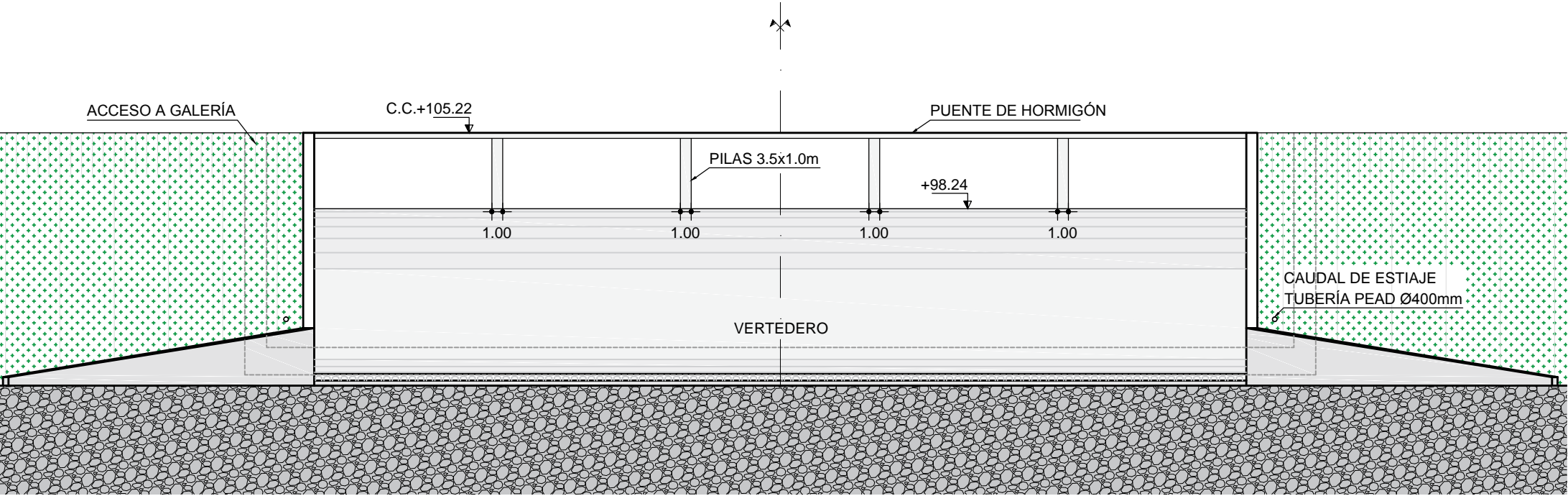
REFERENCIAS

GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

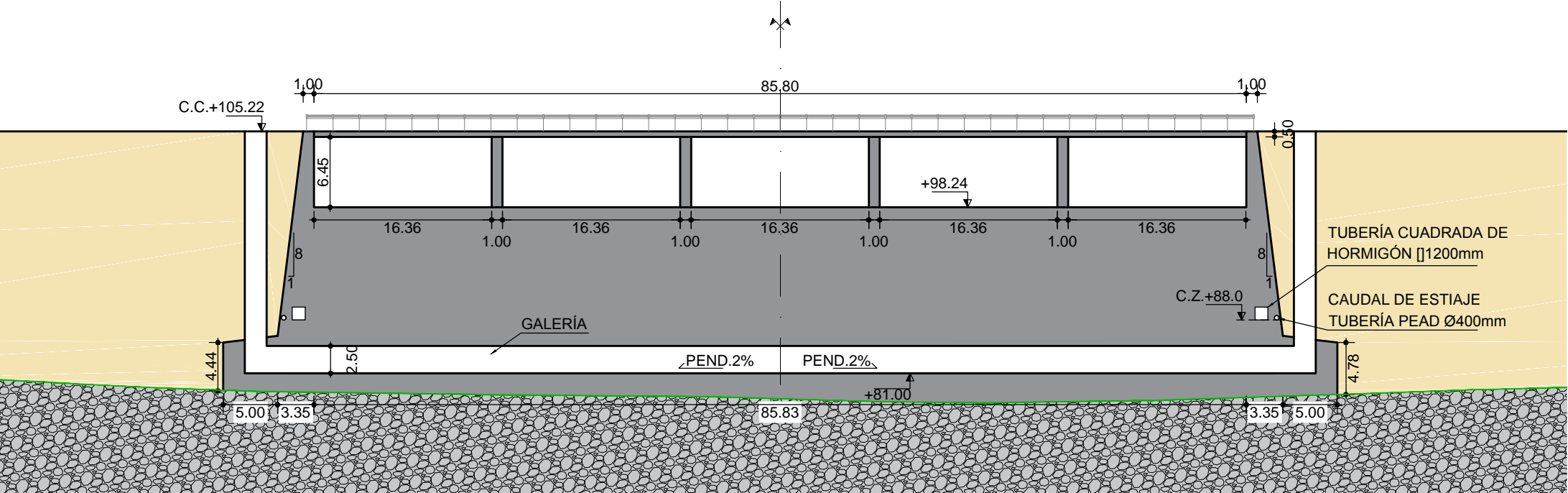
PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION: VERTEDERO CENTRAL PLANTA Y PERFIL HIDRÁULICO		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	10	
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		
VERSIÓN 1		

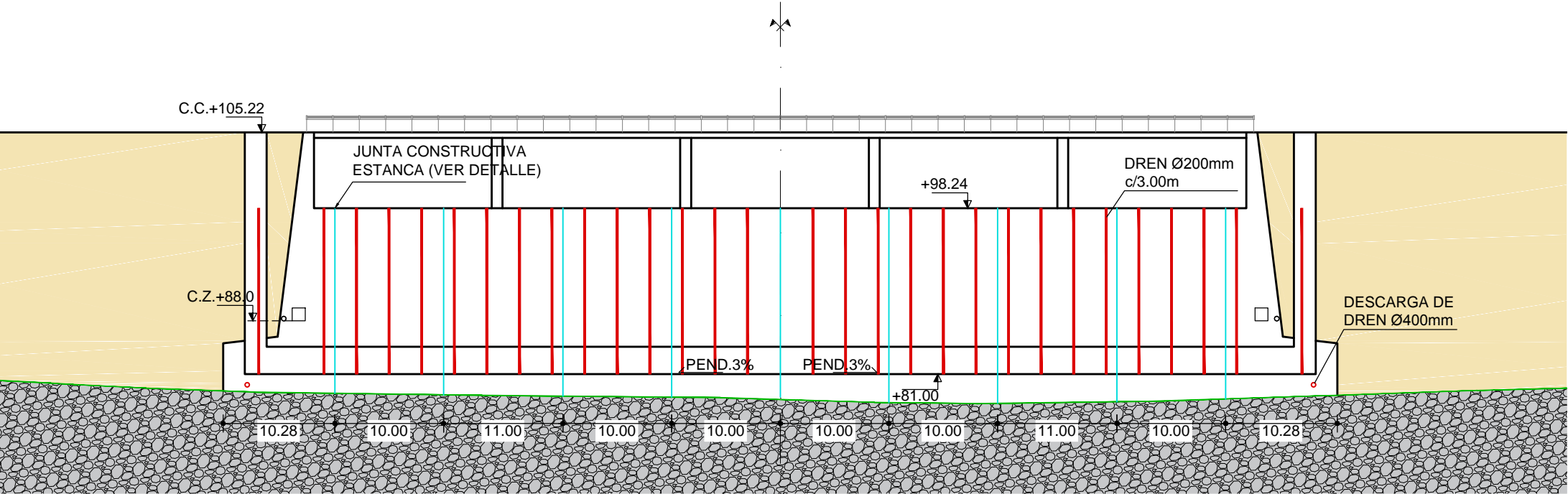
VISTA DEL VERTEDERO A-A
Esc. 1/500



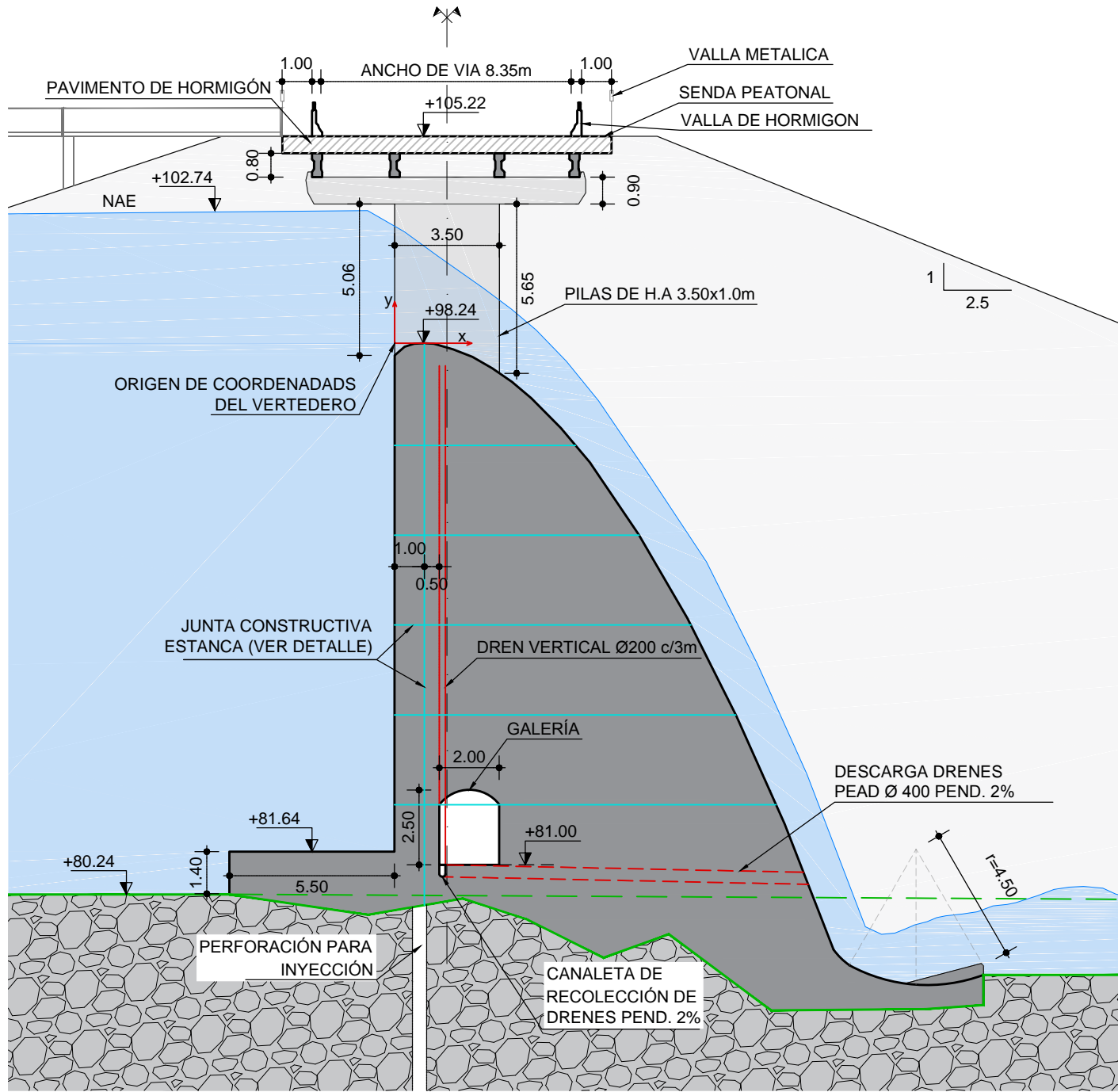
CORTE C-C
Esc. 1/500



ESQUEMA JUNTAS CONSTRUCTIVAS Y DRENES
Esc. 1/500



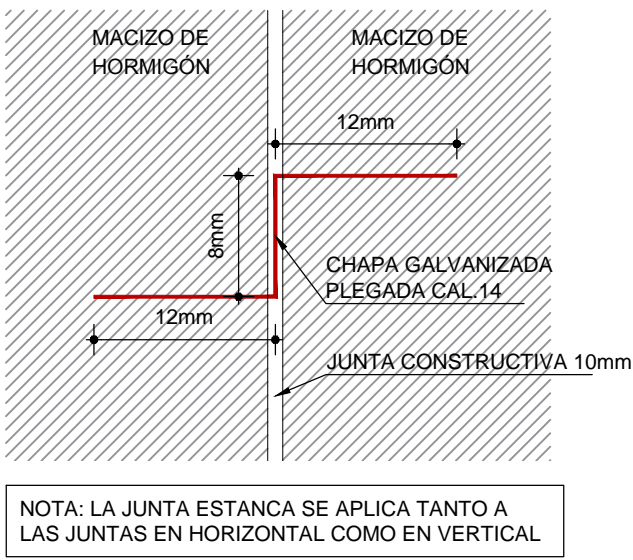
CORTE B-B
Esc. 1/200



CURVA DEL VERTEDERO
COORDENADAS DE CONSTRUCCIÓN

VERTEDERO		
PUNTO	X(m)	Y(m)
1	0.00	-0.41
2	0.33	-0.12
3	0.65	-0.02
4	0.98	0.00
5	1.30	-0.02
6	1.95	-0.20
7	2.60	-0.46
8	3.26	-0.84
9	3.91	-1.29
10	4.56	-1.84
11	5.54	-2.83
12	6.51	-3.97
13	8.14	-6.38
14	9.77	-9.18
15	11.40	-12.44
16	13.02	-16.05
17	14.65	-20.25

DETALLE JUNTA CONSTRUCTIVA
Esc. 1/5



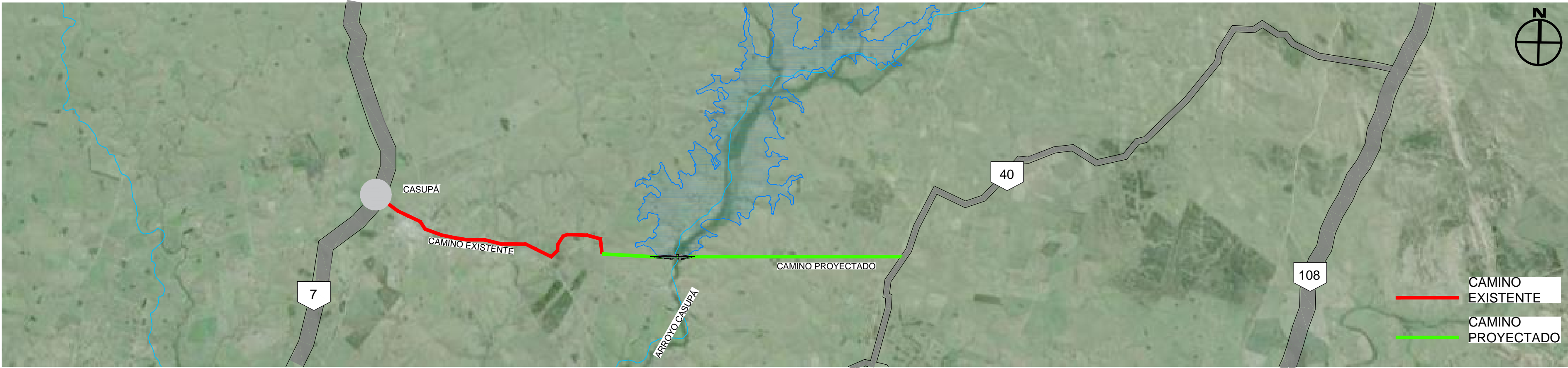
NOMENCLATURA
NAE - NIVEL DE AVENIDA EXTREMA
NAP - NIVEL DE AVENIDA DE PROYECTO
NMN - NIVEL MAXIMO NORMAL
NMU - NIVEL MINIMO UTIL
NS - NIVEL SEDIMENTOS

REFERENCIAS	
GRAVA GP	HORMIGÓN VISTO
ENROCADO	HORMIGÓN PROYECTADO
ARCILLA CL	ROCA DEL TERRENO
ARENA SP	COBERTURA DE PASTO

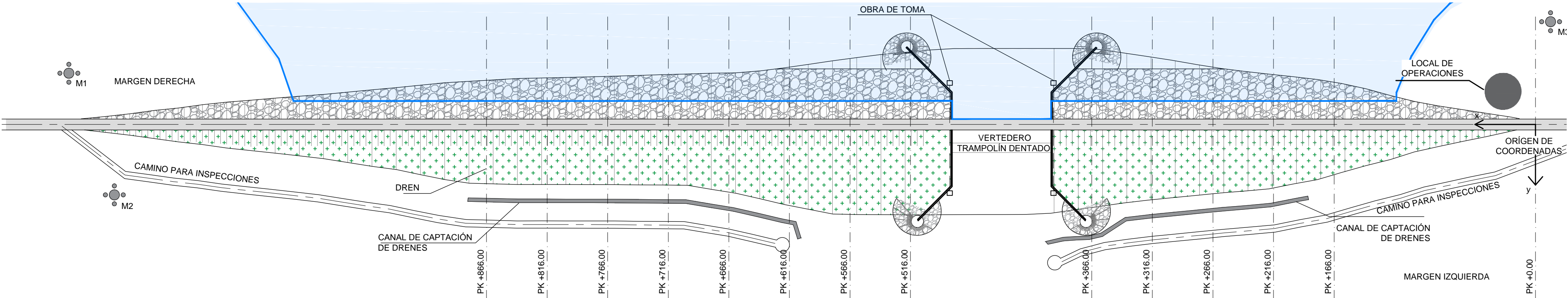
PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION: VERTEDERO CENTRAL		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA: 11	
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	
VERSIÓN 1		

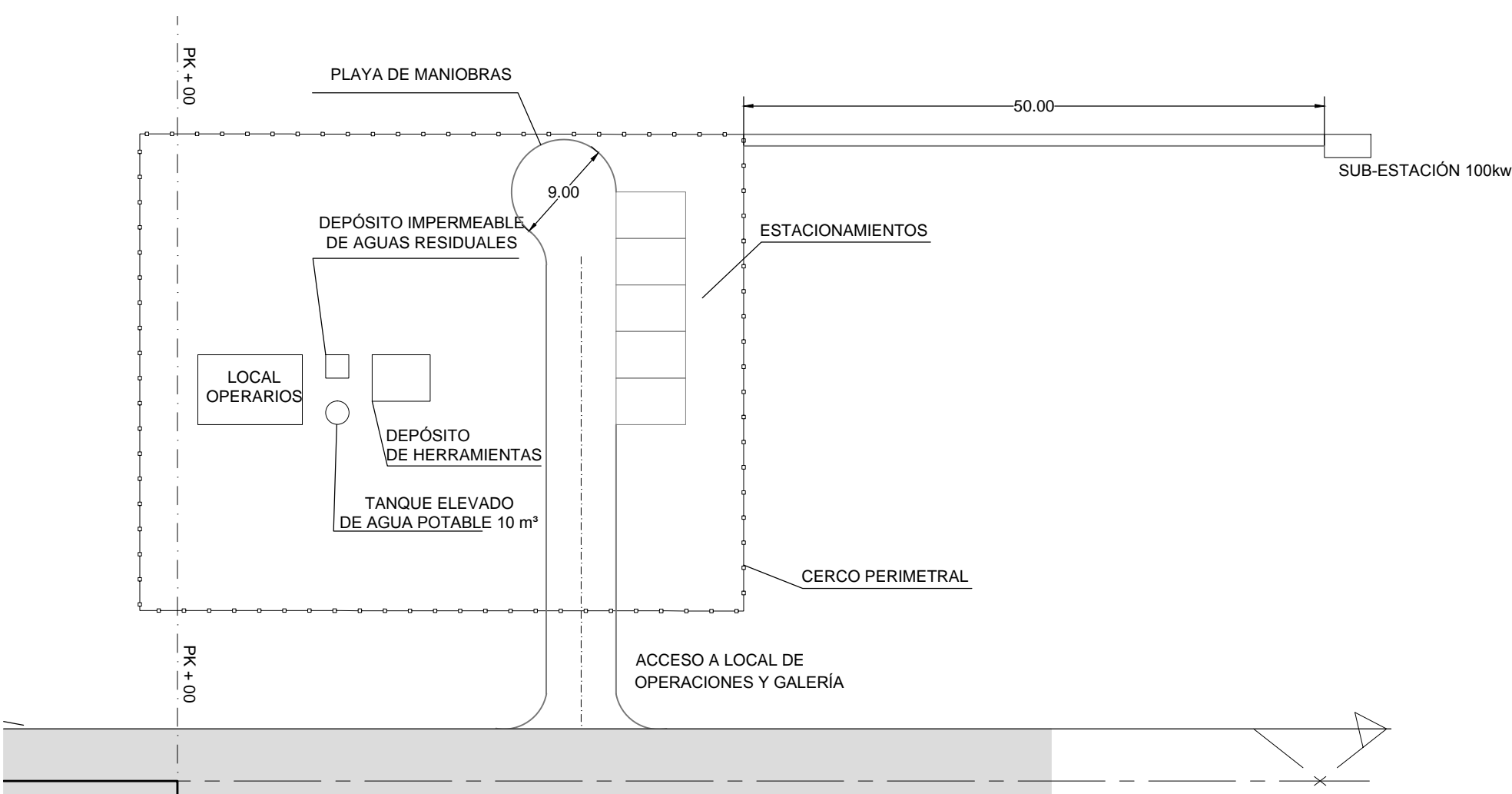
UBICACIÓN ACCESO
Esc. 1/100.000



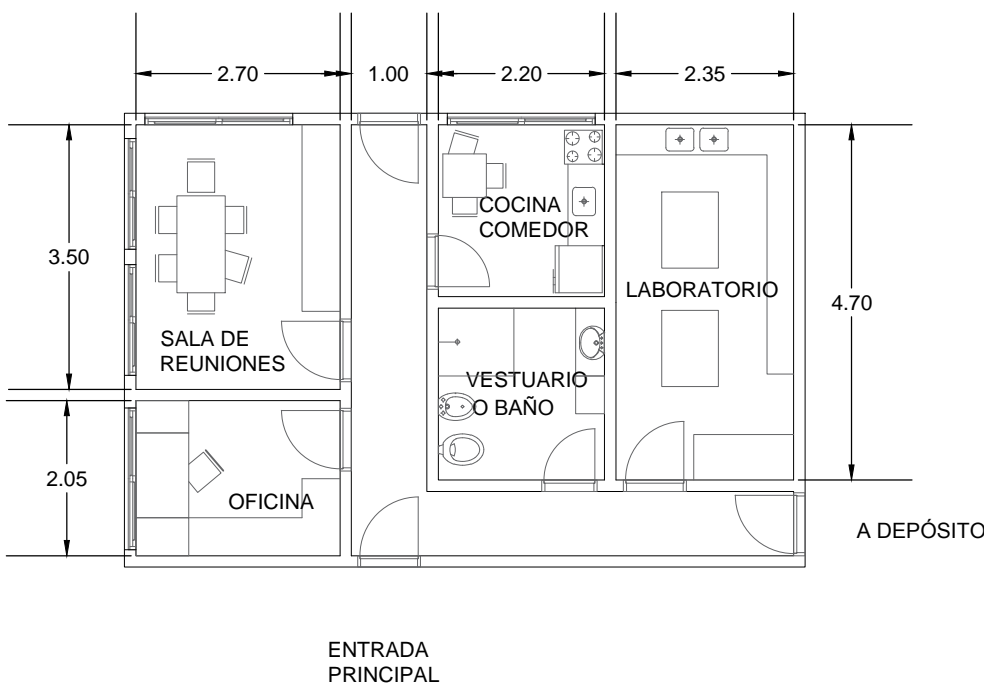
ACCESO LOCALES
Esc. 1/2500



CROQUIS LOCALES
Esc. 1/500



CROQUIS LOCAL OPERARIO
Esc. 1/100



MOJONES	COORDENADAS UTM
M1	632862.051, 6224234.716
M2	632899.580, 6224134.459
M3	634106.325, 6224300.809

LOCALES - SERVICIOS	m²
OFICINA (2P)	35
SALA DE REUNIONES	20
BAÑO Y VESTUARIO	8
KITCHENETTE O COCINA	15
DEPÓSITO DE HERRAMIENTAS	20
LABORATORIO	20

PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION: ACCESOS Y LOCALES		
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISIÓN <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI	12	
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	VERSIÓN 1	

COMUNICACIÓN DEL PROYECTO CONSTRUCCIÓN DE REPRESA EN CASUPÁ

REFUERZO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL ÁREA METROPOLITANA



TOMO III DE V

TUTORES:
ING. JUAN SANGUINETTI
ING. EUGENIO LORENZO
ING. MAGDALENA CRISCI
ING. JIMENA ALONSO

ARTURO CASTAGNINO
BRUNO VOMERO

Índice

Acrónimos.....	4
1 INTRODUCCIÓN	6
1.1 Justificación.....	6
1.2 Ubicación y acceso.....	6
1.3 Padrones afectados.....	10
2 MARCO LEGAL DE APLICACIÓN	14
3 RESUMEN EJECUTIVO.....	20
3.1 Introducción	20
3.2 Diseño de la presa	24
3.3 Demanda temporal y de mano de obra	26
3.4 Maquinaria a utilizar.....	26
3.5 Demanda de energía.....	26
3.6 Demanda de agua potable	27
3.7 Demanda de agua no potable	27
3.8 Efluentes.....	27
3.9 Residuos sólidos.....	28
3.10 Demanda de materiales	29
3.11 Retiro de materiales	33
3.12 Demanda de transporte	33
4 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR.....	35
4.1 Medio Físico.....	35
4.1.1 Clima	35
4.1.2 Geología	36
4.1.3 Suelos.....	37
4.1.4 Hidrografía.....	39
4.2 MEDIO BIÓTICO.....	44
4.2.1 Identificación de ambientes	44
4.2.2 Mapas de riqueza de especies	46
4.3 MEDIO ANTRÓPICO.....	54

4.3.1	Población	54
4.3.2	Vecinos	55
4.3.3	Sitios de valor histórico o cultural	56
4.3.4	Sitios de valor arqueológico o paleontológico	57
4.3.5	Áreas protegidas.....	58
5	IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS.....	59
5.1	Impactos Ambientales derivados de la fase de construcción.....	60
5.1.1	Matriz de valoración de impactos:	62
5.1.2	Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados	63
5.2	Impactos Ambientales derivados de la fase de operación	71
5.2.1	Matriz de valoración de impactos:	72
5.2.2	Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados	73
6	CLASIFICACIÓN DEL PROYECTO	78
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79

Acrónimos

AACC: Aguas Corrientes

CONEAT: Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra

DIEA: Dirección de Estadísticas Agropecuarias

DINAMA: Dirección Nacional de Medio Ambiente

DINAMIGE: Dirección Nacional de Minería y Geología

DINAGUA: Dirección Nacional de Aguas

DNH: Dirección Nacional de Hidrología

DNM: Dirección Nacional de Meteorología

IMFIA: Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental

INE: Instituto Nacional de Estadística

INIA: Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria

MDT: Modelo Digital de Terreno

MGAP: Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca

MIEM: Ministerio de Industria, Energía y Minería

MTOP: Ministerio de Transporte y Obras Públicas

MVOTMA: Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente

OEA: Organización de los Estados Americanos

OSE: Obras Sanitarias del Estado

PRENADER: Programa de Manejo de Recursos Naturales y Desarrollo del Riego



RENARE: Dirección General de Recursos Naturales Renovables

SGM: Servicio Geográfico Militar

SIG: Sistema de Información Geográfica

UDELAR: Universidad de la República

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento corresponde a la Comunicación del Proyecto ante la Dirección Nacional de Medio Ambiente (DINAMA), para la obtención de la Autorización Ambiental Previa (AAP) de la construcción de una represa destinada a reforzar el abastecimiento de agua al sistema metropolitano.

A una cota de inundación correspondiente a un período de retorno de 20 años, el área total afectada por el embalse generado es de aproximadamente 24.4 Km²

El volumen total de movimiento de suelos para la construcción del dique es cercano a los 713000m³

1.1 Justificación

El proyecto está comprendido en el numeral 25 del Decreto 349/2005 (reglamento de evaluación de impacto ambiental): *'construcción de represas con una capacidad de embalse de más de 2 (dos) millones de metros cúbicos o cuyo espejo de agua supere las 100 (cien) hectáreas'*.

1.2 Ubicación y acceso

La misma será construida sobre el Arroyo Casupá, el cual delimita los departamentos de Florida y Lavalleja. Dicho Arroyo, es afluente del Río Santa Lucía.



Imagen 1: Ubicación esquemática de la represa



Imagen 2: Localización de la presa en mapa de Uruguay

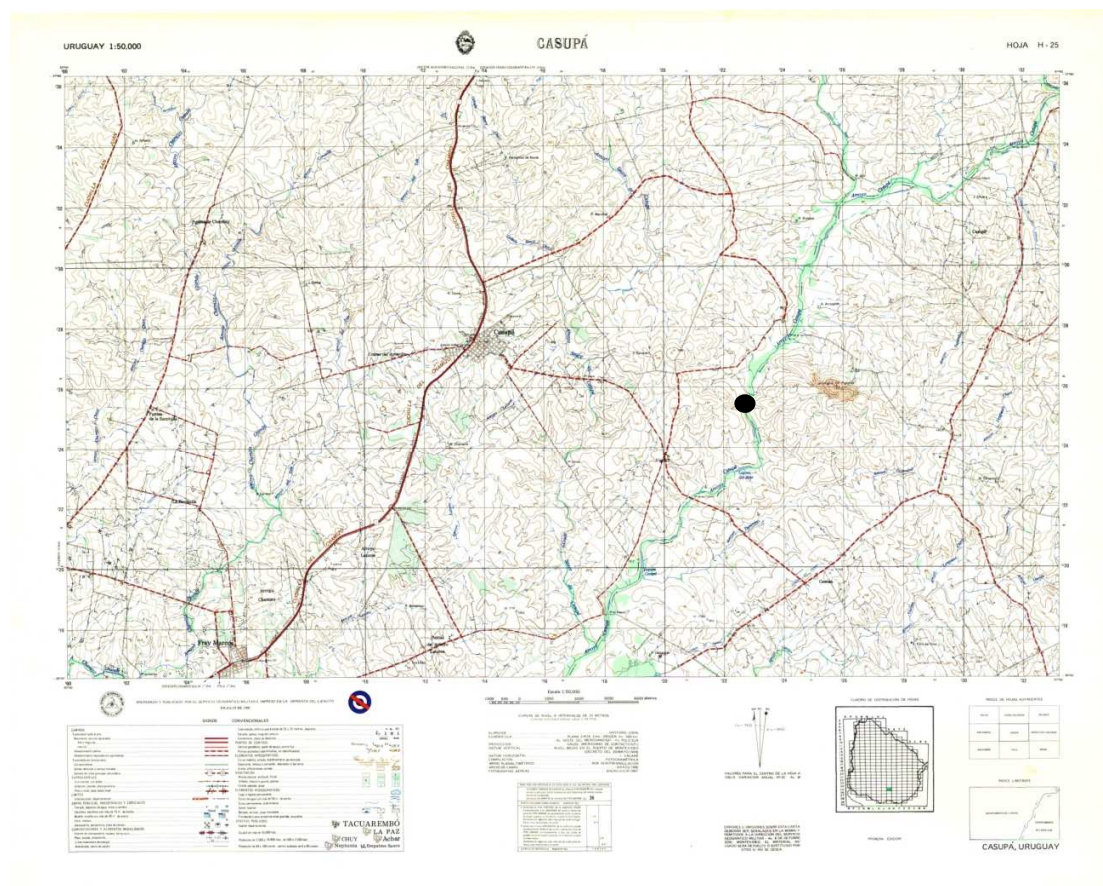


Imagen 3: Carta 'Casupá' del SGM

Las ciudades más cercanas al punto de emplazamiento se encuentran en el departamento de Florida, siendo Casupá la más próxima; ésta se encuentra a aproximadamente 10 Km. Le siguen Fray Marcos a 18 Km y la localidad de Bolívar, a 20 Km.



Imagen 4: Plano esquema de Florida

Para llegar al punto de cierre, se accede en primera instancia por la Ruta 7 que cruza la ciudad de Casupá, tomando luego la calle Damaso Antonio Larrañaga. A partir de ésta se ingresa a un camino que comienza a la salida de la citada ciudad, sobre el cual debe transitarse aproximadamente 10 km de distancia. El acceso final se realiza a través de la portera de una estancia privada.

El recorrido descrito puede observarse en el siguiente mapa:

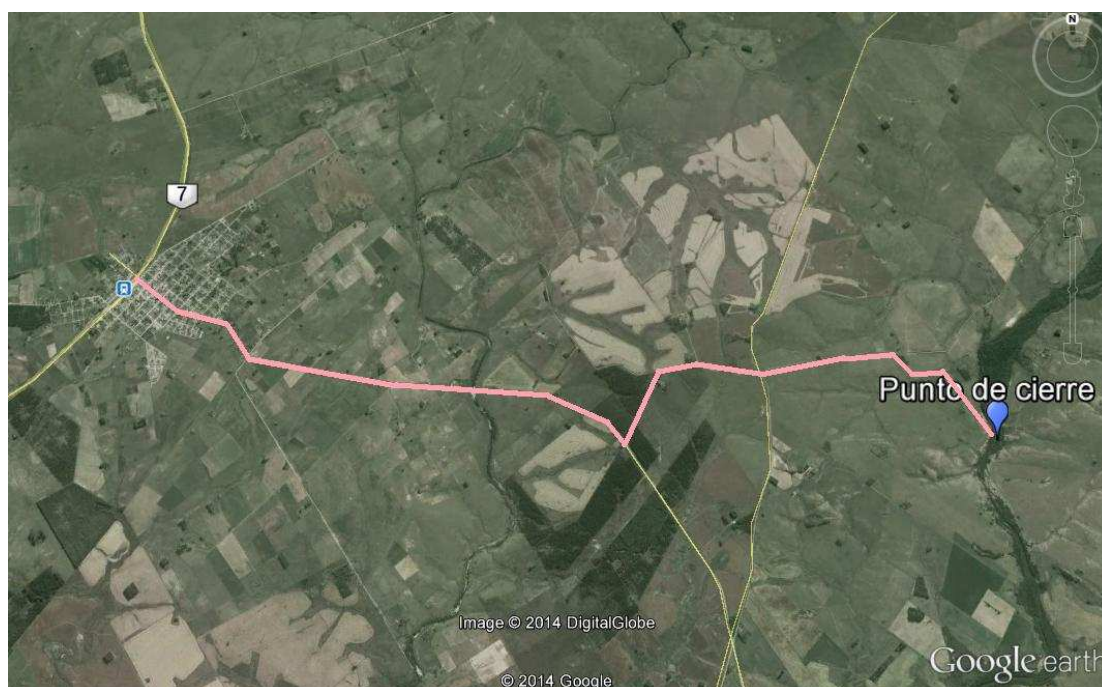


Imagen 5: Plano de llegada al punto de cierre

1.3 Padrones afectados

Los padrones que se verán afectados por el cuerpo del embalse son los siguientes:

Lavalleja:

Nº Padrón	Inundación del lago en padrón
72	Parcial
76	Parcial
83	Parcial
84	Parcial

88	Parcial
95	Parcial
111	Parcial
112	Parcial
114	Parcial
116	Parcial
117	Parcial
118	Parcial
164	Parcial
5709	Parcial
10048	Parcial
10049	Parcial
10050	Parcial
10051	Parcial
11689	Parcial
11690	Parcial
14098	Parcial

Florida:

Nº Padrón	Inundación del lago
1295	Parcial
1297	Parcial
1298	Parcial
1300	Parcial
1301	Parcial
1391	Parcial
1392	Parcial

1393	Parcial
1395	Parcial
1396	Parcial
4468	Parcial
4470	Parcial
4830	Parcial
R 4924	Parcial
4925	Parcial
5215	Parcial
5811	Parcial
6133	Parcial
6332	Parcial
8682	Parcial
10702	Total
10703	Parcial
10704	Parcial
12453	Parcial
12454	Parcial
13258	Total
13259	Total
13260	Total
13261	Parcial
13262	Parcial
13263	Parcial
13264	Total
13265	Parcial
13266	Parcial
13377	Parcial
13378	Parcial
13774	Parcial
13824	Parcial
13825	Parcial
13843	Total
14123	Parcial
14254	Parcial

15425	Total
B 10000435	Parcial
* 10000129	Parcial

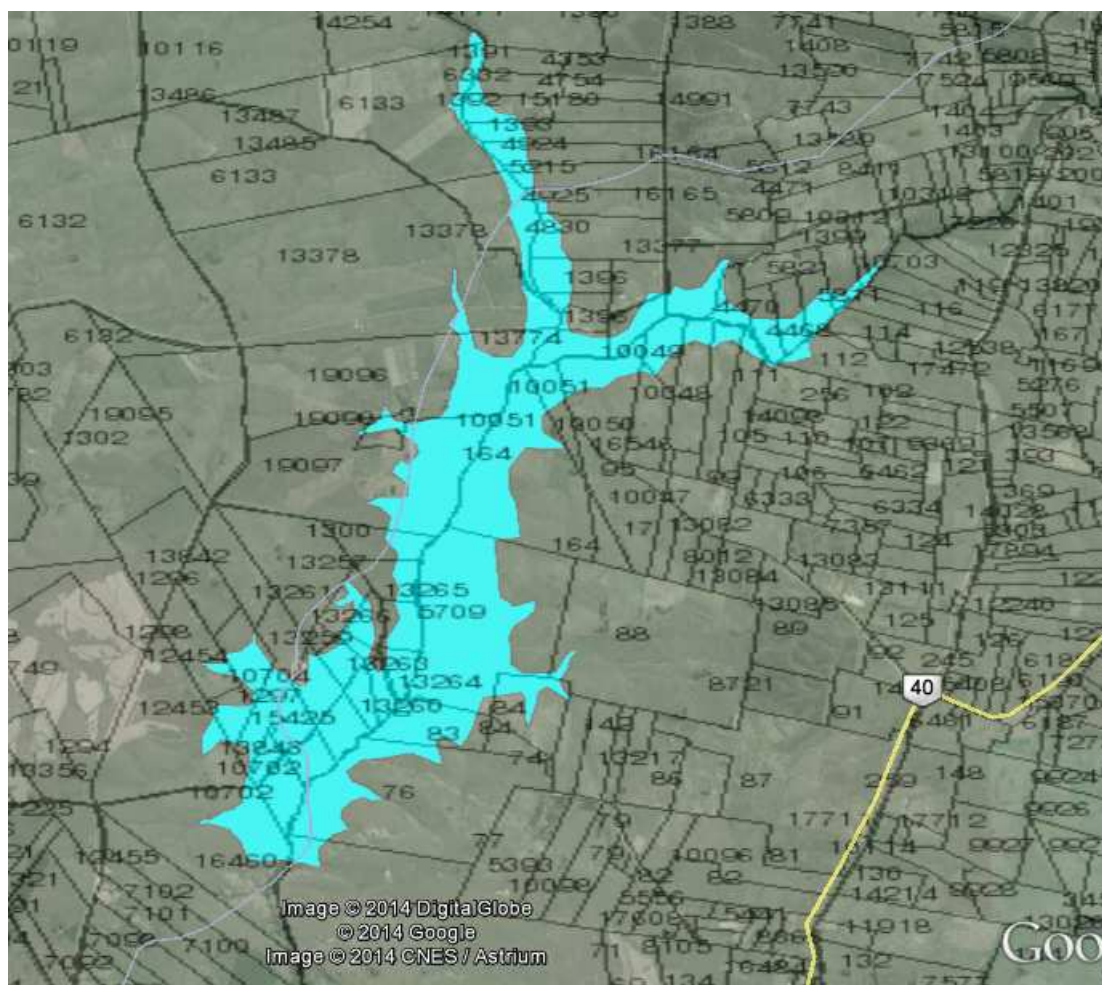


Imagen 6: Padrones afectados

Se deja en constancia que no fueron listados los padrones a afectarse por construcción de nuevas vías o accesos.

2 MARCO LEGAL DE APLICACIÓN

Constitución Nacional: Artículo 47

Declara de interés general la protección del ambiente, habilitando para ello la limitación de otros derechos. Establece el deber de las personas de abstenerse de causar afectaciones al ambiente (depredación, destrucción o contaminación en contravención de la normativa de protección). Dispone que la reglamentación de esta disposición se realice a través de la ley y habilita la previsión de sanciones para los infractores.

Ley Nº 17.283/00

Ley General de Protección del Ambiente

Reglamenta el Artículo 47 citado y declara *de interés general* entre otros: la protección del ambiente, de la calidad del aire, del agua, del suelo y del paisaje; la conservación de la diversidad biológica y de la configuración y estructura de la costa; la reducción y el adecuado manejo de las sustancias tóxicas o peligrosas y de los desechos cualquiera sea su tipo; la prevención, eliminación, mitigación y la compensación de los impactos ambientales negativos.

Ley 16.466/94

Ley de Prevención y Evaluación de Impacto Ambiental.

Define el régimen de Evaluación de Impacto Ambiental que regirá el proyecto que se presenta.

Define las especialidades del régimen de responsabilidad por daño ambiental.

Decreto 349/2005 y modificativo (Decreto 178/009)

Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales

Reglamenta el sistema de Evaluación de Impacto Ambiental y determina la tipología de emprendimiento que deberán contar con la Autorización Ambiental Previa. Define los procesos administrativos para el licenciamiento ambiental del proyecto, su construcción (AAP) y su operación (AAO).

Decreto Ley N° 14.859/1978 y modificaciones posteriores (Ley N° 16.170/1990)

Código de aguas

Establece el régimen jurídico de las Aguas en la República Oriental del Uruguay; y define que el Poder Ejecutivo es la autoridad nacional en materia de agua. Entre sus competencias se encuentran, establecer prioridades para el uso, y conceder permisos de uso.

Decreto 253/79 y modificativos, (especialmente Decretos 579/989 y 195/991)

Aprueban normas técnicas para prevenir la contaminación ambiental mediante el control de la contaminación de las aguas. Surge como decreto reglamentario del Código de Aguas. Fija estándares de calidad para las diferentes clases de agua y de efluentes según el tipo de vertido.

Decreto 123/99

Establece las sanciones por infracciones al Código de Aguas.

Ley N° 13.667 de 1968 y modificaciones posteriores

Declara de interés nacional la conservación de suelos y de las aguas tanto superficiales como subterráneas.

Ley N° 17.142/1999 y Ley N° 18.172/2009

Interpreta al Código de aguas en materia de aguas pluviales y somete a autorización del MVOTMA, a través de la Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento (en adelante DINASA), la construcción de obras para el aprovechamiento de aguas pluviales y subterráneas

Ley N° 18.610/2009

Ley de Política Nacional de Agua

Establece las bases de una Política Nacional de Aguas.

Ley 9.515

Ley de Administración de los Departamentos (Ex Ley Orgánica)

Confiere competencia a las autoridades departamentales para velar, sin perjuicio de las atribuciones del Gobierno Central por la conservación de las playas marítimas y fluviales, así como de los pasos y calzadas de ríos y

arroyos y ejercer la política higiénica y sanitaria de las poblaciones, sin perjuicio de la competencia que corresponda a las autoridades nacionales y de acuerdo con las leyes que rigen la materia.

Resolución MVOTMA 99/005

Determina que los cursos de agua cuya cuenca tributaria sea mayor a 10 km² y que no hayan sido clasificados a la fecha, serán considerados como Clase 3.

Ley 15.939/1987

Ley Forestal

Define el concepto de bosque como las asociaciones vegetales en las que predomina el arbolado de cualquier tamaño, explotado o no, y que estén en condiciones de producir madera u otros productos forestales o de ejercer alguna influencia en la conservación del suelo, en el régimen hidrológico o en el clima o que proporcionen abrigo u otros beneficios de interés nacional. Prohíbe la corta y cualquier operación que atente contra la supervivencia del monte indígena, con excepción de que el producto de la explotación se destine al uso doméstico y alambrado del establecimiento rural al que pertenece o cuando medie autorización de la Dirección Forestal.

Ley 16.170/1990

Designa a RENARE la administración y conservación del Patrimonio Forestal del Estado.

Decreto Ley 15.239/81 y modificativos (Ley N° 18.564/2009)

Declara de Interés Nacional el uso y la conservación de los suelos y de las aguas superficiales destinadas a fines agropecuarios.

Determina que las nuevas obras viales ubicadas en zonas rurales, así como el mantenimiento de las actuales, deberán ajustarse a lo que establezca la reglamentación en lo referente a los aspectos que afecten el uso y conservación de los recursos suelo y agua.

Asimismo determina que en todos los casos de extracción de materiales para obras, una vez concluida la actividad extractiva, el ejecutor deberá proceder a reintegrar estas áreas al paisaje, bajo las condiciones que determine la reglamentación.

Decreto N° 333 de 2004 y modificativos (Decreto N° 405/008)
Decreto reglamentario de la Ley N° 15.239.

Decreto N° 22/993
Define responsabilidades de RENARE en relación a la protección del bosque indígena.

Ley 17.852
Define al ruido y a la contaminación acústica, Atribuye al MVOTMA la coordinación de acciones y el establecimiento de normas de inmisión y emisión.
Atribuye a las autoridades locales y departamentales el establecimiento de zonificación acústica, el otorgamiento de permisos a las actividades emisoras de sonido y su control.

Decreto 26/1996 de la Junta Departamental de Florida: Ordenanza departamental para la Corrección de la Contaminación Acústica
La Ordenanza departamental para la Corrección de la Contaminación Acústica establece los niveles máximos permitidos de ruidos, diferenciando en horarios diurnos y nocturnos.

Decreto N° 535/1969
Normas para la explotación o extracción de arena, canto rodado y minerales en los cauces, costas, riberas y orillas correspondientes al Océano Atlántico, Río de la Plata y ríos, arroyos y lagos del territorio nacional.

Ley N° 14.040/1971 (modificada por Ley 15.903/1987 y por Ley 16.736/1996)
Crea la Comisión del Patrimonio Histórico, Artístico y Cultural de la Nación. Esta funcionará bajo la dependencia del Poder Ejecutivo, en la órbita del MEC.
Establece que: "La Comisión tendrá a su cargo la preservación de los sitios arqueológicos como paraderos, túmulos, vichaderos y tumbas indígenas, así como los elementos petrográficos y pictográficos del mismo origen. Su autorización será requerida para toda exploración y prospección de dichos sitios."

"Si en el curso de trabajos de movilización de terrenos se descubriera algún sitio de los referidos, dichos trabajos deberán ser suspendidos y, notificada la comisión serán reanudados una vez tomadas las medidas de preservación necesarias."

Decreto 536/1972 (modificado por los Decretos 372/1983, 144/1984, 303/1990, 294/1996, 237/1997, 63/1998 y 255/1998)

Otorga a la Comisión del Patrimonio Cultural de la Nación el rol de fiscal de los trabajos arqueológicos.

Establece que: "Las piezas de carácter arqueológico o paleontológico extraídas por los trabajos realizados por particulares e instituciones privadas u oficiales serán propiedad del Estado el que, por decisión del Poder Ejecutivo, les dará el destino que considere más adecuado."

Ley N°18.308 de 2008

Ley de Ordenamiento Territorial

Establece el marco regulador general para el ordenamiento territorial y desarrollo sostenible.

Decreto N° 221/009

Reglamenta la Ley de Ordenamiento Territorial especialmente respecto del procedimiento de aprobación y evaluación ambiental estratégica de los proyectos de instrumentos de ordenamiento territorial.

Ley N° 3.958/1912 (modificada por Decreto Ley 13.318/1942).

Régimen general de expropiaciones de bienes inmuebles.

Decreto 488/005

Limita las dimensiones de los vehículos de carga.

Decreto: 118/984 de 23/III/984 y modificativos.

(Actualizado abril de 2009)

Reglamento nacional de circulación vial.

Propuesta de Gesta Aire

Establece los parámetros de control de inmisiones y sus valores máximos admisibles.

Propuesta de Gesta Residuos

Gestión integral de residuos sólidos industriales, agroindustriales y de servicios.

Lineamientos de gestión de residuos peligrosos.

Propuesta de Gesta Agua

Establece estándares de calidad de agua superficial, subterránea y límites de condiciones de vertido.

3 RESUMEN EJECUTIVO

3.1 Introducción

El proyecto en cuestión surge de la necesidad de reforzar el sistema de abastecimiento de agua al área metropolitana.

La misma está constituida por las siguientes localidades:

ÁREA METROPOLITANA							
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE CARRASCO	AGUAS CORRIENTES	ALTOS DE LA TAHONA	BARRA DE CARRASCO	BARRIO COPOLA	BARRIO REMANSO	BARRÓ BLANCOS	CAMPO MILITAR
CANELONES	CERRILLOS	COLINAS DE CARRASCO	COLINAS DE SOLYMAR	COLONIA NICOLICH	COSTA Y GUILLAMON	CRUZ DE LOS CAMINOS	CUMBRES DE CARRASCO
EL BOSQUE	EL PINAR	EMPALME OLMOS	ESTANQUE DE PANDO	FORTIN DE SANTA ROSA	FRACC. CNO. ANDALUZ Y R.84	FRACC. PROGRESO	FRACC. SOBRE RUTA 74
HARAS DEL LAGO	INSTITUTO ADVENTISTA	JARDINES DE PANDO	JOAQUIN SUAREZ	JUANICO	LA ASUNCION	LA LUCHA	LA PAZ
LAGOMAR	LAS PIEDRAS	LOMAS DE CARRASCO	LOMAS DE SOLYMAR	MARINDIA	MONTEVIDEO	NEPTUNIA	OLMOS
PANDO	PARADA CABRERA	PARQUE CARRASCO	PASO CARRASCO	PASO ESPINOSA	PASO PALOMEQUE	PIEDRA DEL TORO	PINAMAR - PINEPARK
PROGRESO	SALINAS	SAN JOSE DE CARRASCO	SAUCE	SEIS HERMANOS	SHANGRILA	SOLYMAR	TOLEDO
TOTAL DEL SAUCE	VIEJO MOLINO SAN BERNARDO	VILLA AEROPARQUE	VILLA CRESPO Y SAN ANDRES	VILLA FELICIDAD	VILLA PAZ S.A.	VILLA PORVENIR	VILLA SAN JOSE

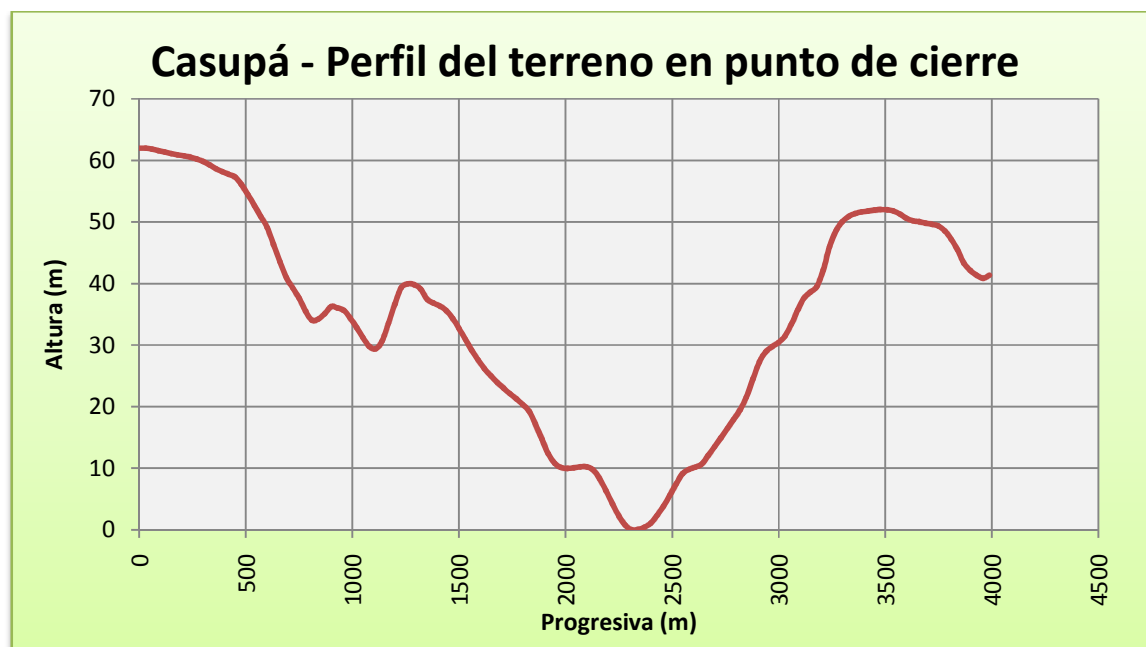
El área en cuestión es abastecida actualmente por la usina de Aguas Corrientes, para la cual se cuenta con las reservas del embalse de Paso Severino y de Canelón Grande. Dado que estas reservas no son suficientes para satisfacer la demanda actual, cercana a los 8 m³ diarios, se debe bombear agua desde el remanso del Santa Lucía, aguas abajo de Aguas Corrientes, la cual cuenta con los potenciales problemas de salinidad.

Es en este marco que, para la demanda de agua proyectada para los próximos 25 años, el sistema de reservas así como de tratamiento se verá superado.

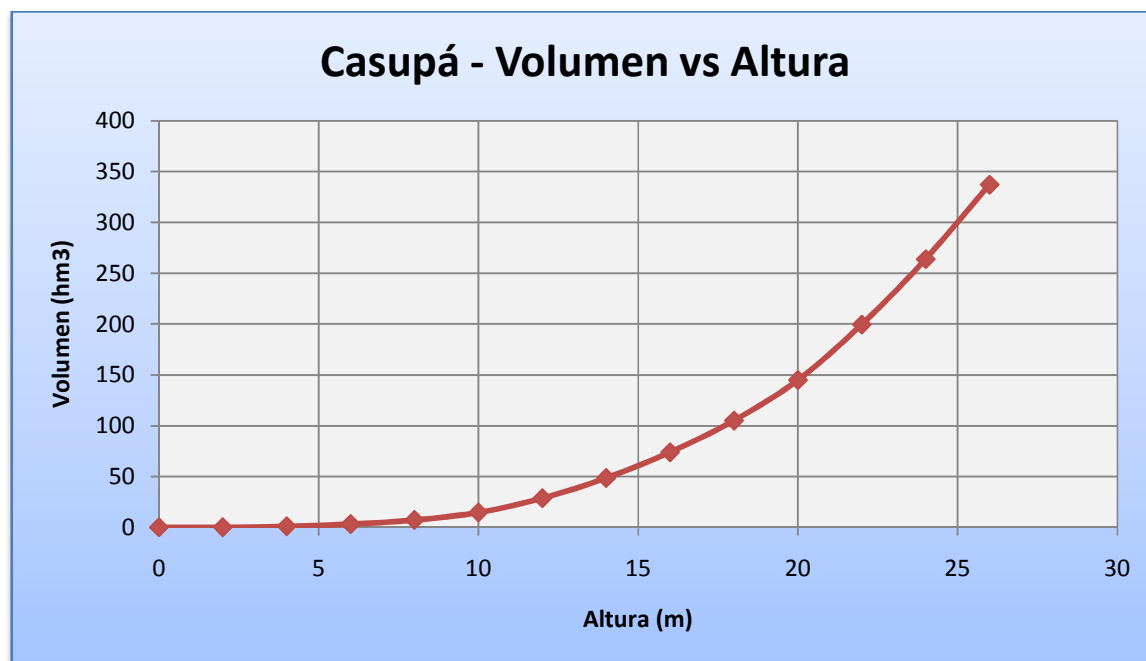
Mediante el uso de un modelo de balance hídrico, se determinó que para lograr un 98% de garantía en el suministro con una reserva de 60 días, prescindiendo del bombeo de las aguas del remanso, se debe implementar un nuevo represamiento, con un embalse de 84.8 hm³.

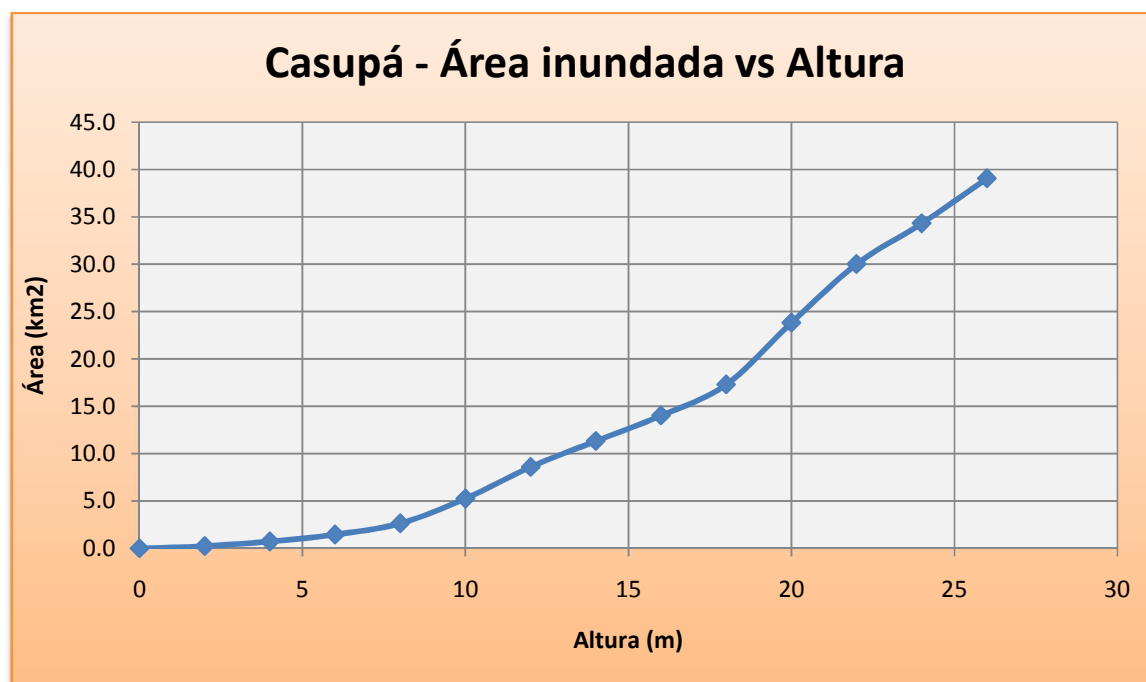
Luego de analizar las condiciones topográficas a lo largo de toda la cuenca del río Santa Lucía, se optó por localizar la futura presa en el arroyo Casupá, en el punto de coordenadas (34°06'57" S , 55°33'07").

En dicho punto de cierre, el arroyo presenta la siguiente sección:

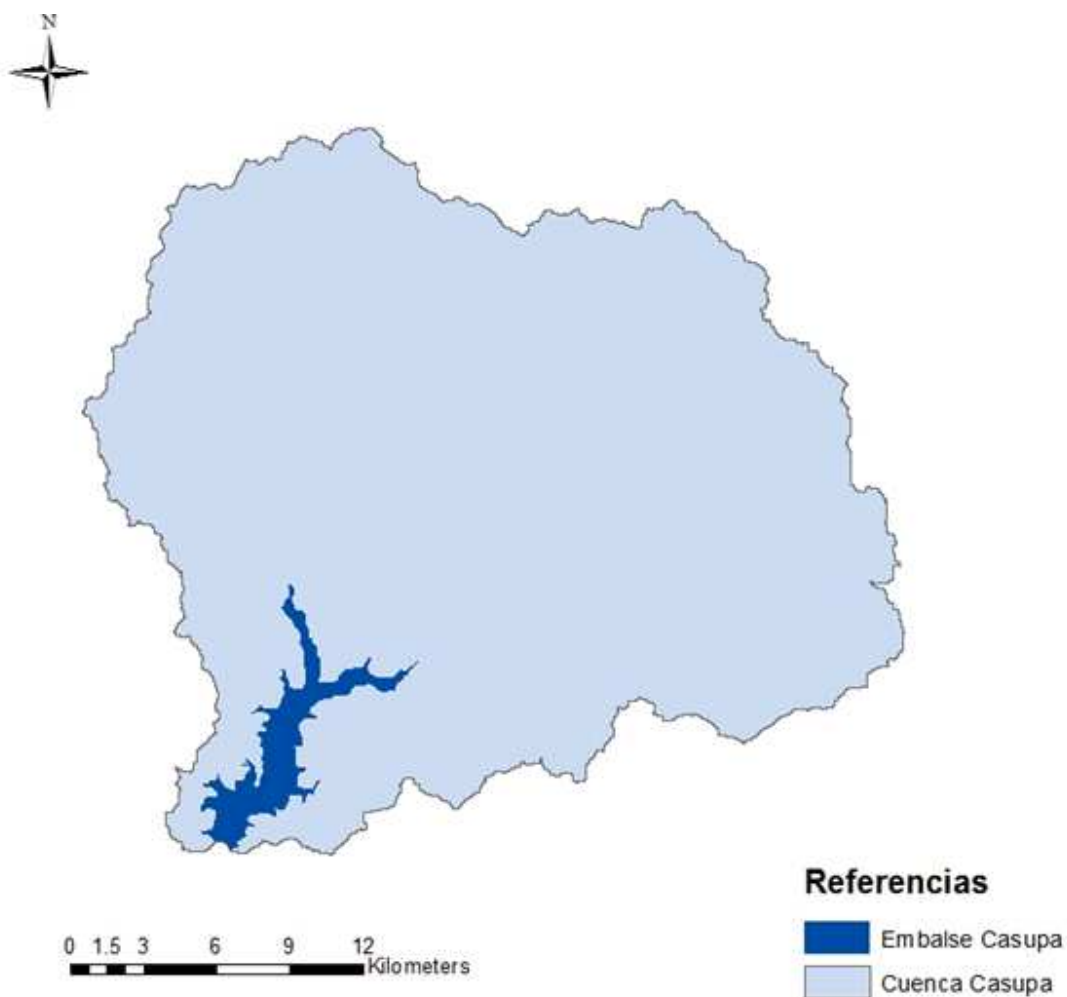


A su vez, para el citado cierre se obtuvieron las siguientes curvas Volumen-Altura y Área Inundada-Altura, respectivamente:

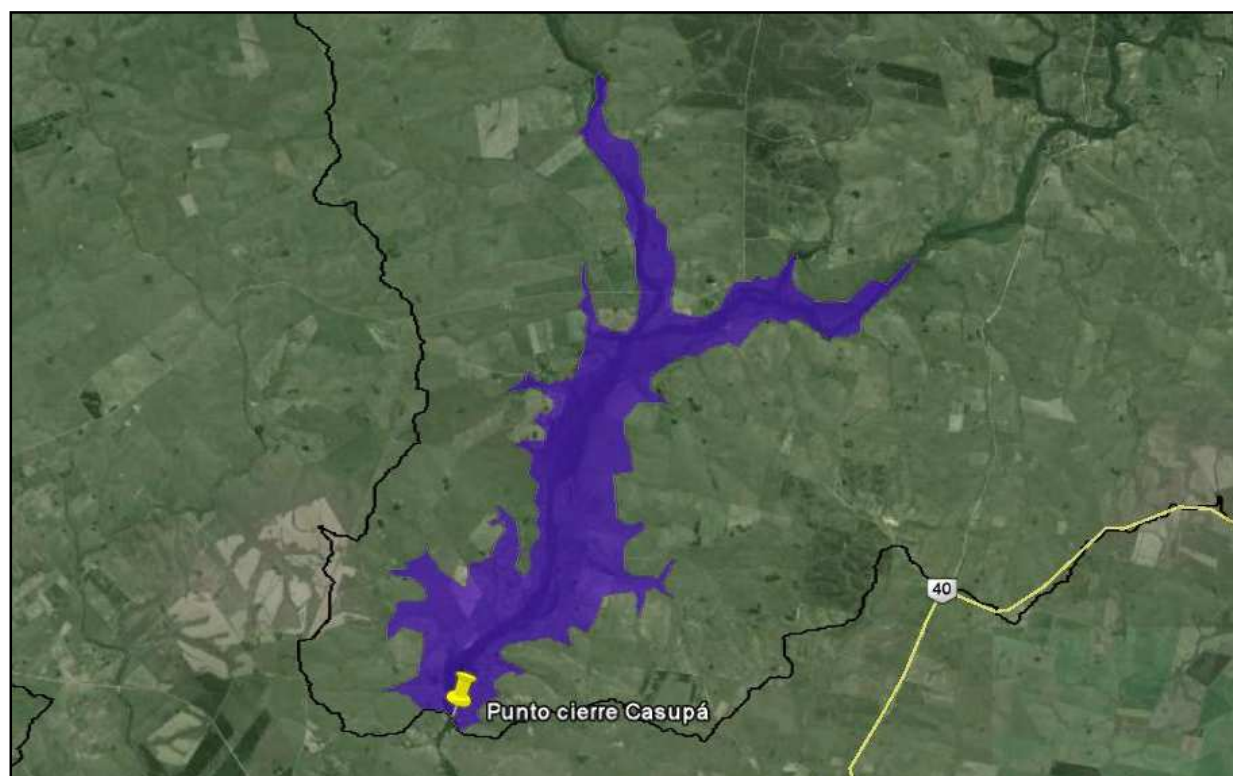




Se adjunta a continuación una figura mostrando el área que se inundará para generar el volumen requerido, sobre la cuenca del río Santa Lucía:



En la siguiente figura puede observarse el área a inundar superpuesta en imagen satelital de Google Earth:



El área que se inundará, para un período de retorno de 20 años es de 24 hm³, en una cuenca de aporte de 672 km².

3.2 Diseño de la presa

La presa que se proyecta construir será heterogénea y estará constituida por materiales sueltos. Los faldones serán de arena y el núcleo de arcilla.

La longitud del dique es de 1200 m y los taludes son 3:1 aguas arriba y 2.5:1 aguas abajo. La cota de coronamiento es de 105.2 m, siendo el nivel del terreno en el punto más bajo de 80.2 m.

Dicha presa contará con un único vertedero, central de hormigón, con una longitud de 85.8 m.

La presa estará fundada sobre la roca existente, realizándose solamente cortinas de inyección ante posibles fisuras.

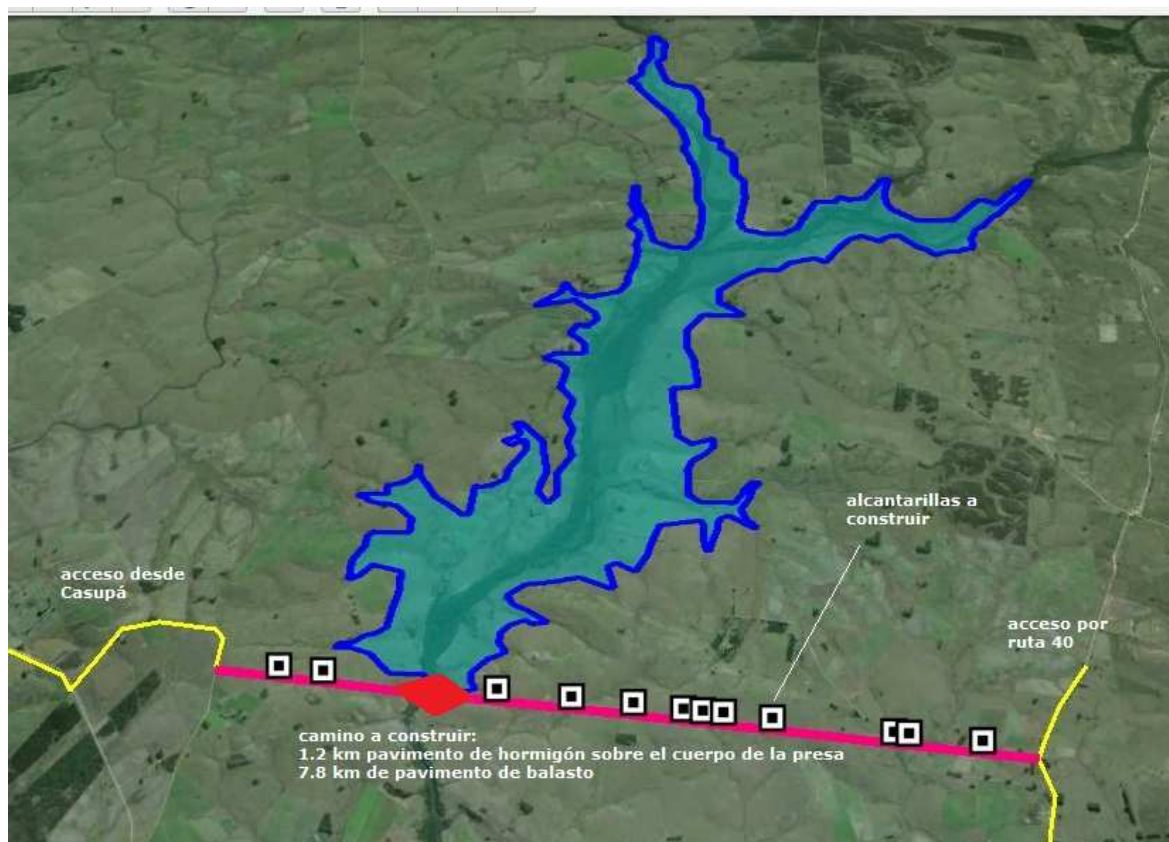
Se contará con un dren de grava tipo chimenea con canal perimetral de recolección de aguas de infiltración.

Se realizará un dentellón de un metro de profundidad.

A través del cuerpo del vertedero se construirá una galería de inspección.

La obra de toma estará constituida por dos tuberías cuadradas de 1.2 m de lado. Se contará con dos tuberías adicionales, de diámetro 0.4 m a los efectos de permitir el pasaje del caudal de estiaje.

Sobre el eje de la presa, a nivel de coronamiento, se construirá un camino de hormigón de 1.2 km de longitud. Este tramo estará conectado a dos caminos de balasto también a construirse, con una longitud total de 7.8 km, teniéndose entonces que se podrá acceder a la presa tanto desde la ciudad de Casupá (ruta 7) como desde la ruta 40. Para permitir el drenaje de las aguas, deberán construirse 12 alcantarillas.



El talud aguas debajo de la presa tendrá cobertura vegetal y el talud aguas arriba estará revestido por un enrocado de protección.

La estructura de disipación de energía será un trampolín dentado de hormigón.

3.3 Demanda temporal y de mano de obra

El plazo estipulado para la concreción de las obras es de aproximadamente 36 meses, empleando una mano de obra de 250 personas.

3.4 Maquinaria a utilizar

- treinta camiones con caja volcadora
- tres camiones regadores
- camión cisterna de combustible
- tres ómnibus
- cuatro retroexcavadoras
- cuatro bulldozers
- tres compactadoras pata de cabra
- dos compactadores de rodillo vibratorio liso
- tres motoniveladoras
- generador
- compresor
- planta hormigonera con capacidad de producción diaria de 100 m³

3.5 Demanda de energía

Para la fase operativa, se instalará una subestación que otorgue una potencia de 100 kW. Las instalaciones eléctricas necesarias se proyectarán de acuerdo con las demandas del proyecto y con las reglamentaciones de UTE vigentes. Se suministrarán e instalarán los cables, luminarias, tableros, y accesorios previstos en el proyecto.

Durante las obras civiles, se contará con generadores.

3.6 Demanda de agua potable

Considerando una plantilla de 250 personas, con una dotación media de 100 l/día, se tiene que la demanda de agua potable para usos domésticos es de 25 m³ diarios.

Dado que se necesitará –como se expondrá más adelante– una cantidad aproximada de 21000 m³ de hormigón, considerando una demanda de agua potable de 0.2 m³/m³.hormigón, se deberá proveer 4200 m³ de agua a lo largo de la etapa constructiva del proyecto. En tanto, podría estimarse una demanda media diaria de agua, considerando que la cantidad de días laborales por año es de 240. Se tiene entonces que la demanda de agua para elaborar el hormigón es de aproximadamente 6 m³ diarios.

En tanto, sin considerar otros posibles usos menores, deberán suministrarse 31 m³ de agua potable por día.

El suministro de dicha cantidad podría realizarse mediante perforaciones subterráneas, si es que la calidad de dichas aguas es apta para el consumo humano, lo cual debe estudiarse.

En caso de que no se pueda tener un abastecimiento desde las aguas subterráneas, el suministro podría realizarse mediante camiones cisterna.

Se contará con un depósito para el agua necesaria para el proceso de elaboración del hormigón y otro para el comedor y el vestuario. Asimismo, se contará con dispensadores que serán distribuidos en los distintos frentes de trabajo.

3.7 Demanda de agua no potable

Será necesario el uso de agua no necesariamente potable para diversos usos, entre los cuales el principal es el de riego de caminos. Dicha cantidad en esta etapa inicial no puede estimarse en forma certera, por lo que la citada demanda se determinará posteriormente al evaluar la respuesta del riego en la emisión de polvo. Se extraerá el agua desde el arroyo Casupá para estos fines.

3.8 Efluentes

Considerando un coeficiente de retorno de 0.8, se generarán 20 m³ diarios de efluentes domésticos. Para la gestión de los mismos, se construirán fosas

impermeables con las dimensiones adecuadas y serán retirados mediante barométrica autorizada.

Otros efluentes a generarse, son los que se derivan del lavado de los camiones mixers. Dichos efluentes recibirán un tratamiento básico, constituido por un sedimentador y una unidad de regulación de pH mediante ácido clorhídrico. Las aguas derivadas de este tratamiento podrán ser extraídas mediante los camiones cisterna regadores, para su reúso en el riego de caminos, siempre y cuando estas aguas cumplan con el Decreto 253/79.

Asimismo, se generarán efluentes en el lavado de las distintas maquinarias. Para dichos lavados, deberá construirse una plataforma de hormigón con pendiente a colector perimetral, y las mismas deberán pasar por una trampa de grasas. Los volúmenes a generarse son despreciables. Los hidrocarburos separados, serán remitidos a tambores de 200 litros cerrados, debidamente identificados y almacenados en una zona acondicionada para tal fin (platea de hormigón con barreras de contención de derrames). Finalmente, estos hidrocarburos serán entregados a gestores autorizados.

3.9 Residuos sólidos

Se generarán 1 kg de residuo asimilable a doméstico por persona por día, esto es, 250 kg/día.

Otros posibles residuos a generarse son:

- Restos de madera
- Chatarras
- Escombros/tierra
- Restos de desmonte

Deberán conformarse zonas de acopio para cada uno de estos residuos. En el caso de los generados en el desmonte, así como las maderas, estos podrán ofrecerse a vecinos interesados.

También podrán generarse residuos peligrosos, derivados de contingencias con combustibles o diversos productos químicos, los cuales deberán ser segregados con particular cuidado y almacenados en sitios adecuados a tales

fines (contención de derrames, suelo impermeable, techado, ventilación, acceso restringido a personal autorizado, etc.).

Se deberá contar con un plan general de residuos en obra.

3.10 Demanda de materiales

Para la construcción de la obra, se demandarán los siguientes materiales:

Arena: 485437 m³

Arcilla: 174517 m³

Rocas: 14254 m³

Grava: 38845 m³

Geotextil: 73350 m²

Cemento: 4180 t

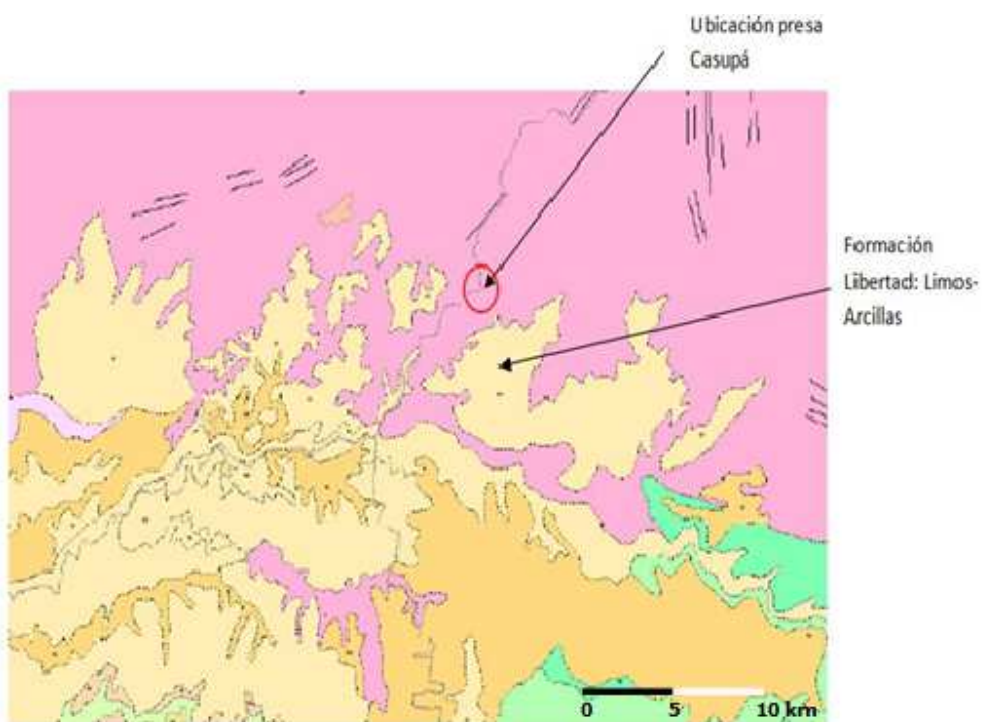
Hormigón en masa: 15400 m³

Hormigón de buena terminación: 5500 m³

Balasto: 15300 m³

En las cercanías al punto de cierre seleccionado (distancias inferiores a 5 km), se encuentran limos arcillosos de la Formación Libertad. Se desconoce la potencia de la misma, por lo que se entiende sería conveniente a efectos de tener mayores certezas la realización de sondeos en el suelo.

A continuación se muestra la cercanía de dicha formación, según la carta geológica de Uruguay.

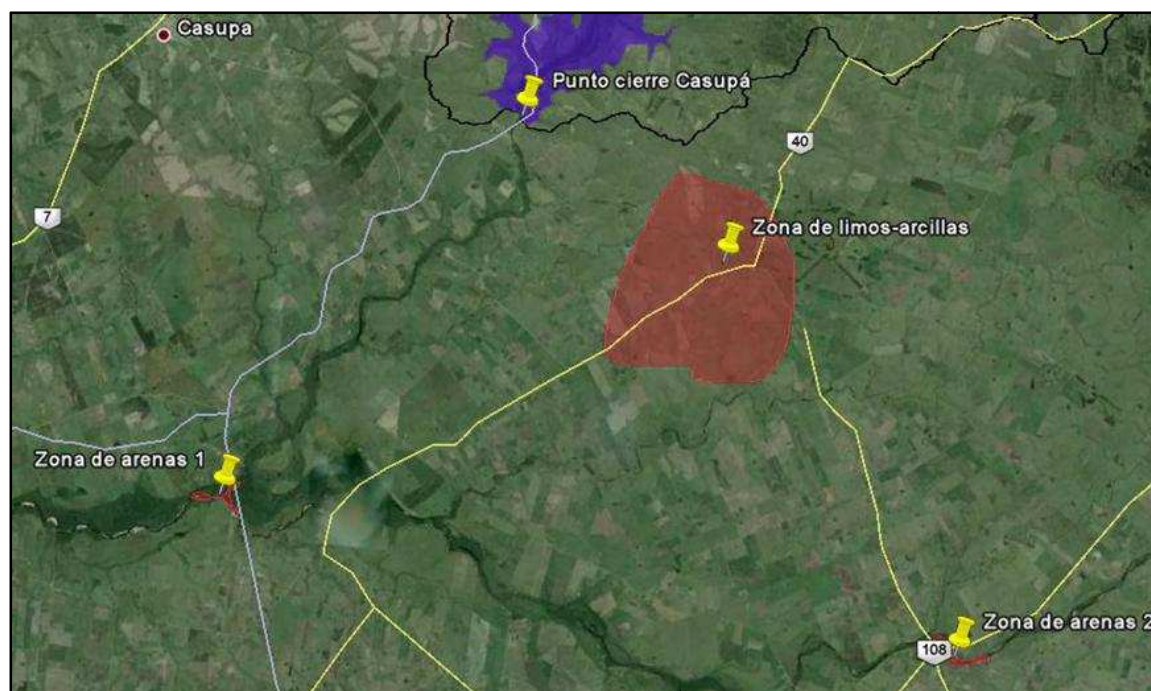


Como fuente de material pétreo se encuentran grandes afloramientos rocosos en el mismo sitio. Los mismos pueden observarse en las siguientes fotografías, realizadas en una visita al sitio de emplazamiento.





En cuanto a la zona de préstamo de arenas y grava, pueden obtenerse de aluviones aguas abajo, a distancias menores a 20 km, según se muestra en la siguiente imagen.



Asimismo, el balasto puede comprarse en la siguiente cantera identificada en el SIG de DINAMIGE, ubicada a aproximadamente 50 km de la obra:



3.11 Retiro de materiales

Excavación de rocas: 15753 m³

Tierra: 60000 m³

Remoción de bosque ribereño: 49 Há

3.12 Demanda de transporte

Se estimarán a continuación la cantidad de viajes diarios, considerando tanto la ida como el regreso.

Para el traslado de la arena, considerando un volumen de traslado de 6 m³ por camión, se estima un total de 224 viajes por día.

Para la arcilla, el total diario de viajes es de 80.

Para la grava, 18 viajes diarios.

Para el cemento, considerando una densidad de 3 t/m³ y que el transporte se realiza en camiones cisterna con capacidad de 10 m³, se tiene en promedio un viaje cada dos días.

4 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR

4.1 Medio Físico

4.1.1 Clima

A los efectos de caracterizar el clima de la zona en estudio, se consultaron los datos de la estación meteorológica más cercana, Estación Prado, relevados en el periodo 1961– 1990 (DNM, 2010).

Temperatura

La temperatura media anual de la zona es de 16,7 °C, siendo enero el mes más cálido con una temperatura máxima media de 28.4 °C, y julio el mes más frío con una temperatura mínima media de 7,2 °C. Las temperaturas extremas registradas en el período son 40,8 °C en noviembre, y -5.6 °C en junio, máxima y mínima respectivamente.

Humedad relativa

En cuanto a la humedad relativa, la media anual del período de registro es de 74 %, siendo la humedad relativa media mensual máxima de 82 %, correspondiente al mes de junio, y la mínima de 67 %, correspondiente al mes de diciembre.

Precipitaciones

Las precipitaciones se manifiestan durante todo el año según una normal anual de 1.101 mm, con un número de días de ocurrencia que varía entre los 6 y 7 días por mes.

Vientos

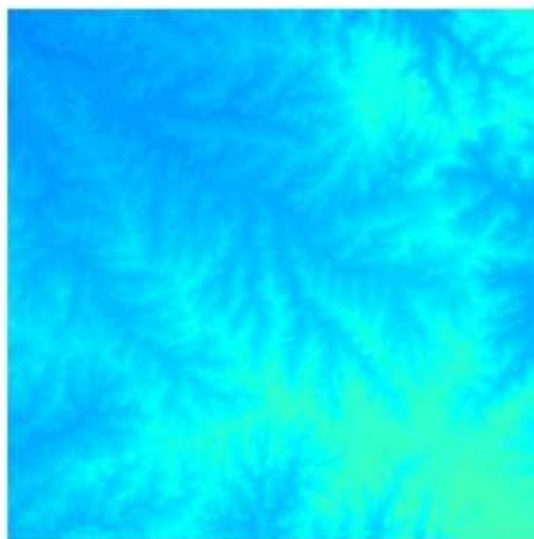
Las velocidades medias anuales de los vientos dominantes en la zona de estudio, a 15 m sobre el nivel del suelo, son del orden de 3.7 m/s. La rosa de los vientos representa el porcentaje del tiempo desde donde sopla el viento, mostrando una marcada incidencia de vientos desde el E, SE, ENE y ESE (DNETN & MIEM, 2009).



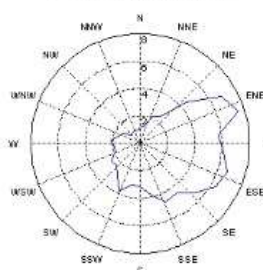
ZONA H6 - Altura:15m



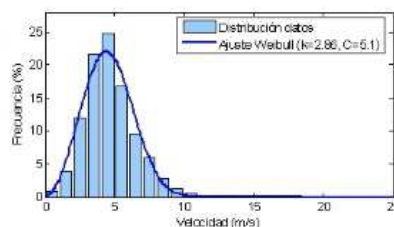
Velocidad media anual



Rosa de vientos



Histograma de velocidades



ALTURA 15m | [ALTURA 30m](#) | [ALTURA 50m](#) | [ALTURA 90m](#)

Imagen 7: Caracterización de vientos

4.1.2 Geología

Según la Carta Geológica del Uruguay 1:500.000, los materiales geológicos corresponden a la Formación Lavalleya, dentro de las cuales se distinguen dos unidades:

una unidad integrada por una secuencia volcano-sedimentaria, caracterizada por un metamorfismo bajo.

una unidad caracterizada por el desarrollo de un metamorfismo medio.

Se destacan: filitas sericíticas, cloritosas, cuarzosas y grafitosas. Cuarzitas, calizas, dolomitas, metaareniscas, metaconglomerados. Metavulcanitos básicos e intermedios (predominantemente) y metavulcanitos ácidos.

A cotas superiores del lago generado, las rocas citadas se encuentran recubiertas parcialmente por remanentes de la formación Libertad (lodolitas,

loess y fangolitas con porcentaje variable de arenas y arcillas, de color pardo a pardo rojizo).

La mineralogía de estos detritos es fundamentalmente cuarzosa y feldespática. Dentro de estas litologías texturalmente los términos dominantes son limo arcillo arenoso y limo arcilloso.

El carbonato de calcio está presente en forma pulverulenta, en concreciones y pequeños lentes. En términos generales los porcentajes de carbonato son del 2% al 4%.

4.1.3 Suelos

Según surge de la carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay, en la zona afectada la unidad de suelos corresponde a San Gabriel – Guaycurú, compuesta por Brunosoles Subéutricos (Éutricos) Háplicos Fr como suelos dominantes y Brunosoles Subéutricos Típicos/Lúvicos Ar Fr.

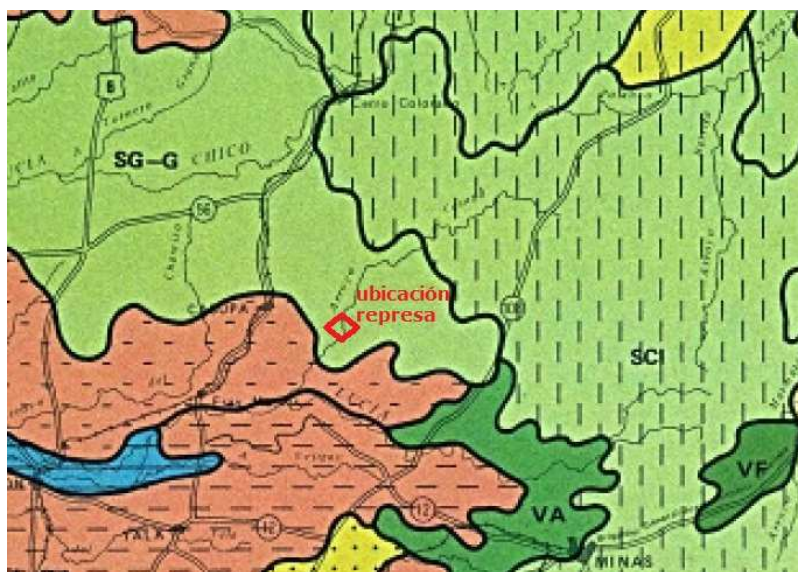


Imagen 8: Carta de reconocimiento de suelos

Según el índice CONEAT, en el cual se agrupan suelos en áreas homogéneas definidas por su capacidad productiva en términos de carne bovina, ovina y lana en pie, los suelos afectados corresponden a los grupos: 03.3, 2.12, 5.02b, 5.3, 10.3 y 10.8a según se expone en la siguiente imagen:



Tabla 2: Áreas de los distintos Grupos CONEAT afectadas

4.1.4 Hidrografía

4.1.4.1 Agua Superficial

El curso a embalsar corresponde al arroyo Casupá, que nace en la Cuchilla Grande.

En su primer tramo, este curso corre de Este a Oeste, para finalmente transcurrir predominantemente en dirección Norte – Sur-

El arroyo Casupá tiene una pendiente media de 0.4%, recibiendo aportes del arroyo Espuelitas, cañada del Sauce, arroyo Cabrera, arroyo Chileno, arroyo Tupambay, Arroyo Sauce del Casupá y otras cañadas sin nombre y cursos intermitentes. Finalmente, desemboca en el río Santa Lucía.

A continuación se presentan algunas imágenes obtenidas en la visita al sitio de emplazamiento de la represa.

Vista del arroyo Casupá:



Imagen 10: Vista del arroyo Casupá

Arroyo Casupá, aguas abajo:



Imagen 11: Vista del arroyo Casupá, aguas abajo

4.1.4.2 Agua Subterránea

En la zona en estudio no se encuentran acuíferos porosos, sino de fisura, tal como surge de las siguientes imágenes:

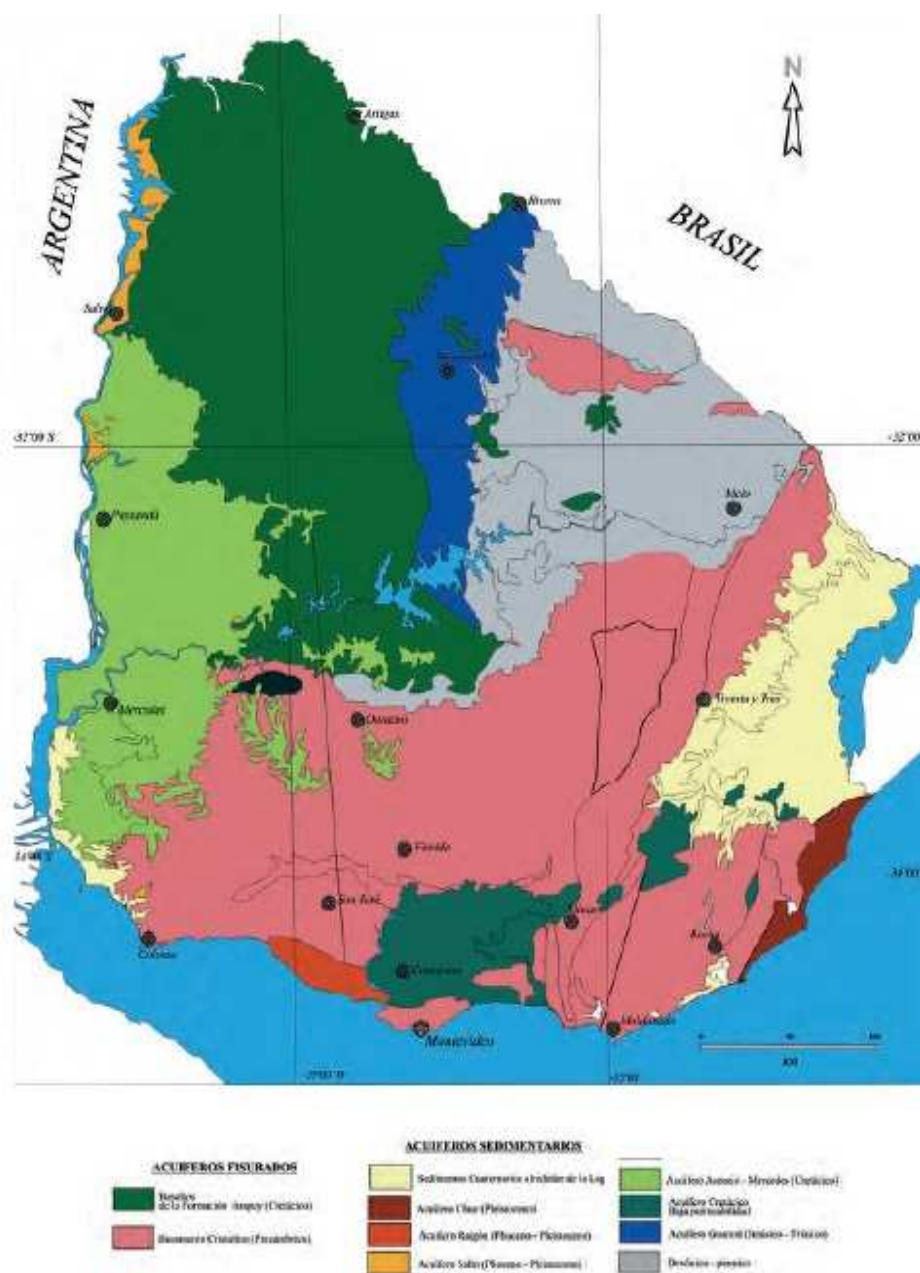


Imagen 12: Mapa hidrogeológico del Uruguay (Montaño et. al 2006)

Donde se ve claramente la presencia del basamento cristalino. La presencia de rocas ígneas y metamórficas de edad precámbrica sólo permiten la existencia de acuíferos de fisura de carácter local. Las aguas subterráneas se

4.2 MEDIO BIÓTICO

4.2.1 Identificación de ambientes

Los ambientes identificados, tanto al momento de recorrer la zona en la cual se implantará el proyecto, así como a través del análisis de imágenes satelitales y otras fuentes, son los siguientes:

Ambiente de pradera

Las praderas representan el ambiente más extenso en el Uruguay. Son características de este tipo de ambiente diferentes especies de gramíneas y pastos bajos. En dicho ambiente es que se realizan las actividades agrícolas y ganaderas.



Imagen 14: Pradera en la zona de emplazamiento



Imagen 15: Pradera en la zona de emplazamiento

Bosque ribereño

En él se incluyen aquellas formaciones que ocupan las zonas bajas, en las márgenes de los cursos de agua. Constan de un dosel continuo que cubre totalmente al suelo, y vegetación de sotobosque (arbustos) y tapiz herbáceo, estos últimos tolerantes a la sombra.

De acuerdo a los requerimientos hídricos, las especies se distribuyen en franjas paralelas al curso de agua, desde las más higrófilas próximas al mismo, hasta las más xerófilas hacia las zonas más elevadas. Además de las formas de vida mencionadas, existen especies vegetales epífitas, parásitas y trepadoras aunque en baja abundancia (Brussa & Grela, 2007).

Fisionómicamente son franjas de vegetación arbórea que acompañan los cursos de agua y cuyo ancho depende de las condiciones geológicas, topográficas y edáficas del lugar, que a su vez determinan las condiciones de humedad (Brussa & Grela, 2007).



Imagen 16: Vista del bosque ribereño en el arroyo Casupá

4.2.2 Mapas de riqueza de especies

Analizando lo expuesto en 'Especies prioritarias para la conservación en Uruguay' en el cual se muestran mapas de riqueza de especies, se puede observar que los guarismos de especies amenazadas -en la zona en estudio- tanto para plantas, moluscos terrestres, moluscos dulceacuícolas, peces, anfibios, reptiles y mamíferos, se corresponden con las escalas más bajas, no siendo así en el caso de las aves amenazadas, donde se tiene una escala intermedia.

Número de especies de plantas amenazadas:

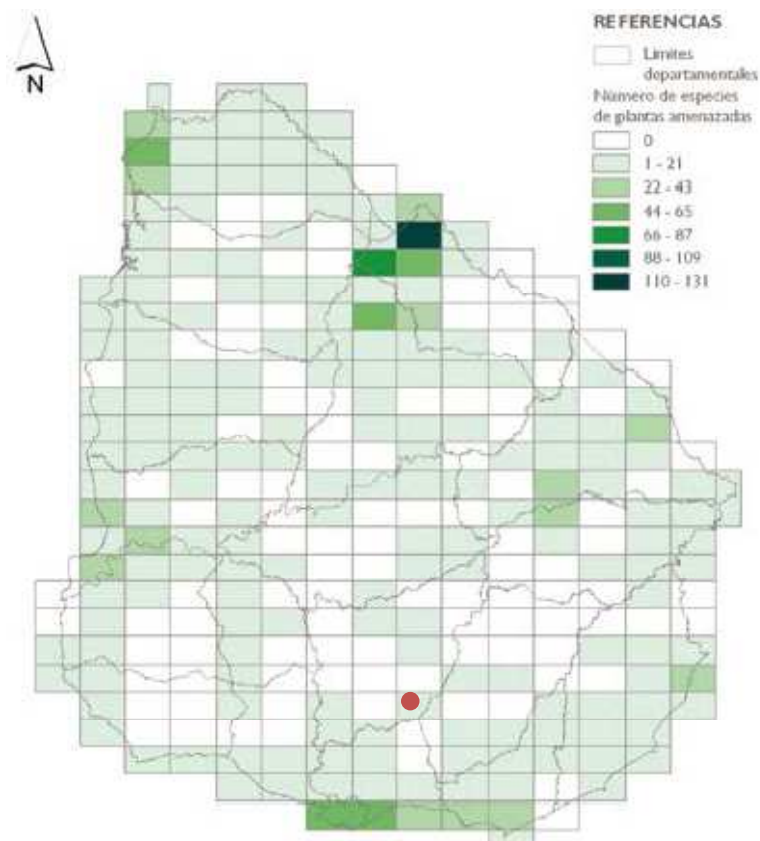


Imagen 17: Número de especies de plantas amenazadas

Número de especies de moluscos terrestres amenazados:

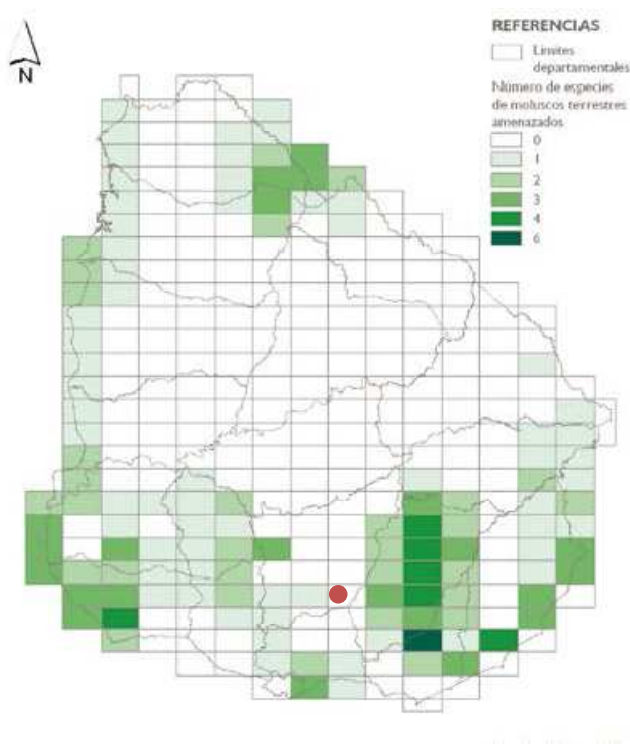


Imagen 18: Número de especies de moluscos terrestres amenazados

Número de especies de moluscos dulceacuícolas amenazados:

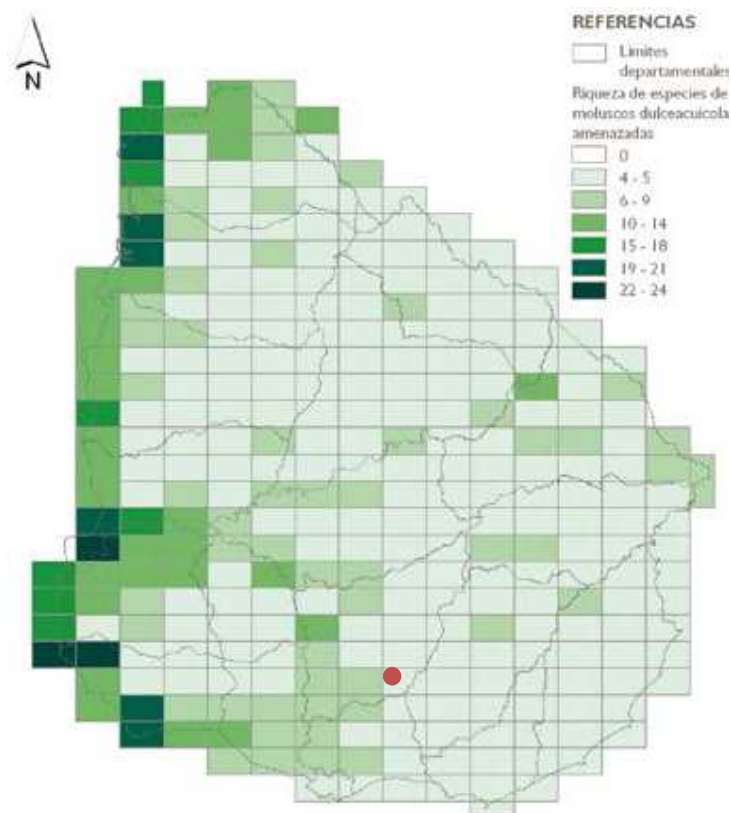


Imagen 19: Número de especies de moluscos dulceacuícolas amenazados

Número de especies de peces amenazados:

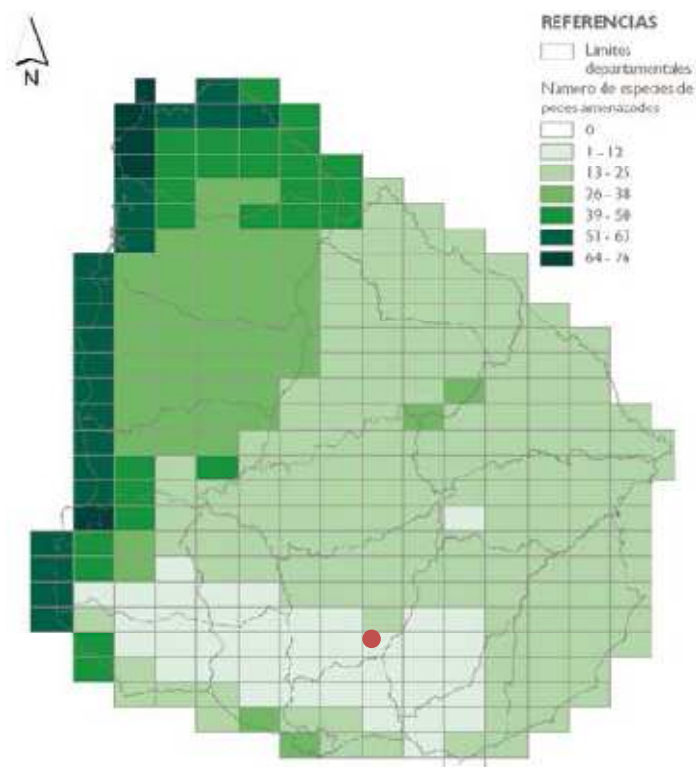


Imagen 20: Número de especies de peces amenazados

Número de especies de anfibios amenazados:

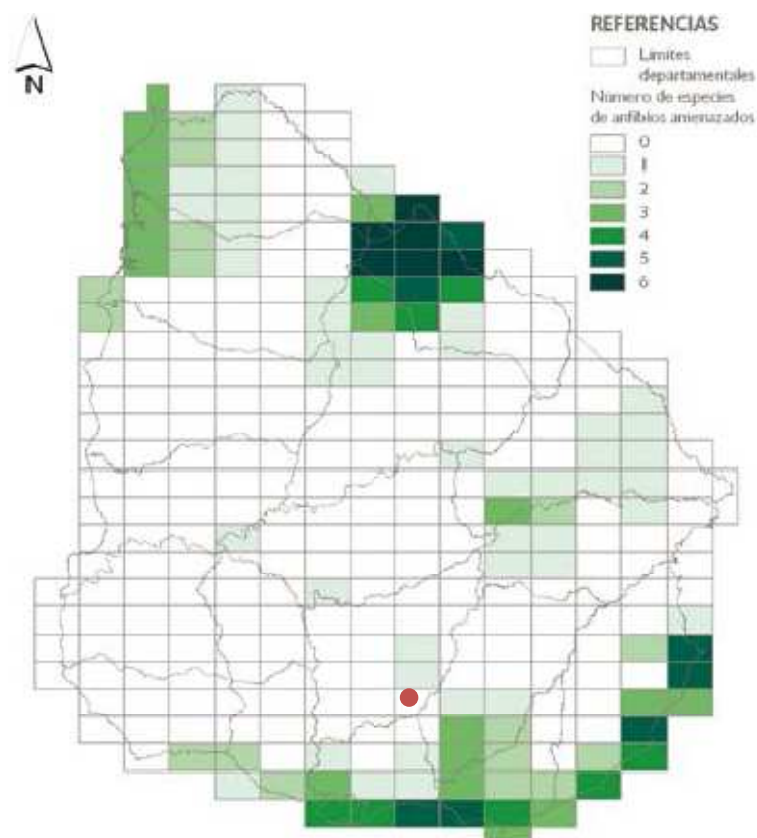


Imagen 21: Número de especies de anfibios amenazados

Número de especies de reptiles amenazados:

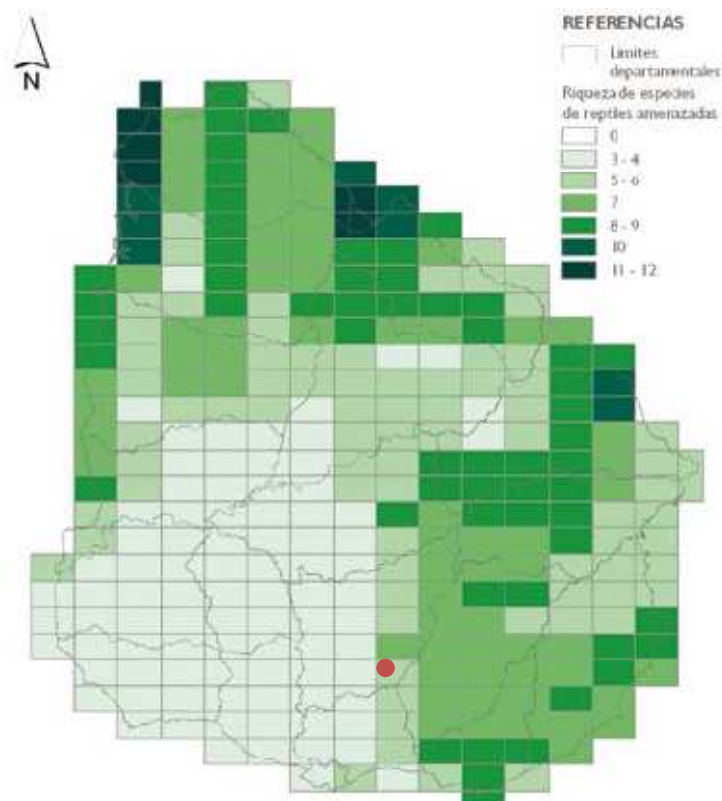


Imagen 22: Número de especies de reptiles amenazados

Número de especies de aves continentales amenazadas:

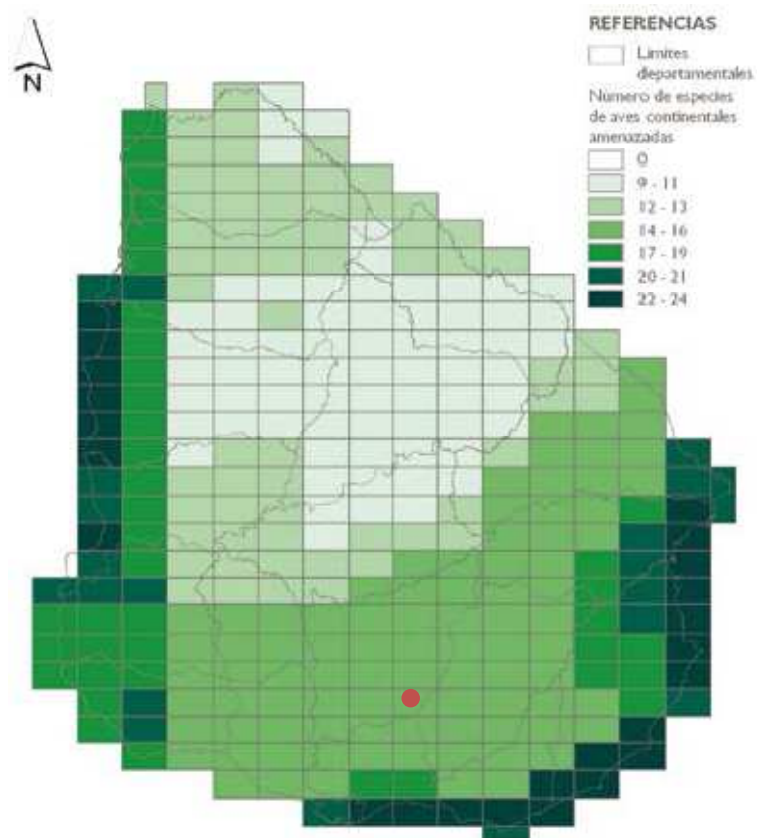


Imagen 23: Número de especies de aves continentales amenazadas

Número de especies de mamíferos amenazados:

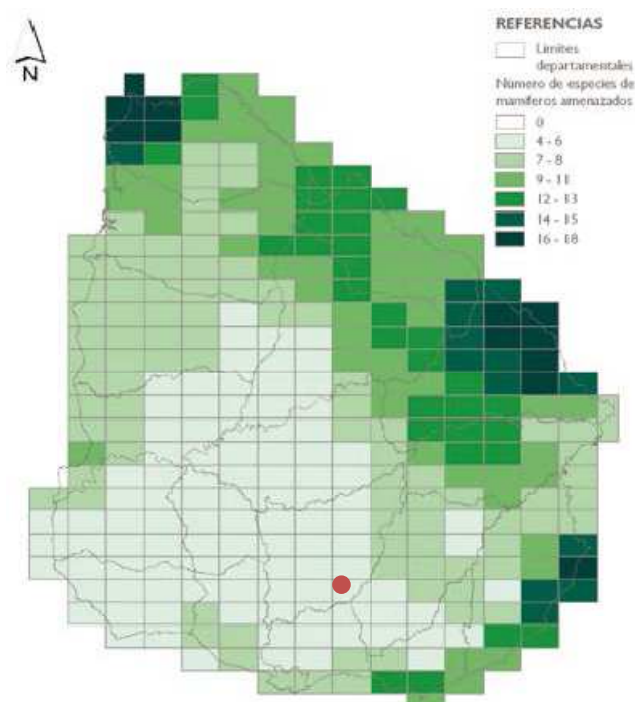


Imagen 24: Número de especies de mamíferos amenazados

4.3 MEDIO ANTRÓPICO

4.3.1 Población

El medio en el que se desarrollará el proyecto es de características rurales con baja densidad de población.

En la zona de influencia se encuentra a aproximadamente 9 Km la localidad de Casupá.

Según el censo del año 2011, Casupá contaba con una población de 2402 habitantes.

Las actividades en servicios públicos abarcan un extenso sector de la población; el resto dedica sus esfuerzos a tareas rurales o trabajos de distinta índole en la villa, con bajas remuneraciones en su mayoría. Su actividad agropecuaria gira en torno a la Agricultura, ganadería y la producción lechera.

4.3.2 Vecinos

Se realizó un relevamiento de los vecinos más cercanos a la zona de la represa. En la siguiente ilustración se muestran las viviendas más cercanas. No se cuenta con información sobre si las mismas están habitadas, pero se pudo observar en la visita a la zona un gran porcentaje de viviendas deshabitadas.

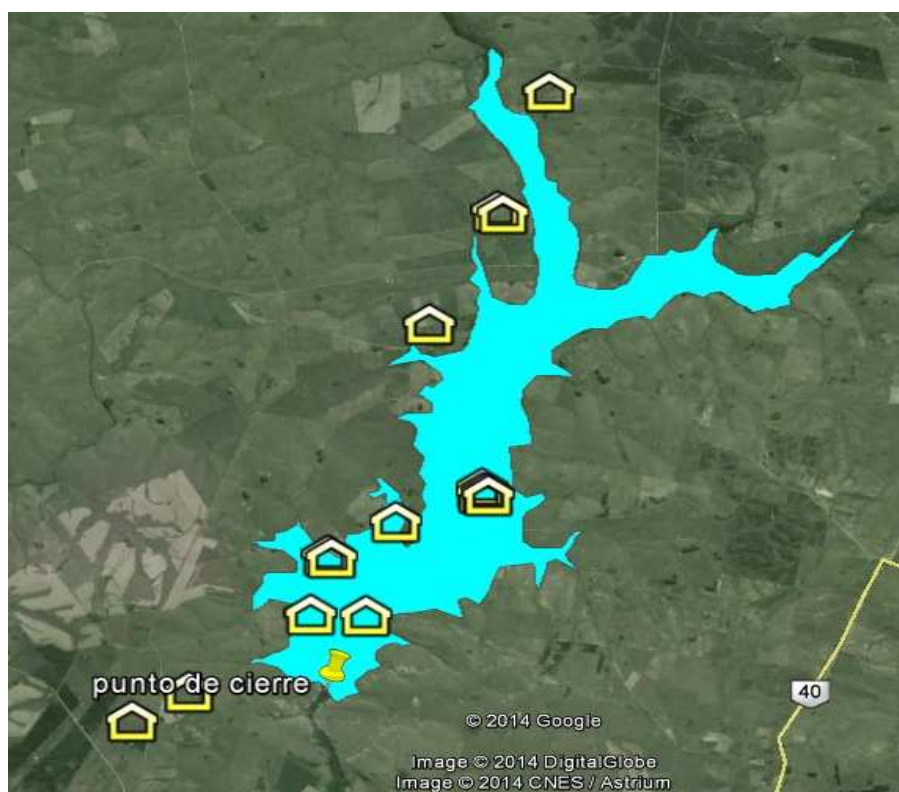


Imagen 25: Relevamiento de vecinos afectados

Como puede observarse, para una inundación generada por una tormenta de 20 años de período de retorno, son 9 las viviendas que se verían afectadas por la presencia de la infraestructura a construir. Se marcaron también 4 viviendas que, si bien no se verían inundadas para la tormenta en cuestión, éstas se encuentran muy próximas al lago, por lo que puede que también sea aconsejable su expropiación.

4.3.3 Sitios de valor histórico o cultural

Aproximadamente 6.5 Km aguas debajo de la represa se encuentra El camping parque "Mangueras de los Artigas". El mismo fue declarado Patrimonio Histórico Nacional en el año 2005. Dicho camping se encuentra sobre la Ruta 40.

Según la historia, éste es el lugar de la estancia de los padres de José Gervasio, de donde salió Manuel Francisco para ir a recuperar el este del país para la Revolución Oriental de 1811. Es el lugar donde se juntaron los pobladores del lugar para ir al Éxodo del Pueblo Oriental; también desde aquí partieron con Joaquín Artigas otro grupo de patriotas que posteriormente desembarcarían en la Playa de la Agraciada. Unas enormes mangueras de piedra, rodeadas de árboles nativos, dan cuenta de la existencia de ganado en el lugar. Actualmente el campo es propiedad del Instituto Nacional de Colonización.

Cartel de ingreso al camping:



Imagen 26: Cartel de ingreso al camping

4.3.4 Sitios de valor arqueológico o paleontológico

Luego de la introducción del ganado bovino por parte de Hernandarias, ese ganado, junto al que por el norte ingresó desde los pueblos de las Misiones jesuíticas, especialmente a partir del 1636, se reprodujo en forma muy rápida en base a las condiciones de clima, pasturas y relativa ausencia de predadores. En su origen era un ganado manso pero en ausencia del manejo del hombre se transformó en chúcaro y salvaje o 'cimarrón'.

Durante el proceso de colonización de la Banda Oriental, la tierra fue distribuida entre los primeros pobladores en estancias con el objeto de radicar colonos que trabajaran y explotaran las riquezas naturales. Fue justamente en las estancias donde se va a concretar el proceso de cría de bovinos, con un sentido productivo y no meramente expoliatorio, requiriendo para ello 'amansar' a los animales cimarrones, manteniéndolos 'aquerenciados' en áreas geográficas reducidas y delimitadas. Una explotación racional requería que los animales se mantuvieran dentro de áreas reducidas y limitadas, que permitieran su control y manejo. Para ello era necesario disponer de barreras que impidieran su libre movimiento en los campos, pasando de su condición de cimarrón al de manso o aquerenciado.

Estas barreras, cuando eran creadas en piedra, recibieron el nombre de mangueras.

En general, se acepta que los cercos de piedra fueron construidos luego de la Guerra Grande (1839-1851), 'por comparsas de vascos e italianos'. Es en tanto que, estas construcciones antiguas constituyen un gran valor histórico dado que las mismas constituyen los últimos y silenciosos testigos, aún en pie, de los inicios del desarrollo de la ganadería en el Uruguay.



Imagen 27: Mangueras de los Artigas

4.3.5 Áreas protegidas

No se encuentran áreas protegidas en la zona del emprendimiento.

5 IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS

Se presentarán a continuación los distintos impactos ambientales que podrían derivarse del proyecto y la evaluación de los mismos, a fin de poder determinar si estos pueden considerarse admisibles o deberán ser mitigados mediante medidas específicas a definir. Para ello, inicialmente se procederá a identificar los aspectos ambientales más relevantes en cada una de las fases del proyecto.

Para el presente análisis, sólo se tendrá en cuenta las fases de construcción y posterior operación, comprendiendo cada una de ellas una serie de acciones que pueden ocasionar diferentes efectos sobre el ambiente.

Los impactos serán valorados según las siguientes categorías:

Categorización	Clasificación	Tipo	Símbolo
Previsión	Por sus alteraciones causa-efecto	impactos directos	Dir
		impactos indirectos	Ind
	Por la interrelación de acciones	impactos simples	Sim
		impactos acumulativos	Acu
		impactos sinérgicos	Sin
Evolución	Por su extensión	impactos puntuales	Pun
		impactos parciales	Par
		impactos totales	Tot
	Por su persistencia	impactos temporales	Tem
		impactos permanentes	Per
	Por el grado de recuperación natural	impactos irre recuperables	Irc
		impactos irreversibles	Irv
		impactos reversibles	Rev
	Por su probabilidad	impactos certeros	Cer
		impactos probables	Pro
		impactos poco probables	Ppr
Carácter	Por su signo	impactos positivos	+
		impactos negativos	-

Tabla 3: Esquema de valoración de impactos

5.1 Impactos Ambientales derivados de la fase de construcción

Las obra civiles más trascendentes que deberán desarrollarse incluyen: instalación de un obrador, campamento de trabajadores, movimiento de suelos, construcción de caminería interna, vías de acceso hacia zonas de préstamo, desvío del curso, tendido eléctrico, abastecimiento de agua, instalación de tuberías y accesorios, elaboración de hormigón, acondicionamiento de un área para el mantenimiento de la maquinaria vial, transporte de materiales, acopio de materiales, etc.

Los posibles impactos derivados de la etapa constructiva son los siguientes:

- contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.
- contaminación del agua por generación de residuos sólidos.
- contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.
- contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.
- contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.
- contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.
- contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.
- contaminación del aire por generación de PM10.
- afectación por ruido.
- pérdida de cobertura vegetal.
- afectación a la fauna terrestre.
- afectación a la ictiofauna.

- afectación al paisaje.
- afectación a la vegetación.
- falla de estabilidad.
- desplazamiento físico y económico.
- generación de empleo.
- afectación a la red vial.
- riesgo de accidentes viales.
- pérdida del patrimonio arqueológico.

5.1.1 Matriz de valoración de impactos:

IMPACTO	MAGN.	PREVISIÓN		EVOLUCIÓN				CARÁCTER
		CAUSA EFECTO	INTER. DE ACCIONES	EXTEN.	PERSIST.	GRADO DE RECUP.	PROB.	SIG.
contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por generación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
contaminación del aire por generación de PM10.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
afectación por ruido.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
pérdida de cobertura vegetal.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
afectación a la fauna terrestre.	Baja	Dir	Acu	Pun	Perm	Rev	Pro	-
afectación a la ictiofauna.	Baja	Dir	Acu	Pun	Perm	Rev	Pro	-
afectación al paisaje.	Moderada	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Pro	-
afectación a la vegetación.	Moderada	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-
falla de estabilidad.	Alta	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
expropiación.	Alta	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-
generación de empleo.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Cer	+
afectación a la red vial.	Baja	Dir	Acu	Pun	Tem		Pro	-
riesgo de accidentes viales.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
pérdida del patrimonio arqueológico.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-

Tabla 4: Valoración de impactos en fase constructiva

5.1.2 Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados

Dado que, en cuanto a los impactos identificados, muchos responden a un mismo aspecto ambiental, los impactos serán entonces agrupados para cada aspecto y evaluados en conjunto.

5.1.2.1 Aspecto Ambiental: residuos sólidos

Impactos:

- contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.
- contaminación del agua por generación de residuos sólidos.
- contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.

Se contará con un PGA de residuos en obra.

Los residuos se clasificarán según:

Asimilables a domésticos

Restos de madera

Chatarras

Peligrosos

Escombros/tierra

Restos de desmonte

La gestión de los residuos estará a cargo de empresas tercerizadas, las cuales deberán estar habilitadas para su actuación.

No se podrá acumular residuos de origen orgánico por períodos superiores a las 48 horas, dado el riesgo de descomposición.

Se evaluará la posibilidad de disponer en relleno de Florida o Lavalleja, previa autorización pertinente.

Se llevarán registros cuantificados de generación y disposición/destino de los mismos.

No se prevén impactos significativos.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

PGA de residuos en obra.
Retiro por empresas autorizadas.
Frecuencia de retiro inferior a las 48 horas.

5.1.2.2 Aspecto Ambiental: efluentes derivados del lavado de hormigón

Impactos:

- contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.

La maquinaria y herramientas empleadas para el transporte y colocación del hormigón deben ser lavadas para evitar que el material se adhiera a sus paredes.

La infiltración al terreno del efluente generado en la pileta de lavado de hormigón puede provocar la contaminación del suelo en el área de infiltración, fundamentalmente por la carga de sólidos sedimentables y por el pH del efluente.

Para infiltrar al terreno, el efluente debe cumplir con los estándares de calidad correspondientes a 'infiltración al terreno de efluentes' establecidos en el Decreto 253/79 y modificativos.

El agua de lavado será tratada en tres fases previamente a su vertido: recepción, sedimentación para remover el material sólido y neutralización para corregir el pH a un valor inferior a 9, por lo que tendrá la calidad adecuada para infiltración al terreno.

Además, la infiltración estará condicionada a que el efluente a verter cumpla con la calidad exigida.

Dadas las medidas de gestión previstas para el tratamiento de este efluente, y que las cantidades generadas no serán importantes, se considera que este impacto no es significativo.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Construcción de sedimentador de sólidos y corrección de pH.
Vertido según lo estipulado en el Decreto 253/79.

5.1.2.3 Aspecto Ambiental: efluentes domésticos

Impactos:

- contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.

Para la gestión de los efluentes domésticos generados durante la fase constructiva, se prevé la construcción de pozos negros de paredes impermeables. Su volumen será tal que se asegure no existan desbordes hasta su posterior retiro por parte de una barométrica habilitada. Se considera que el impacto no es significativo.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Construcción de pozos negros impermeables.

Vaciado de los pozos por gestores debidamente autorizados.

5.1.2.4 Aspecto Ambiental: hidrocarburos varios

Impactos:

- contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.
- contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.
- contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.

Estas contingencias podrían darse, por ejemplo, durante el mantenimiento de la maquinaria vial a utilizarse en la construcción. Para dicha actividad debería contemplarse una plataforma de hormigón de dimensiones apropiadas sobre la cual se realicen los mantenimientos. En caso de generarse derrames en el suelo, estos deberán ser controlados, para lo cual deberá contarse con paños absorbentes, los cuales una vez utilizados deberán ser dispuestos como residuos sólidos peligrosos.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Plataforma de hormigón para el lavado, con pendiente hacia trampa de aceites

5.1.2.5 Aspecto Ambiental: horizontes de suelo sueltos

Impacto:

- contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.

Como consecuencia de la remoción de la cobertura vegetal y de las actividades de excavación y nivelación del terreno, que modifican los patrones de escurrimiento superficial y las características de la superficie del terreno, el escurrimiento superficial generado por la precipitación podrá cargarse de sólidos. Esta carga de sólidos puede derivar al arroyo Casupá, afectando la calidad de agua.

Este impacto está vinculado al desarrollo de procesos erosivos localizados debido a la remoción de la cubierta vegetal y excavación, y a la modificación de los patrones naturales de escurrimiento.

El desarrollo de procesos erosivos en la fase de construcción se localizará principalmente sobre las zonas con acopios de material o donde se realice el destape del terreno.

Las pendientes de las superficies afectadas por las actividades de excavación se mantendrán con pendientes que permitan controlar la velocidad del escurrimiento, cuidando que las mismas no sean más pronunciadas que las del terreno natural.

Los taludes de los acopios tendrán pendientes que permitan evitar el arrastre y erosión del suelo.

Los acopios se ubicarán en zonas de baja pendiente donde hay mejores condiciones para el control de la velocidad del escurrimiento para minimizar la formación de procesos erosivos, y controlando que se ubiquen en lugares donde no obstruyan el drenaje local.

El impacto residual será no significativo.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Pendientes adecuadas de superficies y acopios.

Acopios en zonas de baja pendiente.

No obstrucción del drenaje.

5.1.2.6 Aspecto ambiental: emisión de PM10

Impacto:

- contaminación del aire por generación de PM10.

La emisión de PM10 (fracción respirable del material particulado) se podría generar por diversas actividades, como por ejemplo: el movimiento de suelos, el tránsito de maquinaria y vehículos y el funcionamiento de la planta hormigonera.

En caso de constatarse emisión de PM10 como consecuencia ya sea del movimiento de suelos o el tránsito, podría procederse al regado de las superficies de rodadura cuando sea conveniente.

Para el funcionamiento de la hormigonera, en caso de que el cemento sea almacenado en silos verticales, podrían instalarse filtros de manga para evitar la emisión. Deberá estudiarse con mayor detalle la posibilidad de que se generen efectos ambientales.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Limitar la velocidad de camiones y autos.

Mojar las superficies de rodadura para aportar humedad.

Recubrir acopios y camiones con lonas.

Uso de filtro de mangas en los silos.

5.1.2.7 Aspecto Ambiental: emisión de vibraciones

Impacto:

- afectación por ruido.

Diversas son las fuentes generadoras de ruido, como el funcionamiento de los motores de combustión de la maquinaria vial, así como el generado como consecuencia del tránsito.

Deberá realizarse un estudio en detalle, ya que hay casas próximas a los caminos.

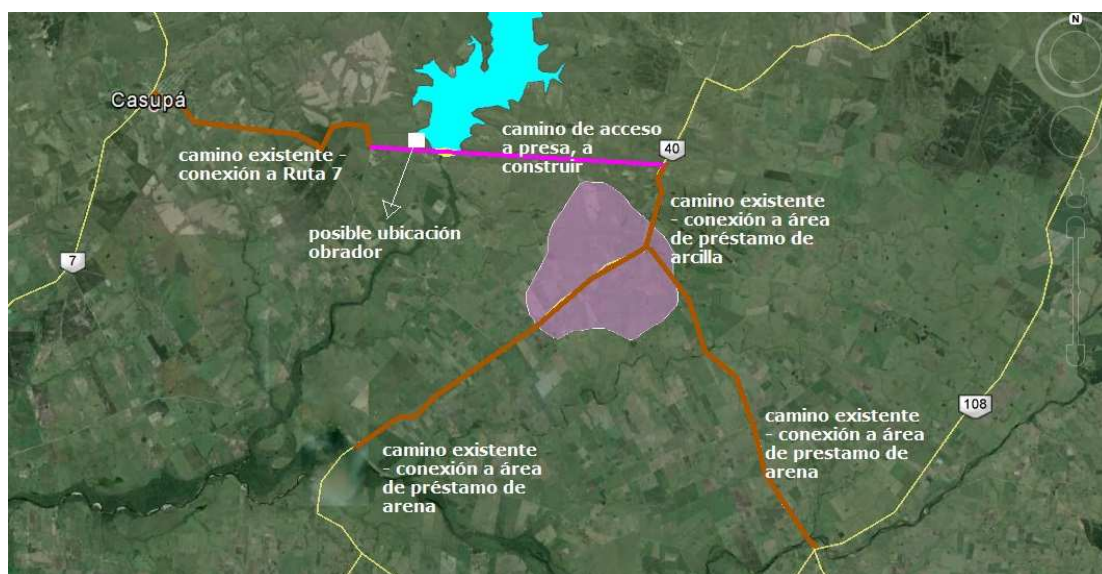


Imagen 28: Camino a construirse y accesos

Deberán identificarse con mayor precisión los posibles afectados, las distancias hacia los puntos de generación, así como cuantificar según las maquinarias a utilizarse en el proyecto (y sus respectivos valores de emisión) la inmisión esperada en tales puntos. Para esto último, debería contarse con valores actuales de inmisión sonora en los puntos a considerar.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Mantenimiento periódico de las maquinarias.

Reducción de la velocidad durante el tránsito de insumos.

Horario de trabajo diurno.

5.1.2.8 Aspecto Ambiental: presencia física de la construcción

Impactos:

- pérdida de cobertura vegetal.
- afectación a la fauna terrestre.
- afectación a la ictiofauna.
- afectación al paisaje.
- afectación a la vegetación.
- falla en la estabilidad

La pérdida de la cobertura vegetal podrá darse, por ejemplo, por la instalación del obrador. La fauna terrestre se verá afectada en las tareas de movimiento de suelos, así como durante el proceso de llenado del embalse, en el cual se formarán islas transitorias sobre las cuales pueden quedar atrapados animales.

La ictiofauna también puede verse afectada, principalmente durante el proceso de desvío del curso de agua.

El paisaje sufrirá un cambio abrupto en tanto se vaya produciendo la inundación del vaso.

La vegetación se verá afectada, en tanto previo a la construcción de la represa deberá ser removida toda la vegetación presente en el área a inundar, dado que la misma podría contribuir a efectos de eutrofización, disminuyéndose el oxígeno disuelto y como consecuencia afectando la calidad del agua, la ictiofauna, generación de olores, etc.

Durante la propia construcción del dique puede generarse fallas en la estabilidad.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Restaurar la cobertura vegetal que haya sido afectada durante la obra.
Formación de grupos de rescate de animales en islas transitorias.
Formación de grupos de rescate de ictiofauna que pueda haber quedado estancada durante el desvío del curso.

Recuperación de semillas, plantas, etc. del mayor número posible de especies.

Realización de un control técnico periódico de la ejecución de la obra, por parte de los propios interesados y del Director de Obra. Se pondrá énfasis en la selección de los materiales de préstamos a utilizar y del grado de compactación, de modo de garantizar la estabilidad del dique.

5.1.2.9 Aspecto Ambiental: tránsito inducido

Impactos:

- afectación a la red vial.
- riesgo de accidentes viales.

En la etapa constructiva se prevé el transporte de materiales de préstamo, transporte de insumos de diversa índole, movimiento de personal, etc. principalmente a través de la Ruta 40, la Ruta 7 y diversos caminos de balasto. Estos últimos principalmente serán los más afectados y sobre los cuales se deberá ejercer algún control, sin perjuicio de que los mismos tienen una baja exigencia.

Con el incremento del tránsito -aún a definir con exactitud-, es posible que se dé un incremento en los accidentes viales, mayormente si parte de este tránsito ingresa hacia la ciudad de Casupá, aunque el escenario de siniestros es de baja probabilidad.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Los transportistas deberán contar con la autorización correspondiente y la documentación al día.

Cumplimiento de la legislación nacional referente a la circulación vial.

Colocación de señalizaciones en caso de que se requiera.

Los transportistas deberán circular respetando los límites de velocidad, principalmente en caso de que se transite por la ciudad de Casupá.

5.1.2.10 Aspecto Ambiental: aspectos socio-económicos/culturales

Impactos:

- desplazamiento físico y económico.
- generación de empleo.
- pérdida del patrimonio arqueológico.

Uno de los impactos más trascendentes será la expropiación de aproximadamente 11 viviendas, en un total de 24.4 km² de área inundada, estimada para un período de retorno de 20 años. Si bien no se conoce con certeza si la totalidad de estas casas están deshabitadas, debe plantearse el escenario de reasentamiento de todos los afectados. En tanto lo expuesto, en cuanto a que se estima que son pocas las viviendas habitadas en forma

permanente, se entiende que aplicando un adecuado plan de reasentamiento no se tendrán resistencias significativas.

Deberá establecerse un plan de desplazamiento físico y económico. Otro de los impactos identificados es la generación de empleo. Se estima que el plazo de la obra no supere los 36 meses, no conociéndose aún con certeza la cantidad de empleo a generarse. Se entiende conveniente se le dé prioridad laboral a los habitantes de las localidades cercanas, como ser Casupá, Fray Marcos, Bolívar, Reboledo, etc.

En cuanto a la pérdida de patrimonio arqueológico, como ya fue expuesto sólo fue relevada como zona de interés 'las mangueras de Artigas'. Se desconoce la existencia de otros vestigios, los cuales sin embargo podrían estar enterrados. En caso de constatarse algún elemento de valor arqueológico se deberán suspender las obras y notificar inmediatamente al Director de Obra, para dar intervención a las autoridades pertinentes.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Plan de desplazamiento físico y económico.

Fomentar la contratación de residentes locales.

Plan de actuación ante hallazgos arqueológicos.

5.2 Impactos Ambientales derivados de la fase de operación

Los principales impactos derivados de la fase operativa, se listan a continuación:

- contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.
- contaminación del agua por descomposición orgánica.
- afectación a la avifauna.
- afectación a la ictiofauna.
- afectación al paisaje.
- pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.
- procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.
- pérdida de conectividad vial.
- restricción a usos hídricos
- incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.

- generación de empleo.
- falla en la estabilidad de la presa.

5.2.1 Matriz de valoración de impactos:

IMPACTO	MAGN.	PREVISIÓN		EVOLUCIÓN				CARÁCTER
		CAUSA EFECTO	INTER. DE ACCIONES	EXTEN.	PERSIST.	GRADO DE RECUP.	PROB.	SIG.
contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
contaminación del agua por descomposición orgánica.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
afectación a la avifauna.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
afectación a la ictiofauna.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
afectación al paisaje.	Mod.	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	
pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Rev	Cer	-
procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
pérdida de conectividad vial.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Ppr	-
incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	+
generación de empleo.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Rev	Cer	+
falla en la estabilidad de la presa.	Alta	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Ppr	-

Tabla 5: Valoración de impactos en fase operativa

5.2.2 Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados

Dado que casi la mayoría de los impactos son debido al aspecto ambiental 'presencia física del lago', los impactos no serán agrupados y serán evaluados en forma separada.

5.2.2.1 Impacto: contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.

Dada la presencia del lago, es esperable que el mismo dé origen a actividades recreativas, con el riesgo implícito de que el cuerpo sea contaminado con residuos sólidos.

El impacto se considera poco significativo

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

5.2.2.2 Impacto: contaminación del agua por descomposición orgánica.

En caso de que se dé un proceso de descomposición de materia orgánica, puede originarse la disminución del oxígeno disuelto, lo cual sumado al fenómeno de estratificación conllevaría a la afectación de la calidad del agua, dando como consecuencia afectaciones directas sobre la biota, lo cual retroalimentaría a la eutrofización. Los efectos inmediatos son la muerte de peces, afloramientos algales, desprendimiento de olores, etc.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

En primera instancia, lo recomendable es la remoción de toda la vegetación presente en el área a inundar, de modo que no haya materia a descomponer.

Una buena práctica es la instalación de mezcladores y difusores de oxígeno, para incrementar la presencia de éste en el cuerpo de agua.

Control de malezas.

Control del uso de la tierra.

Limitar el tiempo de retención del agua en el reservorio.

5.2.2.3 Impacto: afectación a la avifauna.

Un posible impacto es el que surge ante la escasez de vegetación en los embalses para la nidificación de aves. Este impacto se ve contemplado en el

presente informe, dado que en la caracterización del medio receptor, la zona de implantación presenta un alto número de especies de aves amenazadas.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Una experiencia innovadora en España consiste en la creación de islas flotantes artificiales (debido a las oscilaciones en el nivel del embalse) ancladas debidamente, en las cuales se permite la humectación de la tierra por capilaridad. Esta vegetación simularía ecosistemas que facilitan la nidificación de aves, a la vez que suministran lugares de descanso.

Ejemplo de isla flotante en embalse de La Concepción (España):



Imagen 29: Ejemplo de isla flotante

5.2.2.4 Impacto: afectación a la ictiofauna.

Como consecuencia de la presencia de la presa, se imposibilita el movimiento de peces entre los dos tramos del arroyo, afectándose entonces en forma directa a las especies migratorias.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Una medida de mitigación efectiva y ampliamente utilizada es la de dotar a la presa de esclusas (pasos de estanques sucesivos). Su principio básico consiste en dividir la altura a salvar en varias pequeñas caídas formando una serie de estanques comunicados entre sí por vertederos u orificios.

Imagen de esclusa típica:



Imagen 30: Ejemplo de esclusa típica

5.2.2.5 Impacto: afectación al paisaje.

Si bien el paisaje forma parte del medio simbólico y en tanto la evaluación carecería de objetividad, se entiende que la presencia del lago podría generar un recurso turístico/recreativo, para el desarrollo de actividades como la pesca, deportes acuáticos, avistamiento de aves, etc.

5.2.2.6 Impacto: pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.

Este impacto se supone inevitable y la medida de actuación es a nivel de proyecto, de modo de que la selección del punto de cierre inunde tierras de baja productividad. En la cuenca en estudio los valores del índice CONEAT son bastante homogéneos y, en tanto, el punto de selección correspondió explícitamente a las condiciones topográficas.

5.2.2.7 Impacto: procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.

La presencia de la represa evitará el transporte de sedimentos hacia aguas abajo, generándose en consecuencia una posible erosión. Sin embargo, dada

la geología reinante en el área (afloramiento rocoso), se entiende que ésta será despreciable.

5.2.2.8 Impacto: pérdida de conectividad vial.

Una vez lleno el embalse, algunos caminos de la zona se verán inundados completamente y, en tanto, ya no aprovechables. Sin embargo, analizando los mismos se advierte que sólo son de utilidad para las viviendas que serán inundadas, por lo que, luego del llenado del embalse no habrá pérdida de conectividad vial. Debe recordarse, a su vez, que se proyectará una vía de acceso a la represa, la cual unirá la ciudad de Casupá con la Ruta 40, esto es, el departamento de Florida con el de Lavalleja.

5.2.2.9 Impacto: restricción a usos hídricos

Deberá estudiarse caso a caso -para los padrones que limitan al lago- la existencia de restricciones a usos hídricos.

5.2.2.10 Impacto: incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.

Con la operación del embalse se logrará satisfacer las demandas del área metropolitana hasta el año 2040, horizonte del proyecto. Asimismo, la gestión de este embalse podrá subsanar los problemas actuales de calidad en la cuenca del Río Santa Lucía, ya que, por ejemplo, podría prescindirse del uso de las aguas del embalse del Canelón Grande, así como de las aguas del remanso aguas abajo del Santa Lucía, ya que estas últimas presentan problemas de salinidad.

5.2.2.11 Impacto: generación de empleo.

Si bien es un impacto positivo, dada la cantidad de gente a emplear se considera de baja significancia.

5.2.2.12 Impacto: falla en la estabilidad de la presa.

Esta contingencia podría generar una gran diversidad de efectos difíciles de cuantificar.

Se entiende, sin embargo, que dicho suceso es de ínfima probabilidad si la represa es construida según se especifica en el proyecto y se siguen los métodos constructivos usuales para este tipo de obras.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Se realizará un control mensual por parte de los propios interesados, donde se realizará una inspección visual del estado de los taludes, coronamiento, aliviadero, control de infiltraciones, efectuándose cada 5 años un relevamiento de los diques con perfiles transversales cada 50 metros. En caso de identificarse fenómenos de erosión, se rellenarán las zonas afectadas reconstituyendo la cobertura, enrocados, etc.

6 CLASIFICACIÓN DEL PROYECTO

En función de la información expuesta y sintetizada en este informe, se considera que el proyecto tendrá impactos negativos significativos moderados, que pueden ser eliminados mediante medidas de gestión conocidas.

En consecuencia, se propone que el proyecto en cuestión sea clasificado como 'B' tal cual lo establecido en el Art. 5 del Dec. 349/05 y modificativos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

‘Memoria explicativa de la Carta Geológica del Uruguay a la Escala 1:500,000’ – Dirección Nacional de Minería y Geología

‘Manual didáctico de Geología para estudiantes de Agronomía’ – Jorge Bossi

‘Manual de aguas subterráneas’ – MGAP

‘Carta de reconocimiento de suelos del URUGUAY’ – MGAP

‘Suelos del Uruguay según Soil Taxonomy’ – Durán

‘Manual de evaluación de impacto ambiental’ – Canter

‘Embalses y medio ambiente’ – Ministerio de Medio Ambiente (España)

‘Prioridades geográficas para la conservación de la biodiversidad terrestre de Uruguay’ – Brazeiro

Notas del curso Introducción a la evaluación y gestión ambiental – UDELAR/FING/IMFIA

www.ine.gub.uy

www.renare.gub.uy

www.prenader.gub.uy

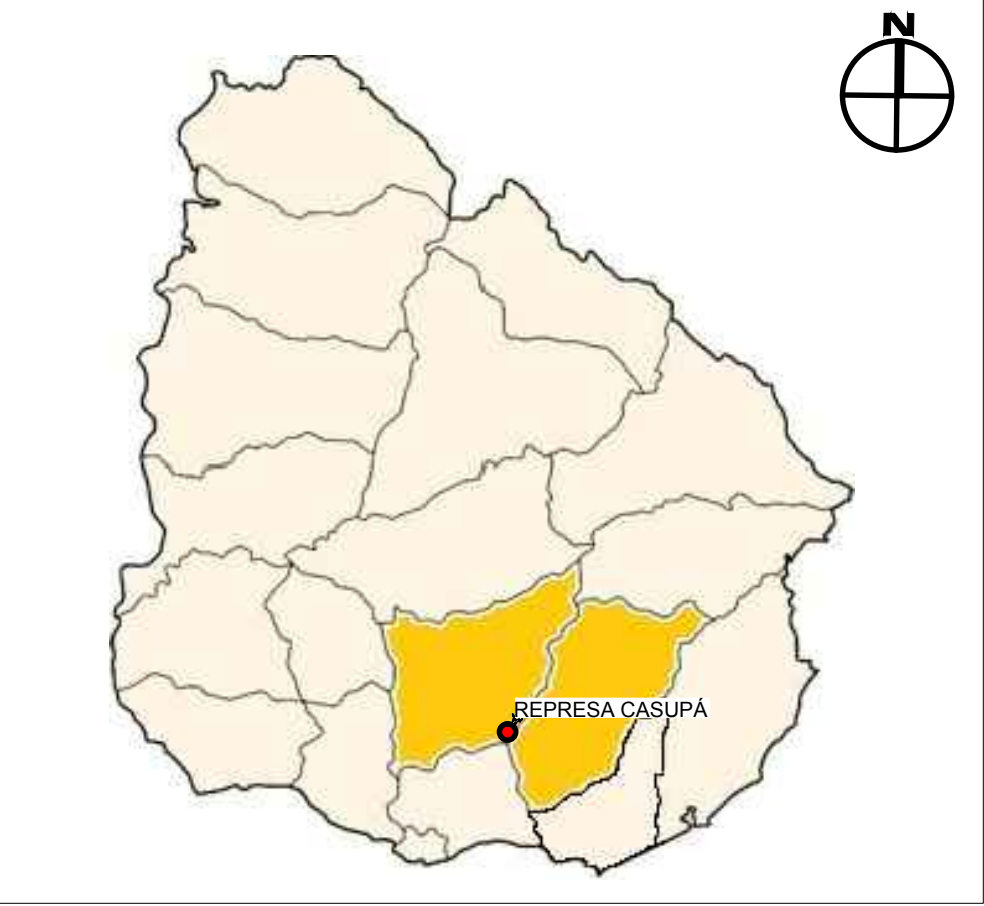
www.mvotma.gub.uy

www.meteorologia.gub.uy

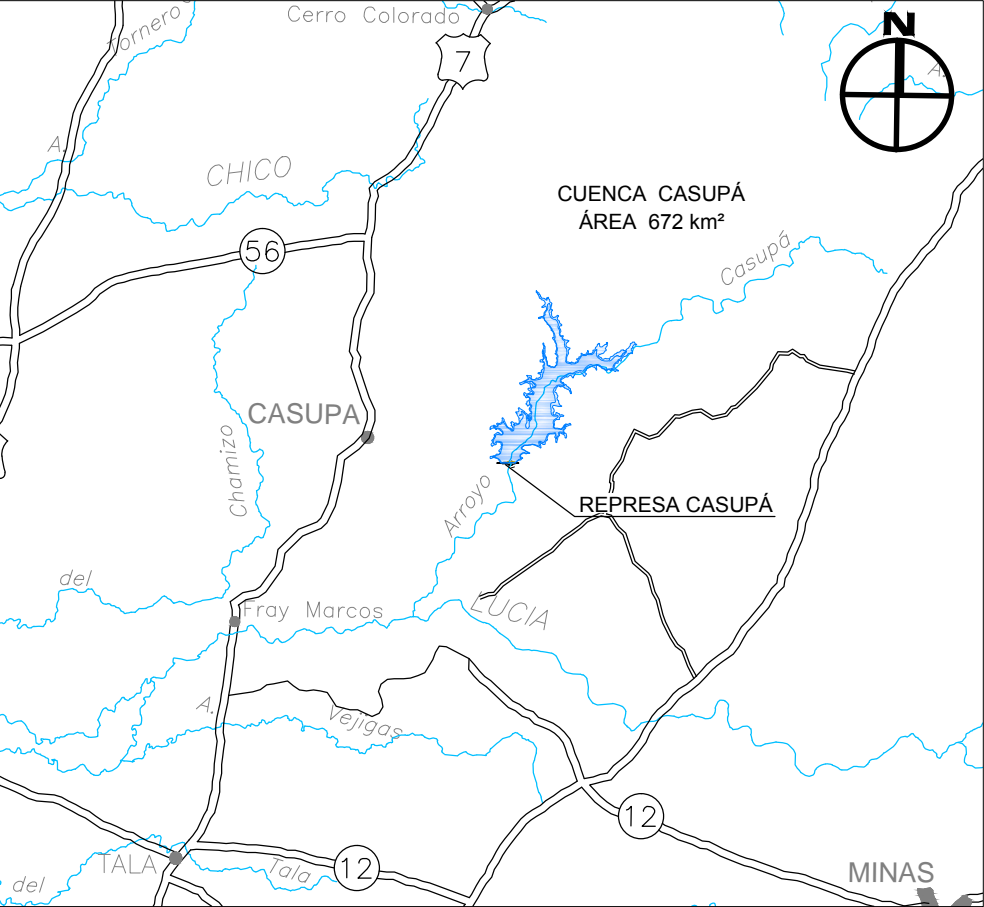
www.agesic.gub.uy

www.patriada.com.uy

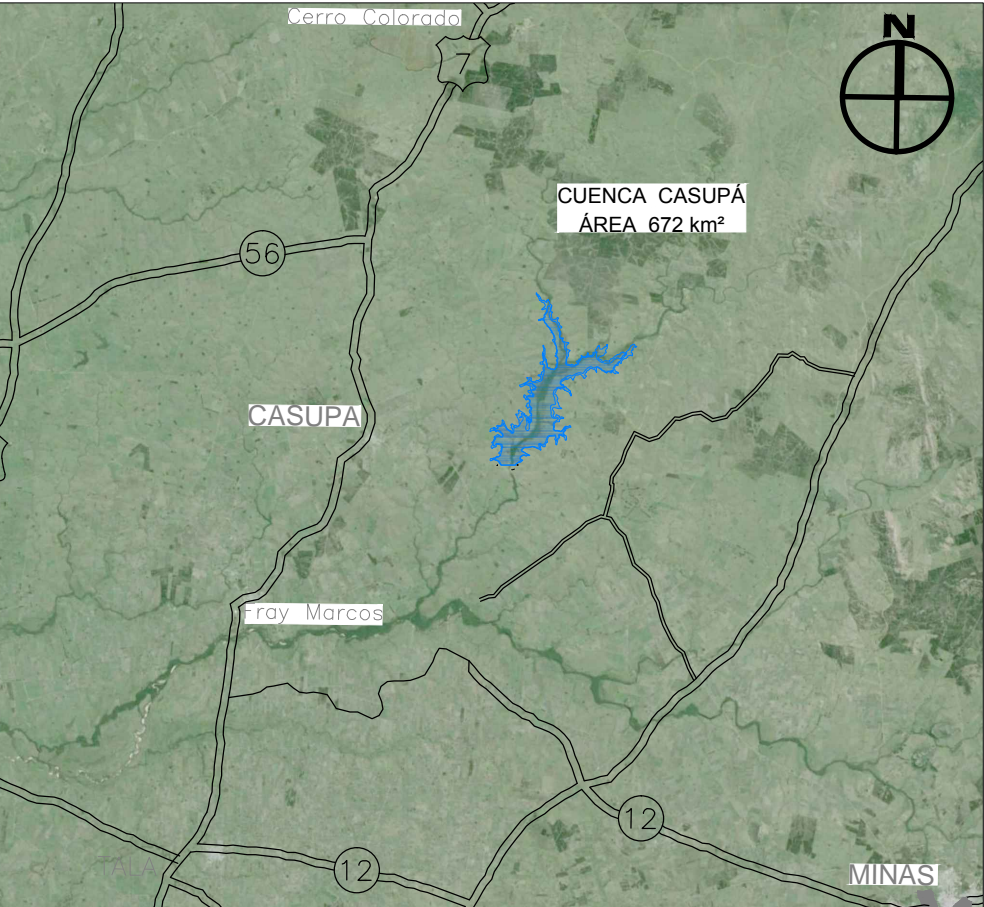
UBICACIÓN NACIONAL
Esc. 1/5.000.000



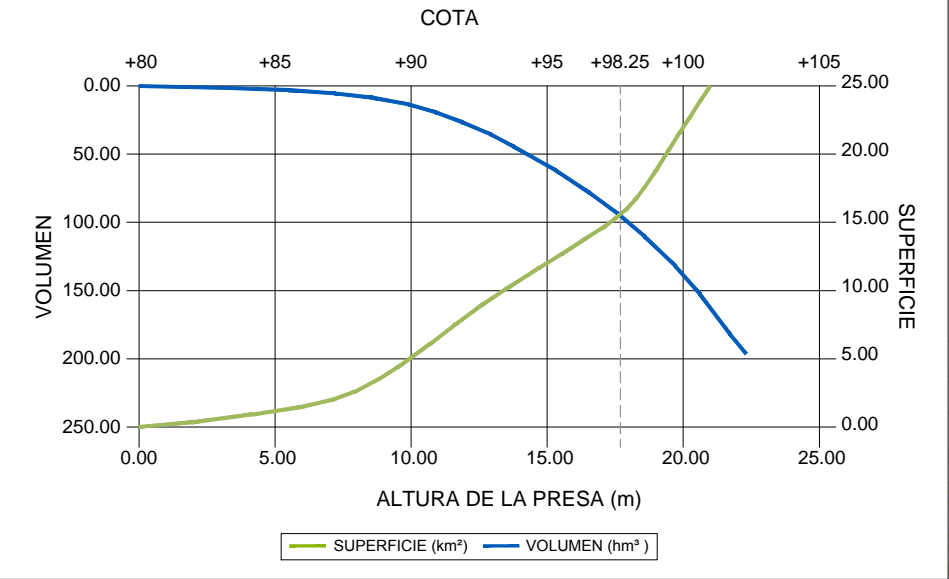
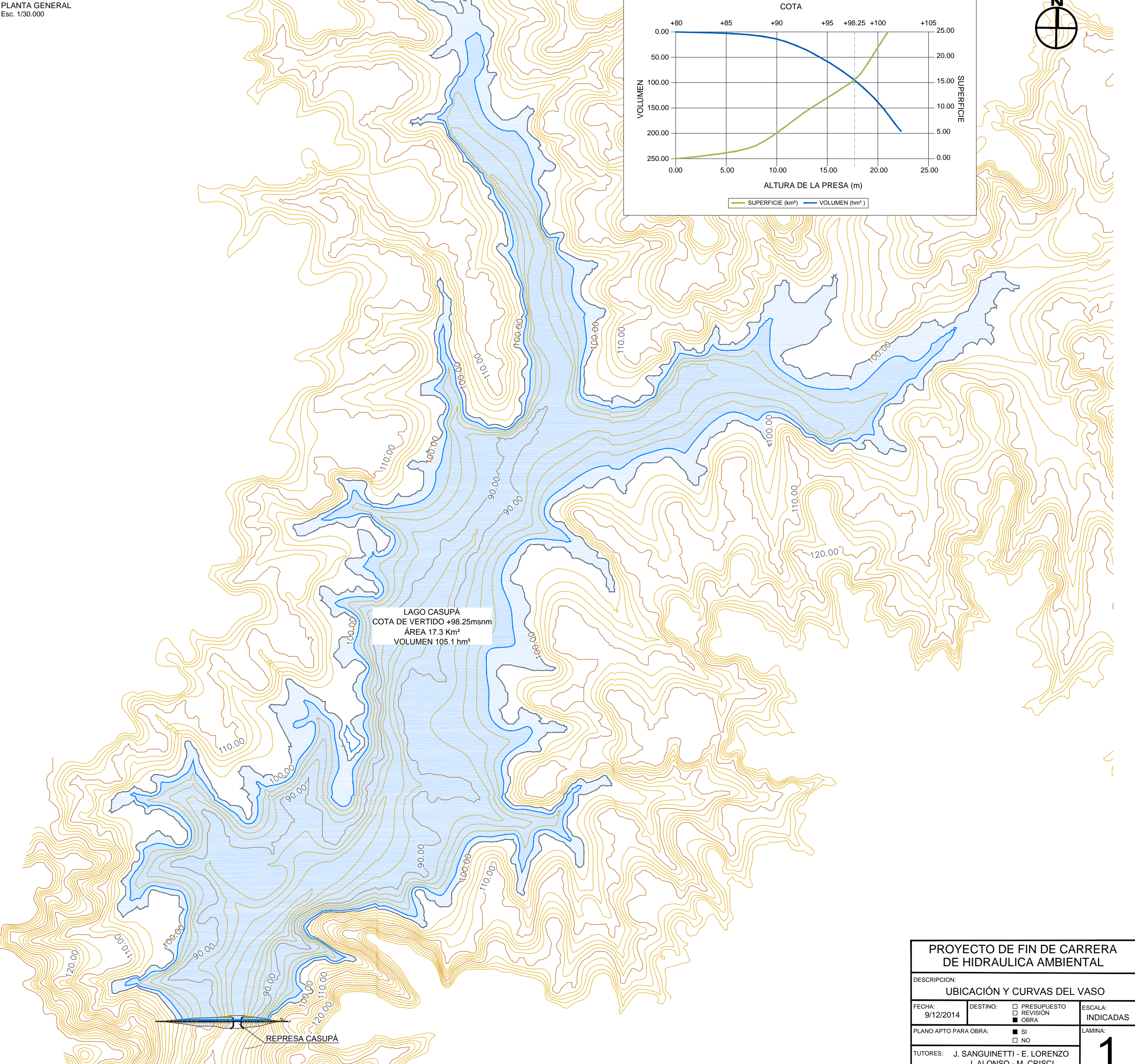
UBICACIÓN REGIONAL
Esc. 1/500.000



UBICACIÓN REGIONAL SOBRE GOOGLE EARTH
Esc. 1/500.000



PLANTA GENERAL
Esc. 1/30.000



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: UBICACIÓN Y CURVAS DEL VASO			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	1
PLANO APTO PARA OBRA: <input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:		
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI			
ESTUDIANTES: BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO	VERSIÓN 1		

ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL CONSTRUCCIÓN DE REPRESA EN CASUPÁ

REFUERZO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
POTABLE PARA EL ÁREA METROPOLITANA



TOMO IV DE V

TUTORES:
ING. JUAN SANGUINETTI
ING. EUGENIO LORENZO
ING. MAGDALENA CRISCI
ING. JIMENA ALONSO

ARTURO CASTAGNINO
BRUNO VOMERO

Índice

Índice de Figuras.....	5
Acrónimos.....	7
1 INTRODUCCIÓN	9
1.1 Objeto del emprendimiento	9
1.2 Justificación del emprendimiento.....	9
1.3 Área de influencia.....	9
1.4 Ubicación y acceso.....	10
1.5 Padronario a afectar por el lago	14
2 MARCO LEGAL DE APLICACIÓN	19
3 Principales actividades identificadas en la fase constructiva	24
4 Procedimiento constructivo esquemático de la presa.....	26
4.1 Inicio de obras de instalación en área del cuerpo de la presa	26
4.2 Extracción de materiales.....	26
4.3 Desmonte del bosque ribereño	26
4.4 Construcción de la presa.....	27
4.4.1 Características de la ataguía	27
4.4.2 Procedimiento constructivo de la ataguía	29
4.4.3 Procedimiento constructivo de la presa	30
4.4.4 Aprovechamiento de ataguía.....	31
4.4.5 Cierre de la conducción a través del vertedero	31
5 Resumen ejecutivo.....	33
5.1 Introducción	33
5.2 Diseño de la presa	37
5.3 Demanda temporal y de mano de obra	39
5.4 Maquinaria a utilizar.....	39
5.5 Demanda de energía.....	40
5.6 Demanda de agua potable	40
5.7 Demanda de agua no potable	41
5.8 Efluentes.....	41

5.9	Residuos sólidos.....	42
5.10	Demanda de materiales	42
5.11	Retiro de materiales	47
5.12	Demanda de transporte	48
6	CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR	49
6.1	Medio Físico.....	49
6.1.1	Clima	49
6.1.2	Geología	50
6.1.3	Suelos.....	51
6.1.4	Hidrografía.....	53
6.2	MEDIO BIÓTICO.....	58
6.2.1	Identificación de ambientes	58
6.2.2	Mapas de riqueza de especies	60
6.3	MEDIO ANTRÓPICO.....	68
6.3.1	Población	68
6.3.2	Vecinos	69
6.3.3	Sitios de valor histórico o cultural	70
6.3.4	Sitios de valor arqueológico o paleontológico	71
6.3.5	Áreas protegidas.....	72
7	IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS.....	73
7.1	Impactos Ambientales derivados de la fase de construcción.....	74
7.1.1	Matriz de valoración de impactos:	76
7.1.2	Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados	77
7.2	Impactos Ambientales derivados de la fase de operación	105
7.2.1	Matriz de valoración de impactos:	106
7.2.2	Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados	107
8	PROGRAMA DE MONITOREO – FASE CONSTRUCTIVA	129
8.1	Monitoreo de PM10	129
8.1.1	Puntos de monitoreo:	130
8.1.2	Frecuencia estipulada:	131

8.1.3	Generación de Informes:	131
8.2	Monitoreo de ruido.....	131
8.2.1	Puntos de monitoreo:	132
8.2.2	Frecuencia estipulada:	132
8.2.3	Generación de Informes:	132
8.3	Monitoreo de vertidos.....	132
8.3.1	Efluentes del lavado de mixers	132
8.3.2	Efluentes del lavado de maquinarias.....	133
8.4	Monitoreo de calidad de agua del arroyo Casupá.....	134
8.4.1	Puntos de monitoreo:	134
8.4.2	Parámetros a monitorear:.....	134
8.4.3	Frecuencia estipulada:	134
8.4.4	Generación de Informes:	134
9	PROGRAMA DE MONITOREO – FASE OPERATIVA.....	135
9.1	Monitoreo en el arroyo Casupá	135
9.1.1	Puntos de monitoreo:	135
9.1.2	Parámetros a monitorear:.....	135
9.1.3	Frecuencia estipulada:	135
9.1.4	Generación de Informes:	135
9.2	Monitoreo en el embalse	135
9.2.1	Muestreo a nivel superficial.....	135
9.2.2	Muestreos en columna de agua	136
10	PLANES DE ÍNDOLE SOCIAL	137
10.1	Plan de reasentamiento involuntario (desplazamiento físico) y desplazamiento involuntario	137
10.1.1	Lineamientos del Plan	141
10.2	Plan de participación comunitaria	146
11	DIRECTRICES DE MANTENIMIENTO DE PRESAS	148
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150

Índice de Figuras

Figura 1-1 Ubicación esquemática de la represa	10
Figura 1-2 Localización de la presa en mapa de Uruguay	11
Figura 1-3 Carta 'Casupá' del SGM.....	12
Figura 1-4 Plano esquema de Florida.....	13
Figura 1-5 Plano de llegada al punto de cierre	14
Figura 4-1 Etapas del desmonte	27
Figura 4-2 Esquema ataguía en planta	28
Figura 4-3 Esquema ataguía corte	29
Figura 5-1 Cuenca y embalse Casupá	36
Figura 5-2 Embalse Casupá - Google Earth	37
Figura 5-3 Accesos a la presa.....	39
Figura 5-4 Materiales utilizados	43
Figura 5-5 Fotografías visita.....	45
Figura 5-6 Zona de aporte de materiales - Google Earth.....	46
Figura 5-7 Ubicación cantera de balasto	47
Figura 6-1 Caracterización de vientos.....	50
Figura 6-2 Carta de reconocimiento de suelos	51
Figura 6-3 Grupos de suelo CONEAT afectados por el embalse	52
Figura 6-4 Vista del arroyo Casupá	54
Figura 6-5 Vista del arroyo Casupá, aguas abajo	55
Figura 6-6 Mapa hidrogeológico del Uruguay (Montaño et. al 2006)	56
Figura 6-7 Mapa de acuíferos	57
Figura 6-8 Pradera en la zona de emplazamiento.....	58
Figura 6-9 Pradera en la zona de emplazamiento.....	59
Figura 6-10 Vista del bosque ribereño en el arroyo Casupá	60
Figura 6-11 Número de especies de plantas amenazadas.....	61
Figura 6-12 Número de especies de moluscos terrestres amenazados	62
Figura 6-13 Número de especies de moluscos dulceacuícolas amenazados.....	63
Figura 6-14 Número de especies de peces amenazados.....	64
Figura 6-15 Número de especies de anfibios amenazados.....	65
Figura 6-16 Número de especies de reptiles amenazados	66
Figura 6-17 Número de especies de aves continentales amenazadas.....	67
Figura 6-18 Número de especies de mamíferos amenazados	68
Figura 6-19 Relevamiento de vecinos afectados.....	69

Figura 6-20 Cartel de ingreso al camping.....	71
Figura 6-21 Mangueras de los Artigas	72
Figura 7-1 Camino a construirse y accesos	90
Figura 7-2 Casa cercana al obrador.....	90
Figura 7-3 Casas inundadas por el embalse	96
Figura 7-4 Casas afectadas pero no inundadas	97
Figura 7-5 Áreas de préstamos.....	102
Figura 7-6 Ejemplo de isla flotante.....	119
Figura 7-7 Ejemplo de esclusa típica	120
Figura 7-8 Anuario estadístico DIEA	121
Figura 7-9 Porcentaje de preñez por sección policial.....	125
Figura 7-10 Porcentaje de preñez por departamento	126
Figura 8-1 Puntos de monitoreo	130

Índice de Tablas

Tabla 5-1 Localidades del Área Metroopolitana	33
Tabla 6-1 Áreas de los distintos Grupos CONEAT afectadas.....	52
Tabla 7-1 Esquema de valoración de impactos	73
Tabla 7-2 Valoración de impactos en fase constructiva	76
Tabla 7-3 Valoración de impactos en fase operativa	106
Tabla 10-1 Padrones a afectar Lavalleja	139
Tabla 10-2 Padrones a afectar Lavalleja	140

Acrónimos

AACC: Aguas Corrientes

CONEAT: Comisión Nacional de Estudio Agronómico de la Tierra

DIEA: Dirección de Estadísticas Agropecuarias

DINAMA: Dirección Nacional de Medio Ambiente

DINAMIGE: Dirección Nacional de Minería y Geología

DINAGUA: Dirección Nacional de Aguas

DNH: Dirección Nacional de Hidrología

DNM: Dirección Nacional de Meteorología

IMFIA: Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental

INE: Instituto Nacional de Estadística

INIA: Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria

MDT: Modelo Digital de Terreno

MGAP: Ministerio de Ganadería, Agricultura y Pesca

MIEM: Ministerio de Industria, Energía y Minería

MTOP: Ministerio de Transporte y Obras Públicas

MVOTMA: Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente

OEA: Organización de los Estados Americanos

OSE: Obras Sanitarias del Estado

PRENADER: Programa de Manejo de Recursos Naturales y Desarrollo del Riego



RENARE: Dirección General de Recursos Naturales Renovables

SGM: Servicio Geográfico Militar

SIG: Sistema de Información Geográfica

UDELAR: Universidad de la República

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Objeto del emprendimiento

El presente documento corresponde al Estudio de Impacto Ambiental del proyecto 'Represa en el arroyo Casupá' para ser presentado ante la Dirección Nacional de Medio Ambiente (DINAMA), a efectos de obtener la Autorización Ambiental Previa (AAP). Dicha represa está destinada a reforzar el abastecimiento de agua al sistema metropolitano.

A una cota de inundación correspondiente a un período de retorno de 20 años, el área total afectada por el embalse generado es de aproximadamente 24.4 Km²

1.2 Justificación del emprendimiento

El proyecto está comprendido en el numeral 25 del Decreto 349/2005 (reglamento de evaluación de impacto ambiental): *'construcción de represas con una capacidad de embalse de más de 2 (dos) millones de metros cúbicos o cuyo espejo de agua supere las 100 (cien) hectáreas'*.

1.3 Área de influencia

El área de influencia comprende las áreas hasta donde se pueden extender los efectos de las actividades que implica el proyecto y está determinada tanto por los ecosistemas cuyas condiciones serán modificadas o alteradas como por los grupos de población que dependen de su oferta o de la función que cumple.

Sin embargo, es menester tomar en consideración como área de influencia solamente a las zonas donde los efectos puedan manifestarse en forma relativamente significativa, puesto que de lo contrario no podría establecerse tal área. En tal sentido, se considera como área de influencia el listado completo de padrones no sólo afectados por el lago, sino también aquellos que perciben el cambio paisajístico (pertenecientes a la cuenca visual), las zonas de préstamo, los padrones anexos a los caminos que conducen hacia las distintas zonas de préstamo y las localidades cercanas, principalmente Casupá, Fray Marcos y Bolívar.

1.4 Ubicación y acceso

La misma será construida sobre el Arroyo Casupá, el cual delimita los departamentos de Florida y Lavalleja. Dicho Arroyo, es afluente del Río Santa Lucía.



Figura 1-1 Ubicación esquemática de la represa



Figura 1-2 Localización de la presa en mapa de Uruguay

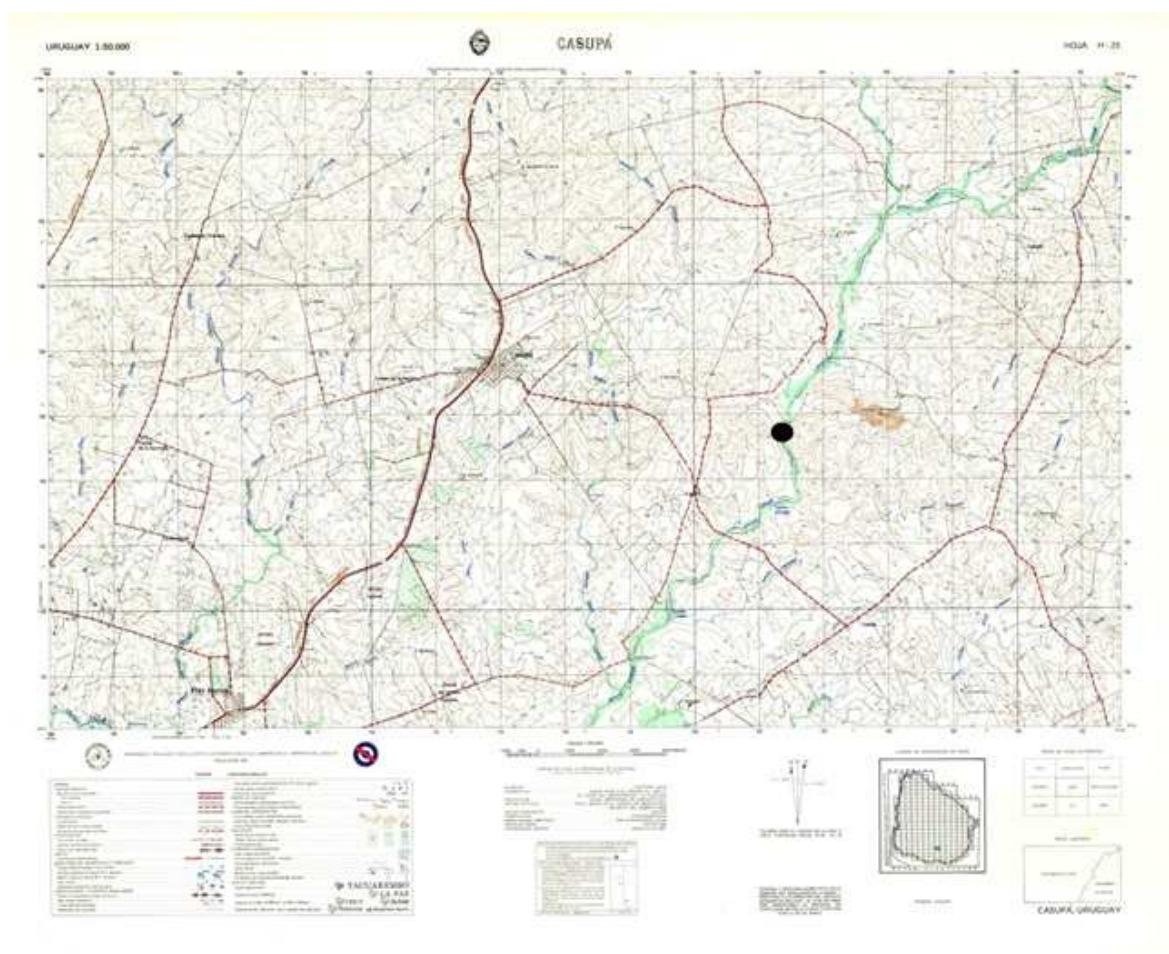


Figura 1-3 Carta 'Casupá' del SGM

Las ciudades más cercanas al punto de emplazamiento se encuentran en el departamento de Florida, siendo Casupá la más próxima; ésta se encuentra a aproximadamente 10 Km. Le siguen Fray Marcos a 18 Km y la localidad de Bolívar, a 20 Km.



Figura 1-4 Plano esquema de Florida

Para llegar al punto de cierre, se accede en primera instancia por la Ruta 7 que cruza la ciudad de Casupá, tomando luego la calle Damaso Antonio Larrañaga. A partir de ésta se ingresa a un camino que comienza a la salida de la citada ciudad, sobre el cual debe transitarse aproximadamente 10 km de distancia. El acceso final se realiza a través de la portera de una estancia privada.

El recorrido descrito puede observarse en el siguiente mapa:

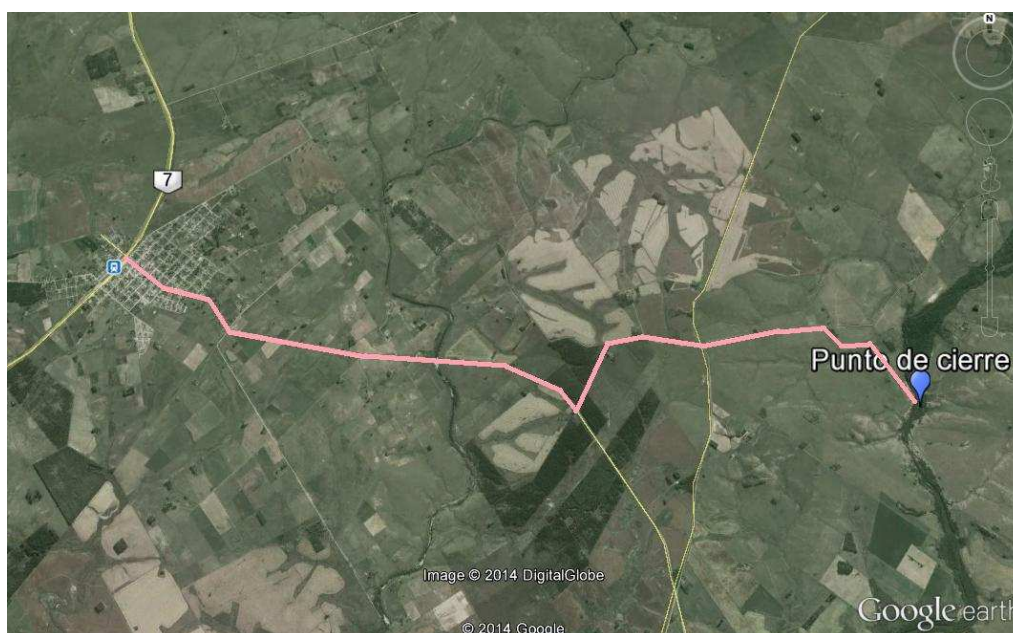


Figura 1-5 Plano de llegada al punto de cierre

1.5 Padronario a afectar por el lago

Los padrones que se verán afectados por el cuerpo del embalse (para un período de retorno de 20 años) pueden observarse en el plano que se anexo al final del documento.

Estos padrones deberán ser expropiados, algunos en forma parcial y otros en forma total. La expropiación de los padrones generará desplazamiento físico de las familias ocupantes de predios inundados, y desplazamientos económicos, los cuales son los que se derivan de la pérdida de activos o de acceso a activos que, finalmente, ocasiona pérdida de fuentes de ingreso u otros medios de subsistencia. Dichos conceptos serán abordados posteriormente, cuando se evalúe el impacto generado por la expropiación.

Los listados, discriminados por departamento, se listan a continuación:

Lavalleja:

Nº Padrón	Inundación del lago en padrón
72	Parcial
76	Parcial
83	Parcial
84	Parcial
88	Parcial
95	Parcial
111	Parcial
112	Parcial
114	Parcial
116	Parcial
117	Parcial
118	Parcial
164	Parcial
5709	Parcial
10048	Parcial
10049	Parcial
10050	Parcial
10051	Parcial
11689	Parcial
11690	Parcial
14098	Parcial

Florida:

Nº Padrón	Inundación del lago
1295	Parcial
1297	Parcial
1298	Parcial
1300	Parcial
1301	Parcial
1391	Parcial
1392	Parcial
1393	Parcial
1395	Parcial
1396	Parcial
4468	Parcial
4470	Parcial
4830	Parcial
R 4924	Parcial
4925	Parcial
5215	Parcial
5811	Parcial
6133	Parcial
6332	Parcial
8682	Parcial
10702	Total
10703	Parcial
10704	Parcial
12453	Parcial
12454	Parcial
13258	Total
13259	Total
13260	Total

13261	Parcial
13262	Parcial
13263	Parcial
13264	Total
13265	Parcial
13266	Parcial
13377	Parcial
13378	Parcial
13774	Parcial
13824	Parcial
13825	Parcial
13843	Total
14123	Parcial
14254	Parcial
15425	Total
B	
10000435	Parcial
* 10000129	Parcial

Dado que, como se expondrá más adelante, el embalse será alambrado a lo largo de todo su perímetro, de modo de garantizar una faja de retiro de 50 metros a efectos de impedir el abrevadero de ganado directamente sobre el cuerpo del embalse, el área a expropiar es aún algo mayor. A su vez, en algunas casos el lago atraviesa completamente padrones, de modo que estos quedan seccionados y, en tanto, una de las fracciones no puede ser explotada en forma óptima. En esos casos, se decide expropiar dichas fracciones.

A modo de síntesis, el área a expropiar como consecuencia del emprendimiento es, en primera instancia, la suma de:

- Área efectivamente inundada
- Faja de retiro por alambrado
- Áreas que hayan quedado dispersas, de difícil acceso y que en tanto su posible usufructo no sea óptimo.

Asimismo, al momento de decidir la totalidad de las áreas a expropiar, se toman los siguientes criterios:

- Todo padrón cuya superficie inundada sea superior al 70% del total, será expropiado en su totalidad
- Finalmente, otro criterio es que cuando un padrón se vea afectado en forma tal que la suma de las afectaciones debido a inundación, faja de retiro y generación de áreas aisladas impliquen que el área no afectada sea inferior a las 5 Há, entonces el padrón se expropiará en su totalidad

Sin embargo, debe analizarse la pertinencia de estos criterios una vez se conozcan los propietarios de los predios, dado que puede darse que un mismo propietario posea más de un padrón y dependiendo de cómo afecte el lago a estos padrones, los puntos citados podrían no aplicarse (a modo de ejemplo, un propietario de 3 padrones anexos, dos de los cuales son de pequeño tamaño (también anexos) y son inundados en un 70% y, el tercer padrón, de gran tamaño, prácticamente no se ve inundado; si en este caso se considerara a los 3 padrones como uno solo, este gran padrón no estaría inundado en más del 70% de la totalidad y, en tanto, el propietario es libre de optar en cuanto a la expropiación de la totalidad de los dos primeros).

Se anexa al final del documento , un plano del padronario total a expropiar, con un proyecto de cómo podría ser aproximadamente el alambrado del lago.

2 MARCO LEGAL DE APLICACIÓN

Constitución Nacional: Artículo 47

Declara de interés general la protección del ambiente, habilitando para ello la limitación de otros derechos. Establece el deber de las personas de abstenerse de causar afectaciones al ambiente (depredación, destrucción o contaminación en contravención de la normativa de protección). Dispone que la reglamentación de esta disposición se realice a través de la ley y habilita la previsión de sanciones para los infractores.

Ley Nº 17.283/00

Ley General de Protección del Ambiente

Reglamenta el Artículo 47 citado y declara *de interés general* entre otros: la protección del ambiente, de la calidad del aire, del agua, del suelo y del paisaje; la conservación de la diversidad biológica y de la configuración y estructura de la costa; la reducción y el adecuado manejo de las sustancias tóxicas o peligrosas y de los desechos cualquiera sea su tipo; la prevención, eliminación, mitigación y la compensación de los impactos ambientales negativos.

Ley 16.466/94

Ley de Prevención y Evaluación de Impacto Ambiental.

Define el régimen de Evaluación de Impacto Ambiental que regirá el proyecto que se presenta.

Define las especialidades del régimen de responsabilidad por daño ambiental.

Decreto 349/2005 y modificativo (Decreto 178/009)

Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental y Autorizaciones Ambientales

Reglamenta el sistema de Evaluación de Impacto Ambiental y determina la tipología de emprendimiento que deberán contar con la Autorización Ambiental Previa. Define los procesos administrativos para el licenciamiento ambiental del proyecto, su construcción (AAP) y su operación (AAO).

Decreto Ley N° 14.859/1978 y modificaciones posteriores (Ley N° 16.170/1990)

Código de aguas

Establece el régimen jurídico de las Aguas en la República Oriental del Uruguay; y define que el Poder Ejecutivo es la autoridad nacional en materia de agua. Entre sus competencias se encuentran, establecer prioridades para el uso, y conceder permisos de uso.

Decreto 253/79 y modificativos, (especialmente Decretos 579/989 y 195/991)

Aprueban normas técnicas para prevenir la contaminación ambiental mediante el control de la contaminación de las aguas. Surge como decreto reglamentario del Código de Aguas. Fija estándares de calidad para las diferentes clases de agua y de efluentes según el tipo de vertido.

Decreto 123/99

Establece las sanciones por infracciones al Código de Aguas.

Ley N° 13.667 de 1968 y modificaciones posteriores

Declara de interés nacional la conservación de suelos y de las aguas tanto superficiales como subterráneas.

Ley N° 17.142/1999 y Ley N° 18.172/2009

Interpreta al Código de aguas en materia de aguas pluviales y somete a autorización del MVOTMA, a través de la Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento (en adelante DINASA), la construcción de obras para el aprovechamiento de aguas pluviales y subterráneas

Ley N° 18.610/2009

Ley de Política Nacional de Agua

Establece las bases de una Política Nacional de Aguas.

Ley 9.515

Ley de Administración de los Departamentos (Ex Ley Orgánica)

Confiere competencia a las autoridades departamentales para velar, sin perjuicio de las atribuciones del Gobierno Central por la conservación de las playas marítimas y fluviales, así como de los pasos y calzadas de ríos y

arroyos y ejercer la política higiénica y sanitaria de las poblaciones, sin perjuicio de la competencia que corresponda a las autoridades nacionales y de acuerdo con las leyes que rigen la materia.

Resolución MVOTMA 99/005

Determina que los cursos de agua cuya cuenca tributaria sea mayor a 10 km² y que no hayan sido clasificados a la fecha, serán considerados como Clase 3.

Ley 15.939/1987

Ley Forestal

Define el concepto de bosque como las asociaciones vegetales en las que predomina el arbolado de cualquier tamaño, explotado o no, y que estén en condiciones de producir madera u otros productos forestales o de ejercer alguna influencia en la conservación del suelo, en el régimen hidrológico o en el clima o que proporcionen abrigo u otros beneficios de interés nacional. Prohíbe la corta y cualquier operación que atente contra la supervivencia del monte indígena, con excepción de que el producto de la explotación se destine al uso doméstico y alambrado del establecimiento rural al que pertenece o cuando medie autorización de la Dirección Forestal.

Ley 16.170/1990

Designa a RENARE la administración y conservación del Patrimonio Forestal del Estado.

Decreto Ley 15.239/81 y modificativos (Ley N° 18.564/2009)

Declara de Interés Nacional el uso y la conservación de los suelos y de las aguas superficiales destinadas a fines agropecuarios.

Determina que las nuevas obras viales ubicadas en zonas rurales, así como el mantenimiento de las actuales, deberán ajustarse a lo que establezca la reglamentación en lo referente a los aspectos que afecten el uso y conservación de los recursos suelo y agua.

Asimismo determina que en todos los casos de extracción de materiales para obras, una vez concluida la actividad extractiva, el ejecutor deberá proceder a reintegrar estas áreas al paisaje, bajo las condiciones que determine la reglamentación.

Decreto N° 333 de 2004 y modificativos (Decreto N° 405/008)
Decreto reglamentario de la Ley N° 15.239.

Decreto N° 22/993
Define responsabilidades de RENARE en relación a la protección del bosque indígena.

Ley 17.852
Define al ruido y a la contaminación acústica, Atribuye al MVOTMA la coordinación de acciones y el establecimiento de normas de inmisión y emisión.
Atribuye a las autoridades locales y departamentales el establecimiento de zonificación acústica, el otorgamiento de permisos a las actividades emisoras de sonido y su control.

Decreto 26/1996 de la Junta Departamental de Florida: Ordenanza departamental para la Corrección de la Contaminación Acústica
La Ordenanza departamental para la Corrección de la Contaminación Acústica establece los niveles máximos permitidos de ruidos, diferenciando en horarios diurnos y nocturnos.

Digesto Municipal de Lavalleya (Decreto N° 644 del 20/12/78 y 29/10/93)
para la Corrección de la Contaminación Acústica

Decreto N° 535/1969
Normas para la explotación o extracción de arena, canto rodado y minerales en los cauces, costas, riberas y orillas correspondientes al Océano Atlántico, Río de la Plata y ríos, arroyos y lagos del territorio nacional.

Ley N° 14.040/1971 (modificada por Ley 15.903/1987 y por Ley 16.736/1996)
Crea la Comisión del Patrimonio Histórico, Artístico y Cultural de la Nación. Esta funcionará bajo la dependencia del Poder Ejecutivo, en la órbita del MEC.
Establece que: "La Comisión tendrá a su cargo la preservación de los sitios arqueológicos como paraderos, túmulos, vichaderos y tumbas indígenas, así

como los elementos petrográficos y pictográficos del mismo origen. Su autorización será requerida para toda exploración y prospección de dichos sitios.”

“Si en el curso de trabajos de movilización de terrenos se descubriera algún sitio de los referidos, dichos trabajos deberán ser suspendidos y, notificada la comisión serán reanudados una vez tomadas las medidas de preservación necesarias.”

Decreto 536/1972 (modificado por los Decretos 372/1983, 144/1984, 303/1990, 294/1996, 237/1997, 63/1998 y 255/1998)

Otorga a la Comisión del Patrimonio Cultural de la Nación el rol de fiscal de los trabajos arqueológicos.

Establece que: “Las piezas de carácter arqueológico o paleontológico extraídas por los trabajos realizados por particulares e instituciones privadas u oficiales serán propiedad del Estado el que, por decisión del Poder Ejecutivo, les dará el destino que considere más adecuado.”

Ley N°18.308 de 2008

Ley de Ordenamiento Territorial

Establece el marco regulador general para el ordenamiento territorial y desarrollo sostenible.

Decreto N° 221/009

Reglamenta la Ley de Ordenamiento Territorial especialmente respecto del procedimiento de aprobación y evaluación ambiental estratégica de los proyectos de instrumentos de ordenamiento territorial.

Ley N° 3.958/1912 (modificada por Decreto Ley 13.318/1942).

Régimen general de expropiaciones de bienes inmuebles.

Decreto 488/005

Limita las dimensiones de los vehículos de carga.

Decreto: 118/984 de 23/III/984 y modificativos.

(Actualizado abril de 2009)

Reglamento nacional de circulación vial.

Propuesta de Gesta Aire

Establece los parámetros de control de inmisiones y sus valores máximos admisibles.

Propuesta de Gesta Residuos

Gestión integral de residuos sólidos industriales, agroindustriales y de servicios.

Lineamientos de gestión de residuos peligrosos.

Propuesta de Gesta Agua

Establece estándares de calidad de agua superficial, subterránea y límites de condiciones de vertido.

3 Principales actividades identificadas en la fase constructiva

- Ejecución de plan de reasentamiento involuntario
- Replanteo de obra
- Caminería interna
- Instalación de obrador
- Delimitación zonas de acopio
- Desmonte del bosque ribereño
- Remoción de cobertura vegetal y suelo en la planta del dique
- Excavación en roca para dentellón
- Extracción de materiales, transporte, colocación y compactación de materiales para la ataguía y posteriormente terraplenes
- Construcción del vertedero central de hormigón en bloques, separados por juntas, previendo galerías, tuberías, drenes, cámaras de acceso, etc.
- Construcción de terraplenes
- Colocación de enrocado
- Colocación de pasto en talud aguas abajo
- Construcción de camino en eje de la presa

- Construcción de puente de acceso a cámara de ingreso a tuberías
- Gestión de efluentes
- Gestión de residuos
- Gestión de emisiones atmosféricas
- Gestión de productos químicos
- Gestión de contingencias

4 Procedimiento constructivo esquemático de la presa

Se hará un breve esquema sobre las actividades más importantes que se desarrollarán a lo largo de la obra.

4.1 Inicio de obras de instalación en área del cuerpo de la presa

Las principales instancias a desarrollarse –algunas en forma simultánea- en esta instancia son:

- Construcción del camino de acceso de balasto desde el Este (material traído de cantera habilitada)
- Construcción del camino de acceso de tosca desde el Oeste
- Preparación del terreno
- Retiro de cobertura vegetal
- Instalación de talleres, oficinas, pañol, etc.
- Instalación de sub-estación eléctrica (100 KW)
- Instalación de planta hormigonera
- Delimitación de zonas de acopio
- Generación de otras estructuras accesorias

4.2 Extracción de materiales

- Apertura de accesos hacia dichas zonas
- Remoción de coberturas
- Instalación de pequeños obradores si es que correspondiere
- Comienzo del transporte de materiales

4.3 Desmonte del bosque ribereño

- El mismo se prevé que se realice a lo largo de fajas o etapas (4 en total), debido a que se deberá implantar obradores temporales, comenzando por la más cercana al sitio de implantación del dique, ya que deberá construirse la atagüa para desviar el agua.
- Se generarán zonas de acopio transitorias

- Se utilizarán bulldozers, retroexcavadoras y motosierras.

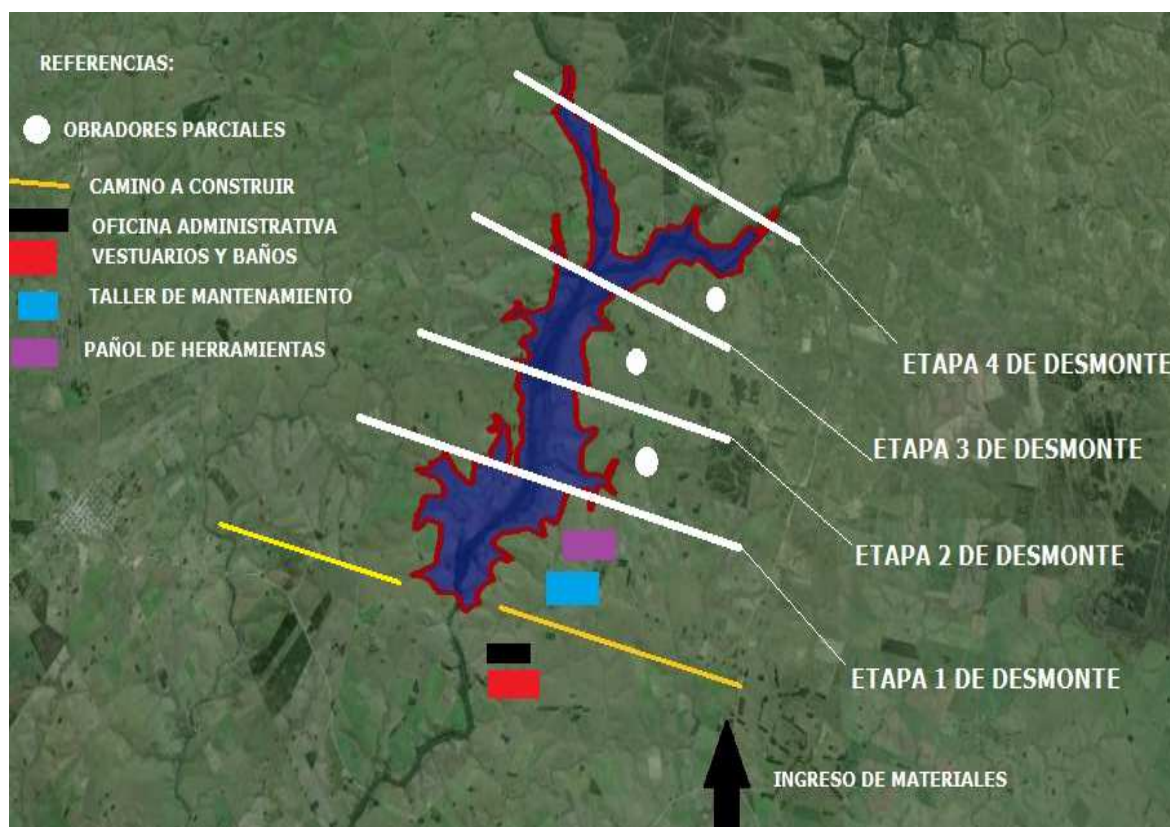


Figura 4-1 Etapas del desmonte

4.4 Construcción de la presa

Para realizar la construcción de la presa se debe realizar una ataguía, la cual consiste en un dique que, por su forma en planta y su adecuada altura, logra el desvío del curso de agua en forma conveniente, permitiéndose en consecuencia poder construir en ausencia de agua.

4.4.1 Características de la ataguía

Para la construcción de la ataguía se debe conocer primeramente la altura que alcanzará el arroyo Casupá para una cierta tormenta de diseño, a los efectos de que la misma no se vea afectada durante el período en el cual será utilizada. A continuación se muestra un esquema posible en planta de la misma, superpuesta con la planta del dique a construir.

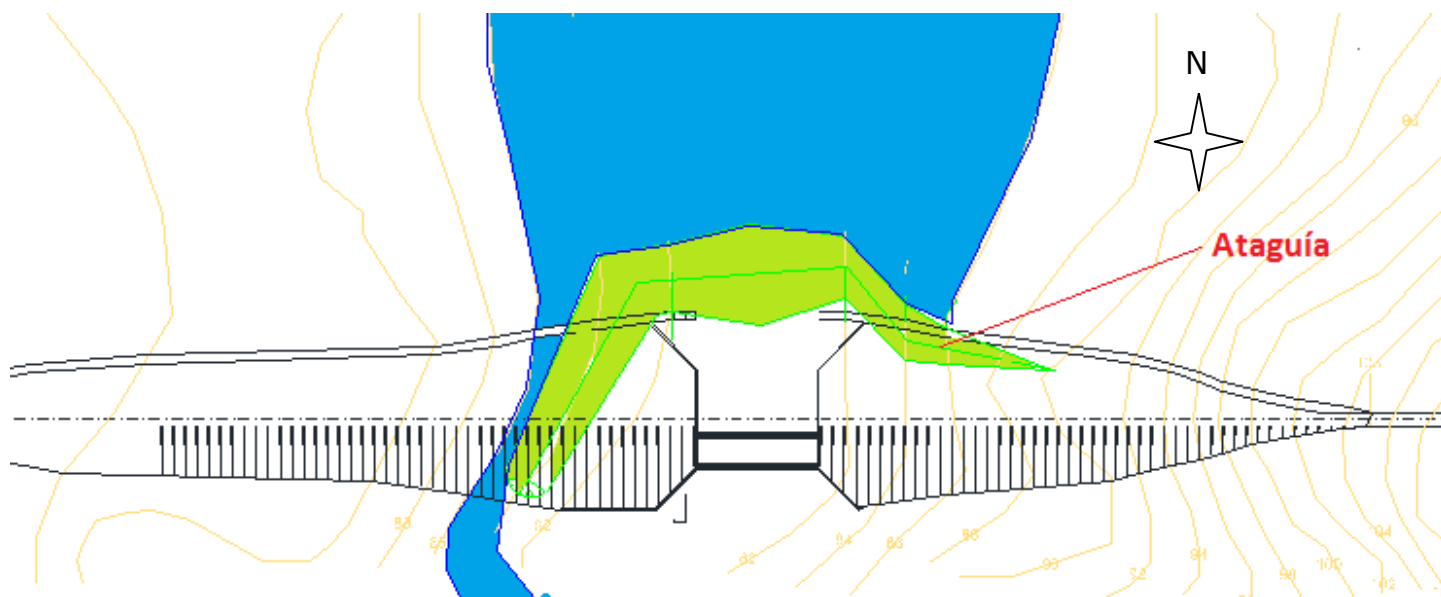


Figura 4-2 Esquema ataguía en planta

La ataguía se construirá con arena y la protección del talud aguas arriba será de enrocado. Se proyecta realizar la ataguía con el mismo talud que la presa de embalse, de modo que las caras aguas arriba coincidan completamente. De esta manera, al menos una parte de la totalidad de la ataguía podrá ser utilizada para la presa objeto del proyecto, evitando el desplazamiento de materiales y minimizando los posibles impactos que podrían generarse en su retiro. Esto puede verse esquemáticamente en la siguiente figura:

ESQUEMA APROVECHAMIENTO DE PARTE DE LA ATAGUÍA A CONSTRUIR

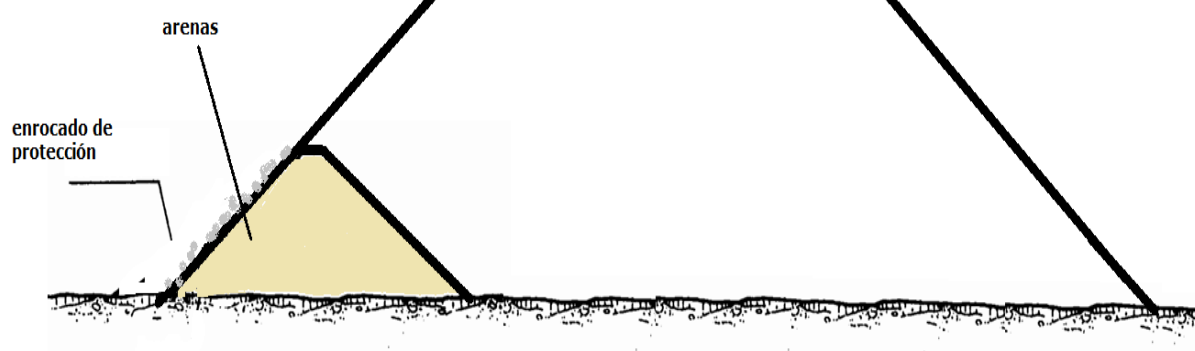


Figura 4-3 Esquema ataguía corte

4.4.2 Procedimiento constructivo de la ataguía

La ataguía se construye desde ambos frentes, hacia el eje del cauce. De este modo, desde ambos laterales se comienza a volcar capas de arena para luego ser compactadas. Este proceso continúa, de manera de alcanzar la altura de diseño para la misma, esto es, las maquinarias desde ambos frentes construyen su camino simultáneamente a su avance. A medida que los frentes de la ataguía avanzan, se va conformando la protección de enrocado. Finalmente, para realizar el cierre de la ataguía, se debe esperar a que el curso de agua tenga un nivel suficientemente bajo para evitar arrastre de sólidos, ya que en esos instantes todo el caudal está pasando por una sección reducida y, en tanto, a una velocidad superior. Elegido el momento oportuno, se realiza el relleno de material rápidamente a efectos de finalizar la misma, uniando ambos frentes del dique.

4.4.3 Procedimiento constructivo de la presa

4.4.3.1 Dique derecho y vertedero central

En primera instancia deberá removerse la cobertura vegetal y el horizonte de suelo presente. Posteriormente se realizará excavación en roca donde se implantará el dentellón y el vertedero.

Los camiones con material para la construcción arriban a la obra desde el Este por lo que, una vez realizada la ataguía, el primer tramo de dique de la presa a construir es el indicado a la derecha en la imagen anterior. Se puede construir en paralelo el vertedero central de hormigón ya que toda la zona se encuentra seca por la desviación del curso.

En el vertedero central de hormigón, se dejará prevista una conducción de fondo, la cual será utilizada para permitir el pasaje de agua durante la finalización del dique izquierdo. Una vez culminada la presa, esta tubería podría taparse o bien se podría contemplar la posibilidad de que la misma fuese utilizada en la operación de la presa. Sin embargo, debe dejarse claro que esa opción no fue contemplada en este proyecto.

4.4.3.2 Dique izquierdo

En forma simultánea al punto anterior, puede irse construyendo la sección del dique a la izquierda, hasta la zona donde no llegue el agua, comenzando obviamente desde el extremo más lejano al vertedero. Se podrá construir hasta una progresiva que permita el pasaje del desvío del curso de agua. Paralelamente, se puede comenzar a rellenar el tramo comprendido entre el vertedero y la ataguía.

Quedará entonces por construir el dique de la presa por donde pasa el desvío del curso. Para ello, se debe volver el curso a su cauce natural. A su vez, restará por remover la ataguía que ocupa el espacio físico previsto para la presa, ya que pasa por la zona correspondiente al núcleo de arcilla de la misma y se debe garantizar su geometría original, ya que de lo contrario se afectaría la impermeabilidad de la presa si se dejarán los materiales de la ataguía.

4.4.3.3 Remoción de la ataguía

Para volver el curso a su cauce natural se debe remover la ataguía. Para ello, la maquinaria comienza a remover el material desde el extremo derecho de la misma, transportándolo a través del propio coronamiento de la misma, desplazándose hacia la izquierda. Esto es, la ataguía comienza a desmantelarse desde la derecha. A medida que la maquinaria va removiendo la ataguía, el cauce comienza a desviarse hacia la derecha, dada la topografía del terreno. El proceso continúa, hasta que la ataguía es removida completamente y ya no interfiere con el flujo de agua, lográndose que el cauce ya no sea desviado en ninguna dirección y sea descargado por la tubería de fondo proyectada con tales fines.

4.4.4 Aprovechamiento de ataguía

4.4.4.1 Zona derecha de la misma

Se aprovechará todo el tramo de la ataguía, representado a la derecha en la figura, ya que ese tramo se diseñó para que su talud coincida completamente con el de la presa de embalse.

4.4.4.2 Zona izquierda de la misma

La arena se debe remover como ya fue expuesto, dado que la misma atraviesa ortogonalmente a la zona de implantación. La misma se utiliza para el rellenar el dique izquierdo de la presa.

4.4.5 Cierre de la conducción a través del vertedero

Luego de finalizado el dique con su respectiva protección, se debe cerrar la conducción y asegurar su estanqueidad. Una vez obstruida la misma, comienza el proceso de llenado del embalse.

Se utilizarán para toda esta etapa bulldozers, retroexcavadoras, camiones volcadores, etc.

Adicionalmente se debe realizar:

- Construcción de camino de hormigón en el coronamiento
- Construcción de instalaciones para operación del embalse

5 Resumen ejecutivo

5.1 Introducción

El proyecto en cuestión surge de la necesidad de reforzar el sistema de abastecimiento de agua al área metropolitana.

La misma está constituida por las siguientes localidades:

ÁREA METROPOLITANA							
AEROPUERTO INTERNACIONAL DE CARRASCO	AGUAS CORRIENTES	ALTOS DE LA TAHONA	BARRA DE CARRASCO	BARRIO COPOLA	BARRIO REMANSO	BARROS BLANCOS	CAMPO MILITAR
CANELONES	CERRILLOS	COLINAS DE CARRASCO	COLINAS DE SOLYMAR	COLONIA NICOLICH	COSTA Y GUILLAMON	CRUZ DE LOS CAMINOS	CUMBRES DE CARRASCO
EL BOSQUE	EL PINAR	EMPALME OLMOS	ESTANQUE DE PANDO	FORTIN DE SANTA ROSA	FRACC. CNO. ANDALUZ Y R.84	FRACC. PROGRESO	FRACC. SOBRE RUTA 74
HARAS DEL LAGO	INSTITUTO ADVENTISTA	JARDINES DE PANDO	JOAQUIN SUAREZ	JUANICO	LA ASUNCION	LA LUCHA	LA PAZ
LAGOMAR	LAS PIEDRAS	LOMAS DE CARRASCO	LOMAS DE SOLYMAR	MARINDIA	MONTEVIDEO	NEPTUNIA	OLMOS
PANDO	PARADA CABRERA	PARQUE CARRASCO	PASO CARRASCO	PASO ESPINOSA	PASO PALOMEQUE	PIEDRA DEL TORO	PINAMAR - PINEPARK
PROGRESO	SALINAS	SAN JOSE DE CARRASCO	SAUCE	SEIS HERMANOS	SHANGRILA	SOLYMAR	TOLEDO
TOTAL DEL SAUCE	VIEJO MOLINO SAN BERNARDO	VILLA AEROPARQUE	VILLA CRESPO Y SAN ANDRES	VILLA FELICIDAD	VILLA PAZ S.A.	VILLA PORVENIR	VILLA SAN JOSE

Tabla 5-1 Localidades del Área Metroopolitana

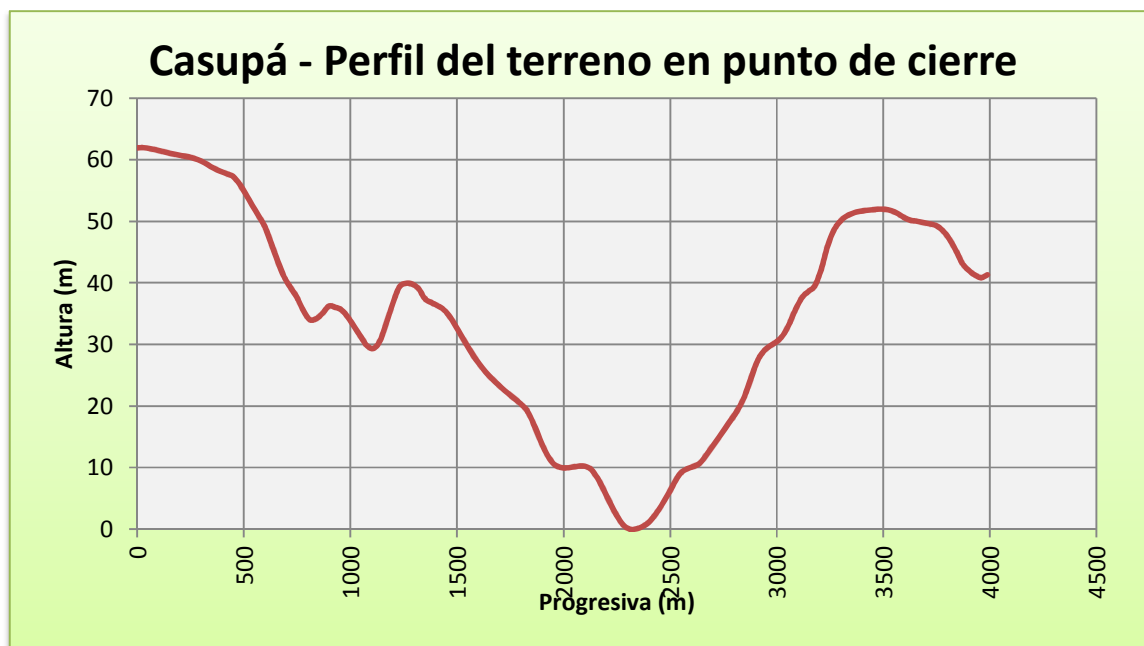
El área en cuestión es abastecida actualmente por la usina de Aguas Corrientes, para la cual se cuenta con las reservas del embalse de Paso Severino y de Canelón Grande. Dado que estas reservas no son suficientes para satisfacer la demanda actual, cercana a los 8 m³ diarios, se debe bombear agua desde el remanso del Santa Lucía, aguas abajo de Aguas Corrientes, la cual cuenta con los potenciales problemas de salinidad.

Es en este marco que, para la demanda de agua proyectada para los próximos 25 años, el sistema de reservas así como de tratamiento se verá superado.

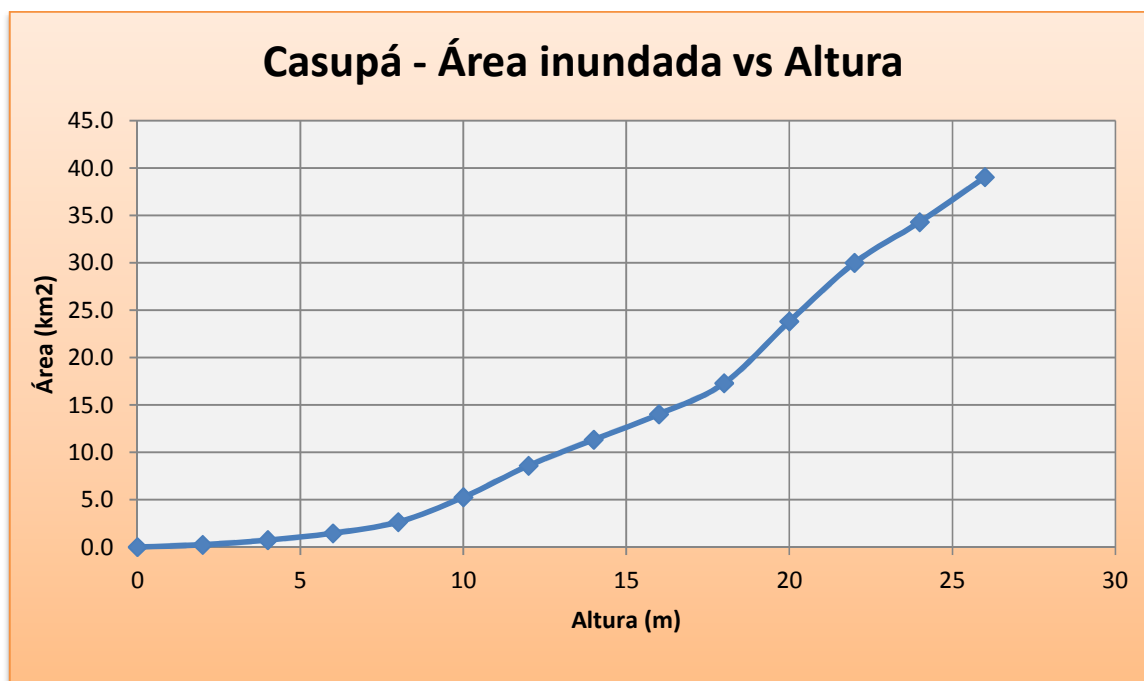
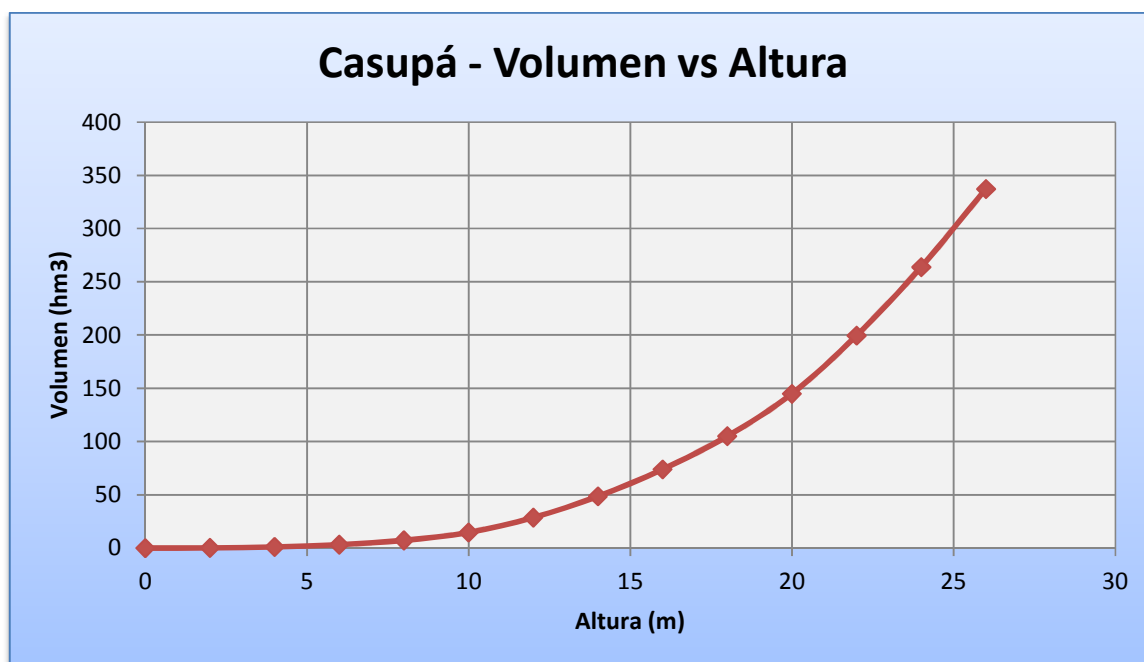
Mediante el uso de un modelo de balance hídrico, se determinó que para lograr un 98% de garantía en el suministro con una reserva de 60 días, prescindiendo del bombeo de las aguas del remanso, se debe implementar un nuevo represamiento, con un embalse de 84.8 hm³.

Luego de analizar las condiciones topográficas a lo largo de toda la cuenca del río Santa Lucía, se optó por localizar la futura presa en el arroyo Casupá, en el punto de coordenadas (34°06'57" S , 55°33'07").

En dicho punto de cierre, el arroyo presenta la siguiente sección:



A su vez, para el citado cierre se obtuvieron las siguientes curvas Volumen-Altura y Área Inundada-Altura, respectivamente:



Se adjunta a continuación una figura mostrando el área que se inundará para generar el volumen requerido, sobre la cuenca del río Santa Lucía:

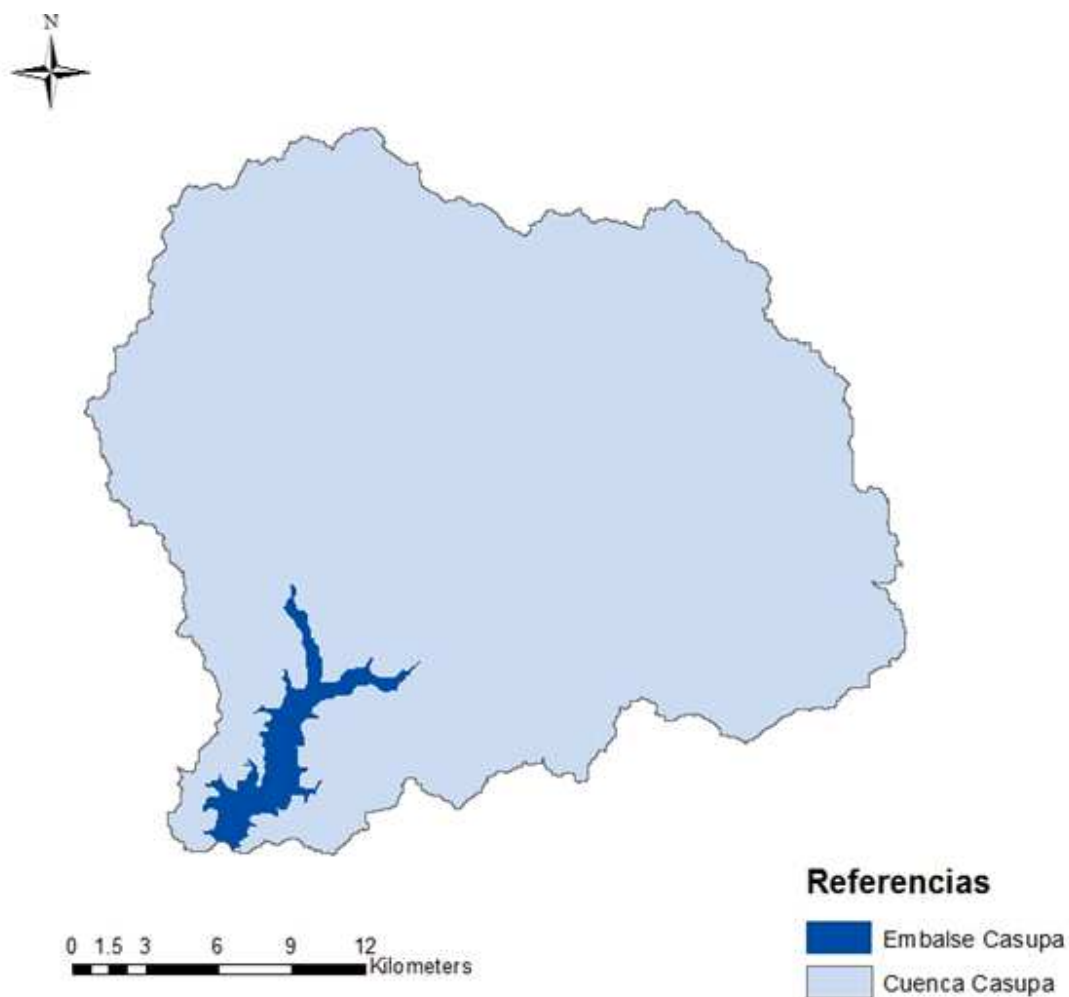


Figura 5-1 Cuenca y embalse Casupá

En la siguiente figura puede observarse el área a inundar superpuesta en imagen satelital de Google Earth:

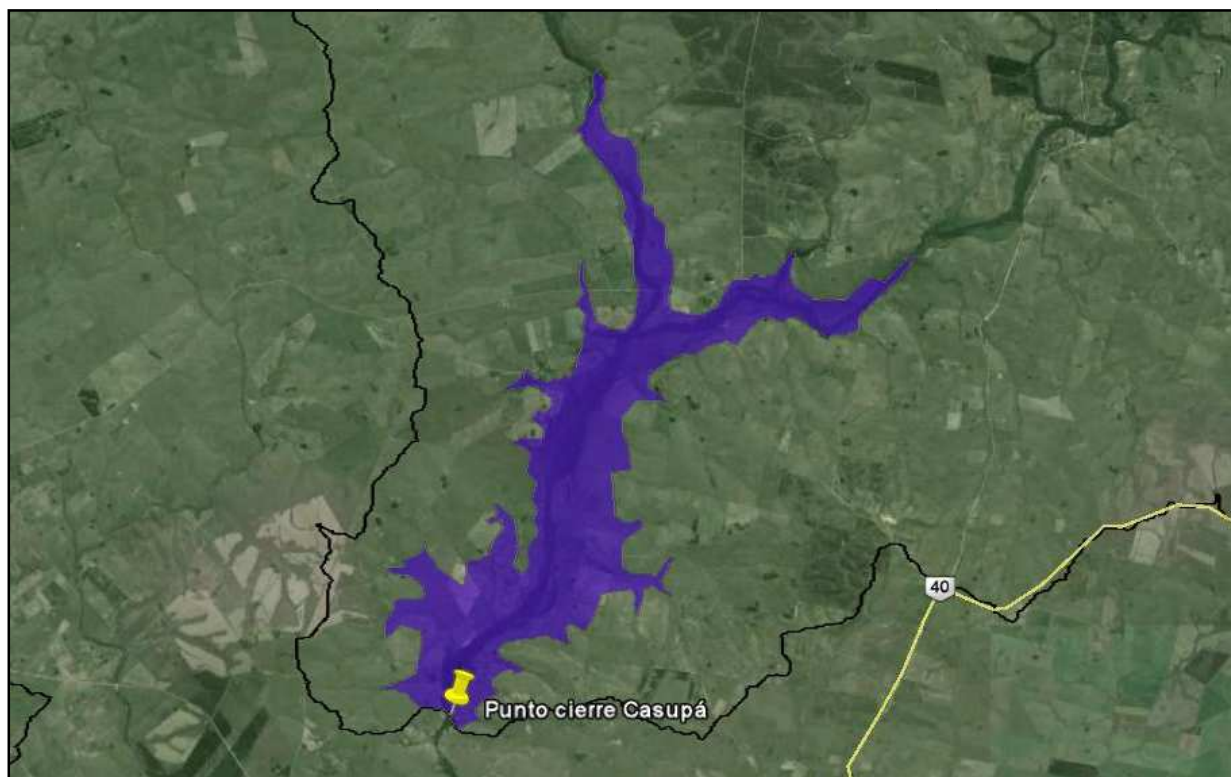


Figura 5-2 Embalse Casupá - Google Earth

El área que se inundará, para un período de retorno de 20 años es de 24 hm³, en una cuenca de aporte de 672 km².

5.2 Diseño de la presa

La presa que se proyecta construir será heterogénea y estará constituida por materiales sueltos. Los faldones serán de arena y el núcleo de arcilla.

La longitud del dique es de 1200 m y los taludes son 3:1 aguas arriba y 2.5:1 aguas abajo. La cota de coronamiento es de 105.2 m, siendo el nivel del terreno en el punto más bajo de 80.2 m.

Dicha presa contará con un único vertedero, central de hormigón, con una longitud de 85.8 m.

La presa estará fundada sobre la roca existente, realizándose solamente cortinas de inyección ante posibles fisuras.

Se contará con un dren de grava tipo chimenea con canal perimetral de recolección de aguas de infiltración.

Se realizará un dentellón de un metro de profundidad.

A través del cuerpo del vertedero se construirá una galería de inspección.

La obra de toma estará constituida por dos tuberías cuadradas de 1.2 m de lado. Se contará con dos tuberías adicionales, de diámetro 0.4 m a los efectos de permitir el pasaje del caudal de estiaje.

Sobre el eje de la presa, a nivel de coronamiento, se construirá un camino de hormigón de 1.2 km de longitud. Este tramo estará conectado a dos caminos de balasto también a construirse, con una longitud total de 7.8 km, teniéndose entonces que se podrá acceder a la presa tanto desde la ciudad de Casupá (ruta 7) como desde la ruta 40. Para permitir el drenaje de las aguas, deberán construirse 12 alcantarillas.

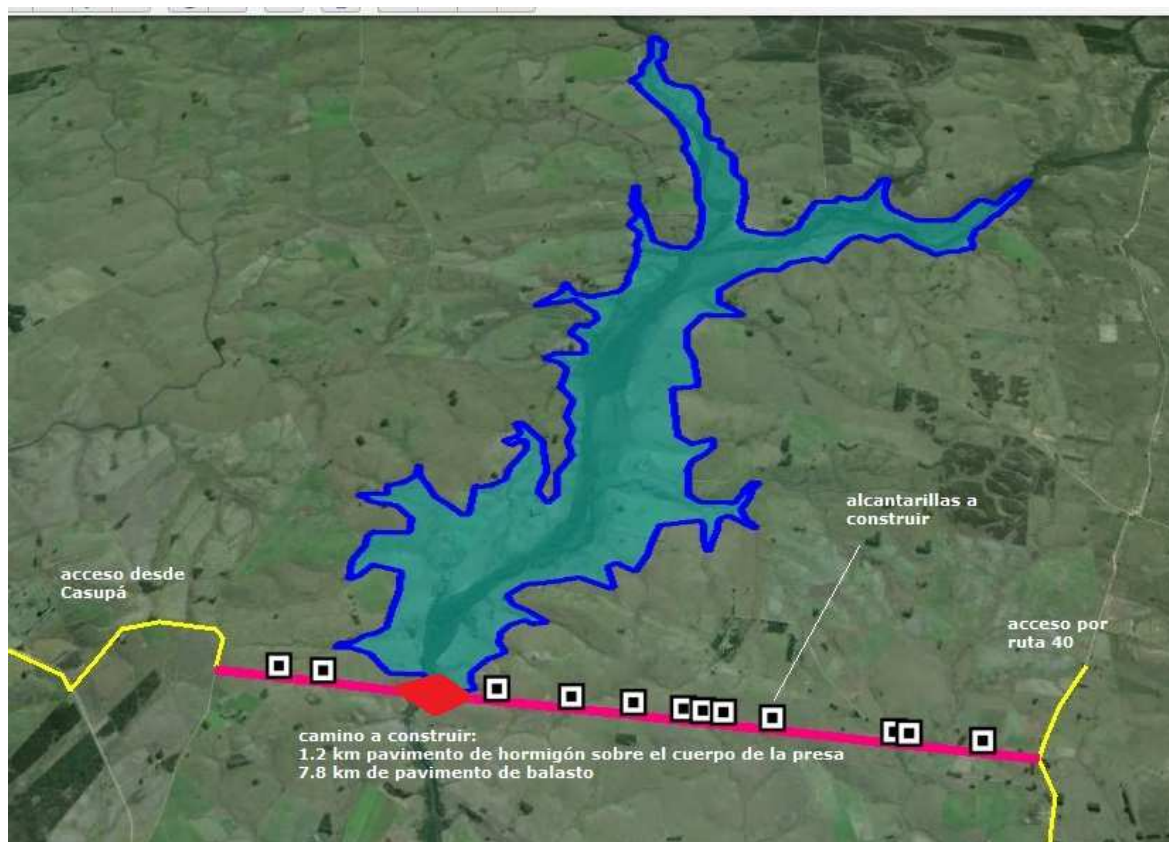


Figura 5-3 Accesos a la presa

El talud aguas debajo de la presa tendrá cobertura vegetal y el talud aguas arriba estará revestido por un enrocado de protección.

La estructura de disipación de energía será un trampolín dentado de hormigón.

5.3 Demanda temporal y de mano de obra

El plazo estipulado para la concreción de las obras es de aproximadamente 36 meses, empleando una mano de obra de 250 personas.

5.4 Maquinaria a utilizar

- treinta camiones con caja volcadora
- tres camiones regadores

- camión cisterna de combustible
- tres ómnibus
- cuatro retroexcavadoras
- cuatro bulldozers
- tres compactadoras pata de cabra
- dos compactadores de rodillo vibratorio liso
- tres motoniveladoras
- generador
- compresor
- planta hormigonera con capacidad de producción diaria de 100 m³

5.5 Demanda de energía

Para la fase operativa, se instalará una subestación que otorgue una potencia de 100 kW. Las instalaciones eléctricas necesarias se proyectarán de acuerdo con las demandas del proyecto y con las reglamentaciones de UTE vigentes. Se suministrarán e instalarán los cables, luminarias, tableros, y accesorios previstos en el proyecto.

Durante las obras civiles, se contará con generadores.

5.6 Demanda de agua potable

Considerando una plantilla de 250 personas, con una dotación media de 100 l/día, se tiene que la demanda de agua potable para usos domésticos es de 25 m³ diarios.

Dado que se necesitará –como se expondrá más adelante– una cantidad aproximada de 21000 m³ de hormigón, considerando una demanda de agua potable de 0.2 m³/m³.hormigón, se deberá proveer 4200 m³ de agua a lo largo de la etapa constructiva del proyecto. En tanto, podría estimarse una demanda media diaria de agua, considerando que la cantidad de días laborales por año es de 240. Se tiene entonces que la demanda de agua para elaborar el hormigón es de aproximadamente 6 m³ diarios.

En tanto, sin considerar otros posibles usos menores, deberán suministrarse 31 m³ de agua potable por día.

El suministro de dicha cantidad podría realizarse mediante perforaciones subterráneas, si es que la calidad de dichas aguas es apta para el consumo humano, lo cual debe estudiarse.

En caso de que no se pueda tener un abastecimiento desde las aguas subterráneas, el suministro podría realizarse mediante camiones cisterna.

Se contará con un depósito para el agua necesaria para el proceso de elaboración del hormigón y otro para el comedor y el vestuario. Asimismo, se contará con dispensadores que serán distribuidos en los distintos frentes de trabajo.

5.7 Demanda de agua no potable

Será necesario el uso de agua no necesariamente potable para diversos usos, entre los cuales el principal es el de riego de caminos. Dicha cantidad en esta etapa inicial no puede estimarse en forma certera, por lo que la citada demanda se determinará posteriormente al evaluar la respuesta del riego en la emisión de polvo. Se extraerá el agua desde el arroyo Casupá para estos fines.

5.8 Efluentes

Considerando un coeficiente de retorno de 0.8, se generarán 20 m³ diarios de efluentes domésticos. Para la gestión de los mismos, se construirán fosas impermeables con las dimensiones adecuadas y serán retirados mediante barométrica autorizada.

Otros efluentes a generarse, son los que se derivan del lavado de los camiones mixers. Dichos efluentes recibirán un tratamiento básico, constituido por un sedimentador y una unidad de regulación de pH mediante ácido clorhídrico. Las aguas derivadas de este tratamiento podrán ser extraídas mediante los camiones cisterna regadores, para su reúso en el riego de caminos, siempre y cuando estas aguas cumplan con el Decreto 253/79.

Asimismo, se generarán efluentes en el lavado de las distintas maquinarias. Para dichos lavados, deberá construirse una plataforma de hormigón con pendiente a colector perimetral, y las mismas deberán pasar por una trampa de grasas. Los volúmenes a generarse son despreciables. Los hidrocarburos

separados, serán remitidos a tambores de 200 litros cerrados, debidamente identificados y almacenados en una zona acondicionada para tal fin (platea de hormigón con barreras de contención de derrames). Finalmente, estos hidrocarburos serán entregados a gestores autorizados.

5.9 Residuos sólidos

Se generarán 1 kg de residuo asimilable a doméstico por persona por día, esto es, 250 kg/día.

Otros posibles residuos a generarse son:

Restos de madera
Chatarras
Escombros/tierra
Restos de desmonte

Deberán conformarse zonas de acopio para cada uno de estos residuos. En el caso de los generados en el desmonte, así como las maderas, estos podrán ofrecerse a vecinos interesados.

También podrán generarse residuos peligrosos, derivados de contingencias con combustibles o diversos productos químicos, los cuales deberán ser segregados con particular cuidado y almacenados en sitios adecuados a tales fines (contención de derrames, suelo impermeable, techado, ventilación, acceso restringido a personal autorizado, etc.).

Se deberá contar con un plan general de residuos en obra.

5.10 Demanda de materiales

Para la construcción de la obra, se demandarán los siguientes materiales:

Arena: 485437 m³

Arcilla: 174517 m³

Rocas: 14254 m³

Grava: 38845 m³

Geotextil: 73350 m²

Cemento: 4180 t

Hormigón en masa: 15400 m³

Hormigón de buena terminación: 5500 m³

Balasto: 15300 m³

En las cercanías al punto de cierre seleccionado (distancias inferiores a 5 km), se encuentran limos arcillosos de la Formación Libertad. Se desconoce la potencia de la misma, por lo que se entiende sería conveniente a efectos de tener mayores certezas la realización de sondeos en el suelo.

A continuación se muestra la cercanía de dicha formación, según la carta geológica de Uruguay.

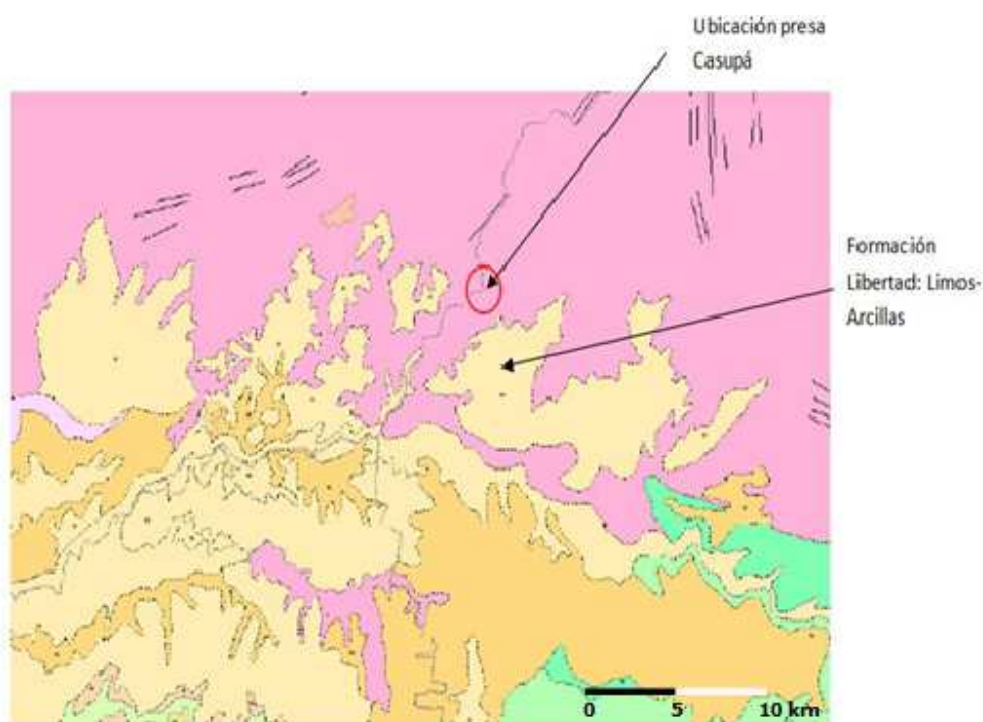


Figura 5-4 Materiales utilizados

Como fuente de material pétreo se encuentran grandes afloramientos rocosos en el mismo sitio. Los mismos pueden observarse en las siguientes fotografías, realizadas en una visita al sitio de emplazamiento.





Figura 5-5 Fotografías visita

En cuanto a la zona de préstamo de arenas y grava, pueden obtenerse de aluviones aguas abajo, a distancias menores a 20 km, según se muestra en la siguiente imagen.

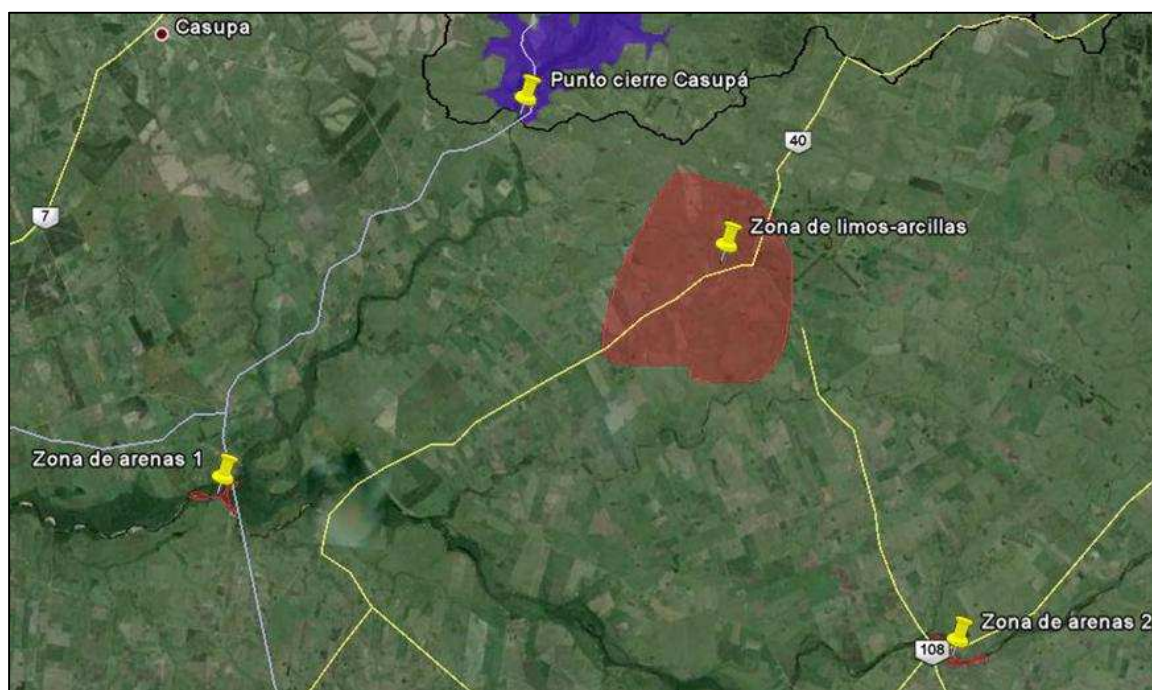


Figura 5-6 Zona de aporte de materiales - Google Earth

Asimismo, el balasto puede comprarse en la siguiente cantera identificada en el SIG de DINAMIGE, ubicada a aproximadamente 50 km de la obra:



Figura 5-7 Ubicación cantera de balasto

5.11 Retiro de materiales

Excavación de rocas: 15753 m³

Tierra: 60000 m³

Remoción de bosque ribereño: 49 Há

5.12 Demanda de transporte

Se estimarán a continuación la cantidad de viajes diarios, considerando tanto la ida como el regreso.

Para el traslado de la arena, considerando un volumen de traslado de 6 m³ por camión, se estima un total de 224 viajes por día.

Para la arcilla, el total diario de viajes es de 80.

Para la grava, 18 viajes diarios.

Para el cemento, considerando una densidad de 3 t/m³ y que el transporte se realiza en camiones cisterna con capacidad de 10 m³, se tiene en promedio un viaje cada dos días.

6 CARACTERIZACIÓN DEL MEDIO RECEPTOR

6.1 Medio Físico

6.1.1 Clima

A los efectos de caracterizar el clima de la zona en estudio, se consultaron los datos de la estación meteorológica más cercana, Estación Prado, relevados en el periodo 1961– 1990 (DNM, 2010).

6.1.1.1 Temperatura

La temperatura media anual de la zona es de 16,7 °C, siendo enero el mes más cálido con una temperatura máxima media de 28.4 °C, y julio el mes más frío con una temperatura mínima media de 7,2 °C. Las temperaturas extremas registradas en el período son 40,8 °C en noviembre, y -5.6 °C en junio, máxima y mínima respectivamente.

6.1.1.2 Humedad relativa

En cuanto a la humedad relativa, la media anual del período de registro es de 74 %, siendo la humedad relativa media mensual máxima de 82 %, correspondiente al mes de junio, y la mínima de 67 %, correspondiente al mes de diciembre.

6.1.1.3 Precipitaciones

Las precipitaciones se manifiestan durante todo el año según una normal anual de 1.101 mm, con un número de días de ocurrencia que varía entre los 6 y 7 días por mes.

6.1.1.4 Vientos

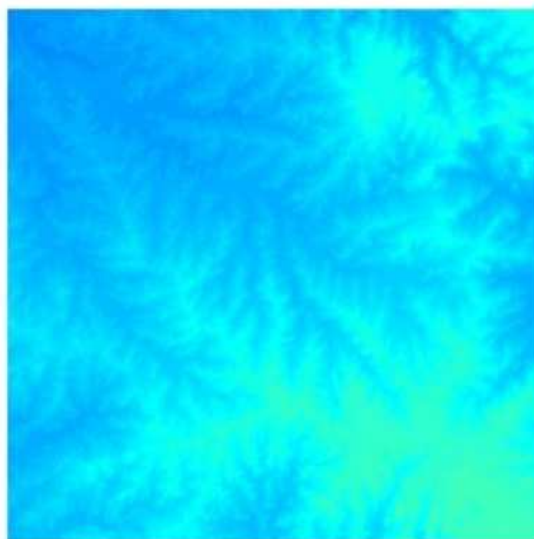
Las velocidades medias anuales de los vientos dominantes en la zona de estudio, a 15 m sobre el nivel del suelo, son del orden de 3.7 m/s. La rosa de los vientos representa el porcentaje del tiempo desde donde sopla el viento, mostrando una marcada incidencia de vientos desde el E, SE, ENE y ESE (DNETN & MIEM, 2009).



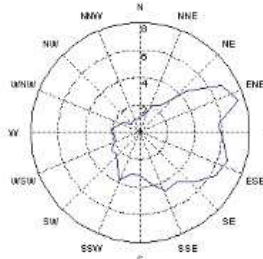
ZONA H6 - Altura:15m



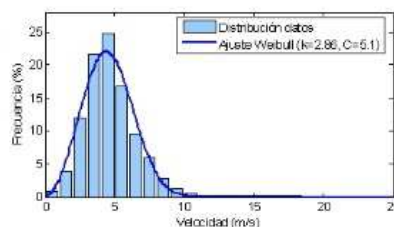
Velocidad media anual



Rosa de vientos



Histograma de velocidades



ALTURA 15m | [ALTURA 30m](#) | [ALTURA 50m](#) | [ALTURA 90m](#)

Figura 6-1 Caracterización de vientos

6.1.2 Geología

Según la Carta Geológica del Uruguay 1:500.000, los materiales geológicos corresponden a la Formación Lavalleja, dentro de las cuales se distinguen dos unidades: una unidad integrada por una secuencia volcano-sedimentaria, caracterizada por un metamorfismo bajo.

una unidad caracterizada por el desarrollo de un metamorfismo medio.

Se destacan: filitas sericíticas, cloritosas, cuarzosas y grafitosas. Cuarcitas, calizas, dolomitas, metaareniscas, metaconglomerados. Metavulcanitos básicos e intermedios (predominantemente) y metavulcanitos ácidos.

A cotas superiores del lago generado, las rocas citadas se encuentran recubiertas parcialmente por remanentes de la formación Libertad (lodolitas,

loess y fangolitas con porcentaje variable de arenas y arcillas, de color pardo a pardo rojizo).

La mineralogía de estos detritos es fundamentalmente cuarzosa y feldespática. Dentro de estas litologías texturalmente los términos dominantes son limo arcillo arenoso y limo arcilloso.

El carbonato de calcio está presente en forma pulverulenta, en concreciones y pequeños lentes. En términos generales los porcentajes de carbonato son del 2% al 4%.

6.1.3 Suelos

Según surge de la carta de Reconocimiento de Suelos del Uruguay, en la zona afectada la unidad de suelos corresponde a San Gabriel – Guaycurú, compuesta por Brunosoles Subéutricos (Éutricos) Háplicos Fr como suelos dominantes y Brunosoles Subéutricos Típicos/Lúvicos Ar Fr.

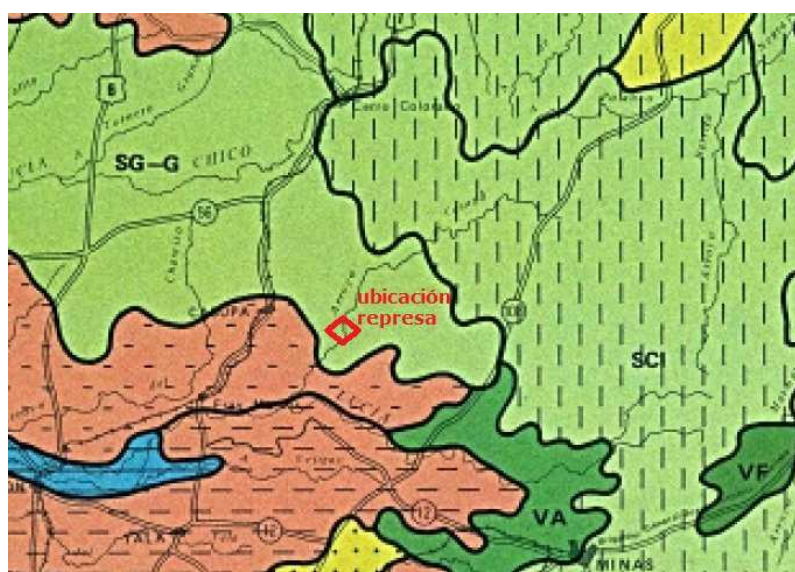


Figura 6-2 Carta de reconocimiento de suelos

Según el índice CONEAT, en el cual se agrupan suelos en áreas homogéneas definidas por su capacidad productiva en términos de carne bovina, ovina y lana en pie, los suelos afectados corresponden a los grupos: 03.3, 2.12, 5.02b, 5.3, 10.3 y 10.8a según se expone en la siguiente imagen:

6.1.4 Hidrografía

6.1.4.1 Agua Superficial

El curso a embalsar corresponde al arroyo Casupá, que nace en la Cuchilla Grande.

En su primer tramo, este curso corre de Este a Oeste, para finalmente transcurrir predominantemente en dirección Norte – Sur-

El arroyo Casupá tiene una pendiente media de 0.4%, recibiendo aportes del arroyo Espuelitas, cañada del Sauce, arroyo Cabrera, arroyo Chileno, arroyo Tupambay, Arroyo Sauce del Casupá y otras cañadas sin nombre y cursos intermitentes. Finalmente, desemboca en el río Santa Lucía.

A continuación se presentan algunas imágenes obtenidas en la visita al sitio de emplazamiento de la represa.

Vista del arroyo Casupá:



Figura 6-4 Vista del arroyo Casupá

Arroyo Casupá, aguas abajo:



Figura 6-5 Vista del arroyo Casupá, aguas abajo

6.1.4.2 Agua Subterránea

En la zona en estudio no se encuentran acuíferos porosos, sino de fisura, tal como surge de las siguientes imágenes:



56

mueven por fallas, fracturas y diaclasas abiertas, donde la permeabilidad secundaria asegura el libre tránsito del agua.



Figura 6-7 Mapa de acuíferos

La mayoría de los acuíferos fisurados son libres, aunque también lo pueden ser confinados o semiconfinados.

Al ser acuíferos constituidos por rocas del basamento cristalino, estos suelen ser de baja a muy baja productividad.

6.2 MEDIO BIÓTICO

6.2.1 Identificación de ambientes

Los ambientes identificados, tanto al momento de recorrer la zona en la cual se implantará el proyecto, así como a través del análisis de imágenes satelitales y otras fuentes, son los siguientes:

6.2.1.1 Ambiente de pradera

Las praderas representan el ambiente más extenso en el Uruguay. Son características de este tipo de ambiente diferentes especies de gramíneas y pastos bajos. En dicho ambiente es que se realizan las actividades agrícolas y ganaderas.



Figura 6-8 Pradera en la zona de emplazamiento



Figura 6-9 Pradera en la zona de emplazamiento

6.2.1.2 Bosque ribereño

En él se incluyen aquellas formaciones que ocupan las zonas bajas, en las márgenes de los cursos de agua. Constan de un dosel continuo que cubre totalmente al suelo, y vegetación de sotobosque (arbustos) y tapiz herbáceo, estos últimos tolerantes a la sombra.

De acuerdo a los requerimientos hídricos, las especies se distribuyen en franjas paralelas al curso de agua, desde las más higrófilas próximas al mismo, hasta las más xerófilas hacia las zonas más elevadas. Además de las formas de vida mencionadas, existen especies vegetales epífitas, parásitas y trepadoras aunque en baja abundancia (Brussa & Grela, 2007).

Fisionómicamente son franjas de vegetación arbórea que acompañan los cursos de agua y cuyo ancho depende de las condiciones geológicas, topográficas y edáficas del lugar, que a su vez determinan las condiciones de humedad (Brussa & Grela, 2007).



Figura 6-10 Vista del bosque ribereño en el arroyo Casupá

6.2.2 Mapas de riqueza de especies

Analizando lo expuesto en 'Especies prioritarias para la conservación en Uruguay' en el cual se muestran mapas de riqueza de especies, se puede observar que los guarismos de especies amenazadas -en la zona en estudio- tanto para plantas, moluscos terrestres, moluscos dulceacuícolas, peces, anfibios, reptiles y mamíferos, se corresponden con las escalas más bajas, no siendo así en el caso de las aves amenazadas, donde se tiene una escala intermedia.

Número de especies de plantas amenazadas:

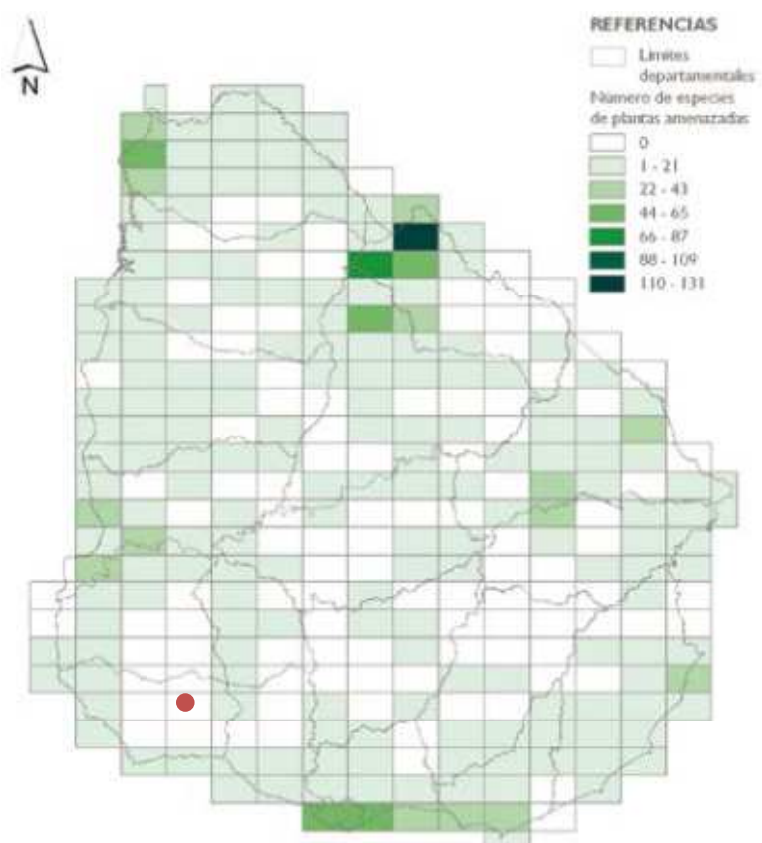


Figura 6-11 Número de especies de plantas amenazadas

Número de especies de moluscos terrestres amenazados:

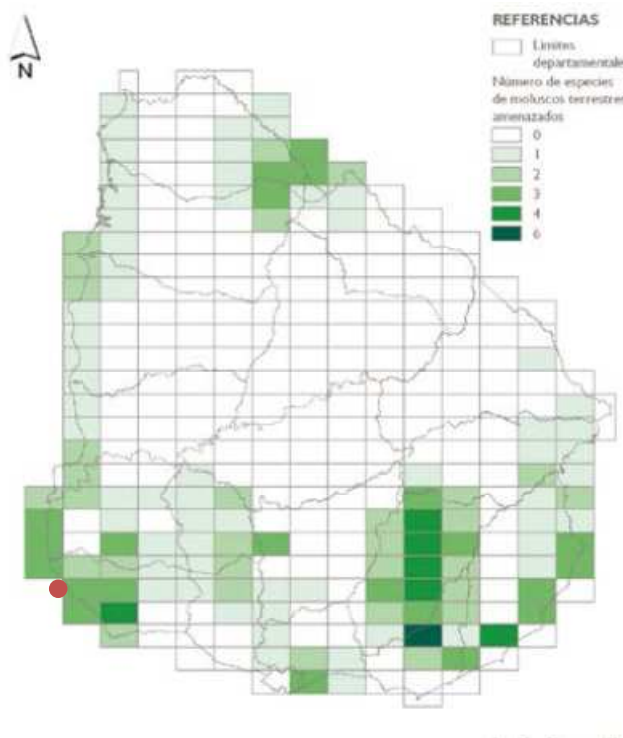


Figura 6-12 Número de especies de moluscos terrestres amenazados

Número de especies de moluscos dulceacuícolas amenazados:

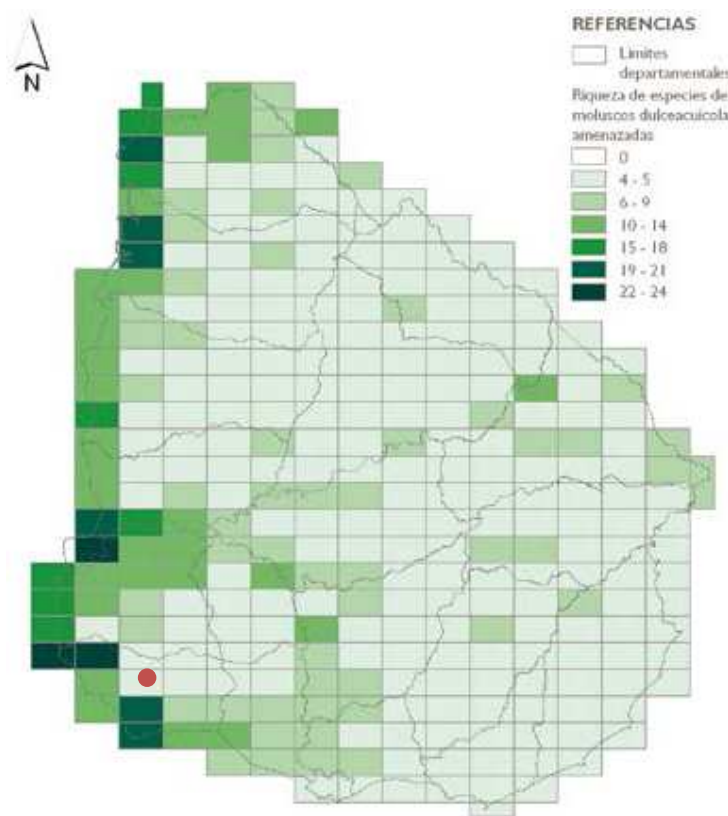


Figura 6-13 Número de especies de moluscos dulceacuícolas amenazados

Número de especies de peces amenazados:

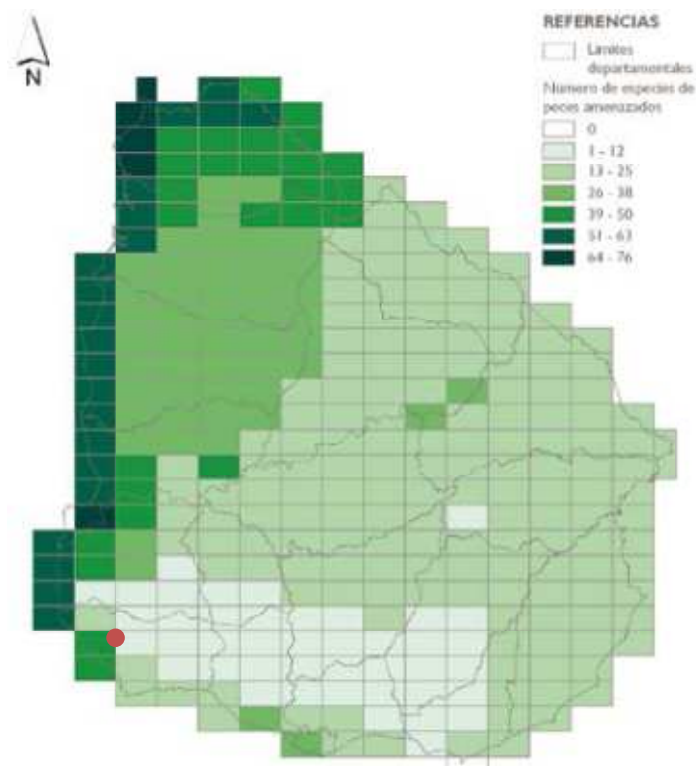


Figura 6-14 Número de especies de peces amenazados

Número de especies de anfibios amenazados:

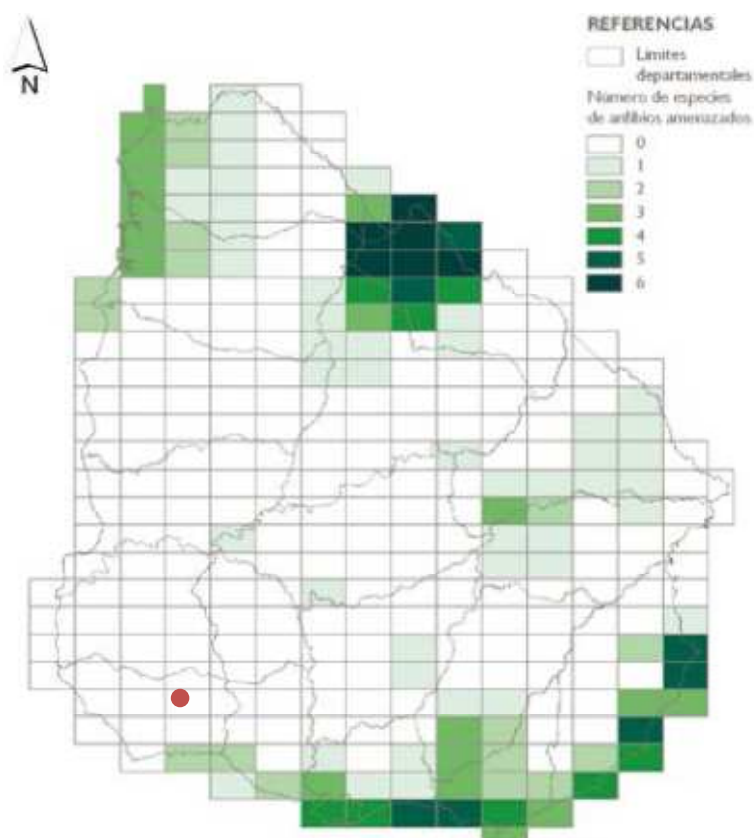


Figura 6-15 Número de especies de anfibios amenazados

Número de especies de reptiles amenazados:

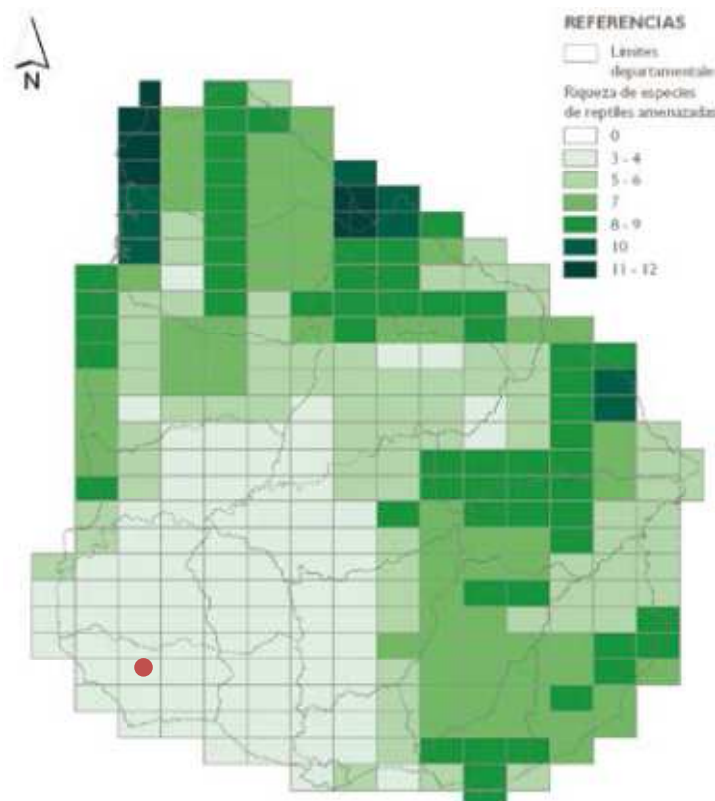


Figura 6-16 Número de especies de reptiles amenazados

Número de especies de aves continentales amenazadas:

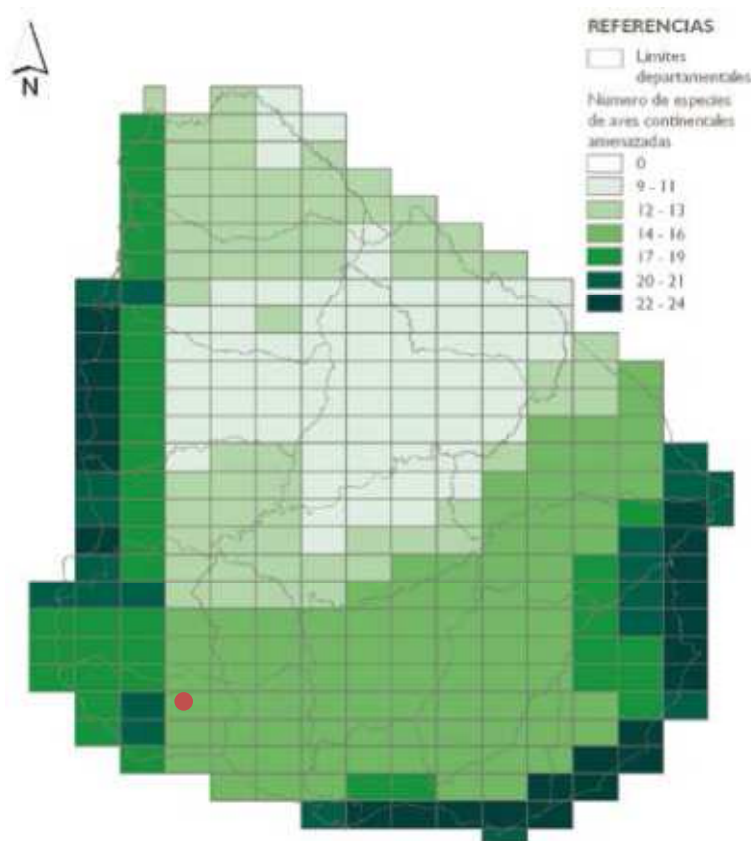


Figura 6-17 Número de especies de aves continentales amenazadas

Número de especies de mamíferos amenazados:

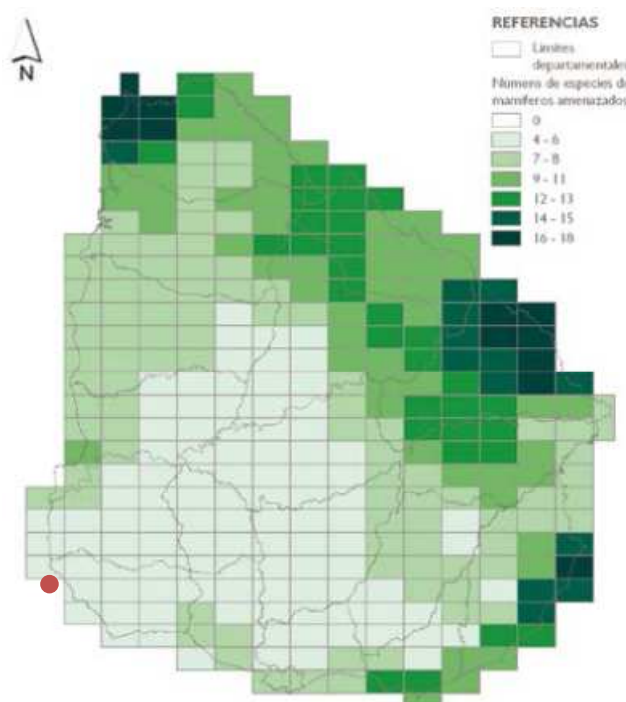


Figura 6-18 Número de especies de mamíferos amenazados

6.3 MEDIO ANTRÓPICO

6.3.1 Población

El medio en el que se desarrollará el proyecto es de características rurales con baja densidad de población.

En la zona de influencia, se encuentra a aproximadamente 9 Km la localidad de Casupá.

Según el censo del año 2011, Casupá contaba con una población de 2402 habitantes.

Las actividades en servicios públicos abarcan un extenso sector de la población; el resto dedica sus esfuerzos a tareas rurales o trabajos de distinta índole en la villa, con bajas remuneraciones en su mayoría. Su actividad agropecuaria gira en torno a la Agricultura, ganadería y la producción lechera.

6.3.2 Vecinos

Se realizó un relevamiento de los vecinos más cercanos a la zona de la represa. En la siguiente ilustración se muestran las viviendas más cercanas. No se cuenta con información sobre si las mismas están habitadas, pero se pudo observar en la visita a la zona un gran porcentaje de viviendas deshabitadas.

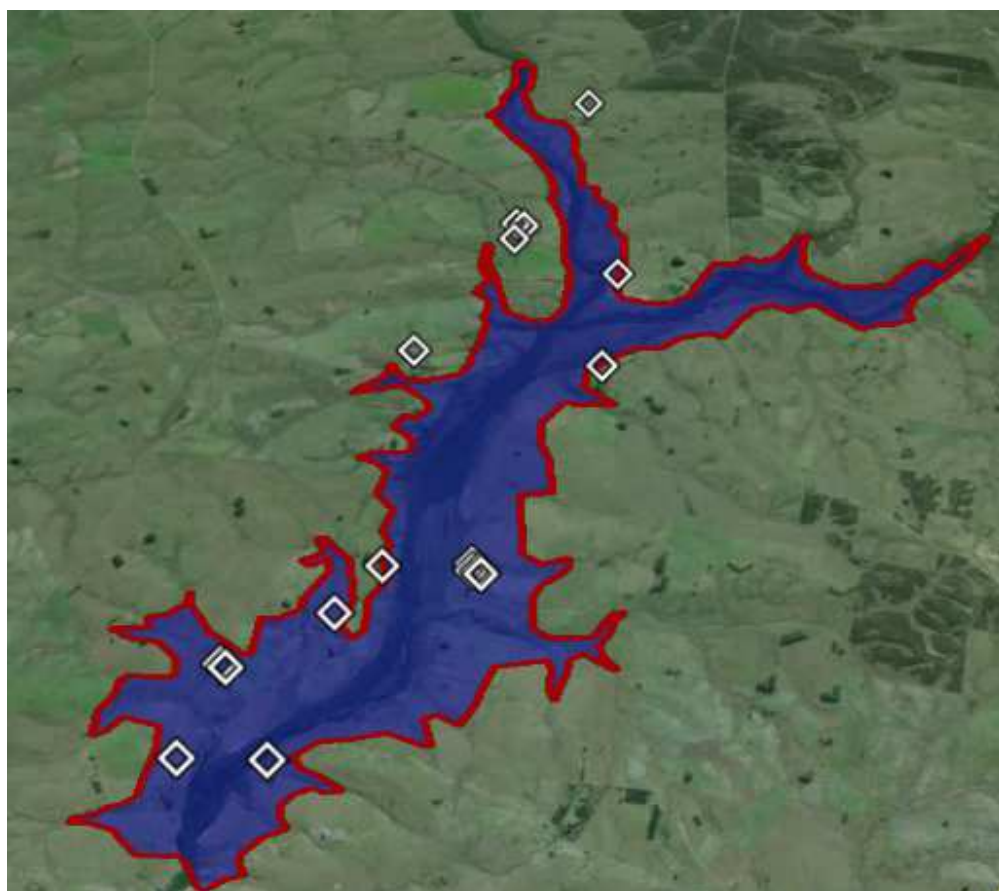


Figura 6-19 Relevamiento de vecinos afectados

Como puede observarse, para una inundación generada por una tormenta de 20 años de período de retorno, son 11 las viviendas que se verían afectadas por la presencia de la infraestructura a construir. Se marcaron también 6 viviendas que, si bien no se verían inundadas para la tormenta en cuestión, éstas se encuentran muy próximas al lago, por lo que se entiende imperiosa también su expropiación.

6.3.3 Sitios de valor histórico o cultural

Aproximadamente 6.5 Km aguas debajo de la represa se encuentra El camping parque "Mangueras de los Artigas". El mismo fue declarado Patrimonio Histórico Nacional en el año 2005. Dicho camping se encuentra sobre la Ruta 40.

Según la historia, éste es el lugar de la estancia de los padres de José Gervasio, de donde salió Manuel Francisco para ir a recuperar el este del país para la Revolución Oriental de 1811. Es el lugar donde se juntaron los pobladores del lugar para ir al Éxodo del Pueblo Oriental; también desde aquí partieron con Joaquín Artigas otro grupo de patriotas que posteriormente desembarcarían en la Playa de la Agraciada. Unas enormes mangueras de piedra, rodeadas de árboles nativos, dan cuenta de la existencia de ganado en el lugar. Actualmente el campo es propiedad del Instituto Nacional de Colonización.

Cartel de ingreso al camping:



Figura 6-20 Cartel de ingreso al camping

6.3.4 Sitios de valor arqueológico o paleontológico

Luego de la introducción del ganado bovino por parte de Hernandarias, ese ganado, junto al que por el norte ingresó desde los pueblos de las Misiones jesuíticas, especialmente a partir del 1636, se reprodujo en forma muy rápida en base a las condiciones de clima, pasturas y relativa ausencia de predadores. En su origen era un ganado manso pero en ausencia del manejo del hombre se transformó en chúcaro y salvaje o 'cimarrón'.

Durante el proceso de colonización de la Banda Oriental, la tierra fue distribuida entre los primeros pobladores en estancias con el objeto de radicar colonos que trabajaran y explotaran las riquezas naturales. Fue justamente en las estancias donde se va a concretar el proceso de cría de bovinos, con un sentido productivo y no meramente expoliatorio, requiriendo para ello 'amansar' a los animales cimarrones, manteniéndolos

'aquerenciados' en áreas geográficas reducidas y delimitadas. Una explotación racional requería que los animales se mantuvieran dentro de áreas reducidas y limitadas, que permitieran su control y manejo. Para ello era necesario disponer de barreras que impidieran su libre movimiento en los campos, pasando de su condición de cimarrón al de manso o aquerenciado.

Estas barreras, cuando eran creadas en piedra, recibieron el nombre de mangueras.

En general, se acepta que los cercos de piedra fueron construidos luego de la Guerra Grande (1839-1851), 'por comparsas de vascos e italianos'. Es en tanto que, estas construcciones antiguas constituyen un gran valor histórico dado que las mismas constituyen los últimos y silenciosos testigos, aún en pie, de los inicios del desarrollo de la ganadería en el Uruguay.



Figura 6-21 Mangueras de los Artigas

6.3.5 Áreas protegidas

No se encuentran áreas protegidas en la zona del emprendimiento.

7 IDENTIFICACIÓN Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS

Se presentarán a continuación los distintos impactos ambientales que podrían derivarse del proyecto y la evaluación de los mismos, a fin de poder determinar si estos pueden considerarse admisibles o deberán ser mitigados mediante medidas específicas a definir. Para ello, inicialmente se procederá a identificar los aspectos ambientales más relevantes en cada una de las fases del proyecto.

Para el presente análisis, sólo se tendrá en cuenta las fases de construcción y posterior operación, comprendiendo cada una de ellas una serie de acciones que pueden ocasionar diferentes efectos sobre el ambiente.

Los impactos serán valorados según las siguientes categorías:

Categorización	Clasificación	Tipo	Símbolo
Previsión	Por sus alteraciones causa-efecto	impactos directos	Dir
		impactos indirectos	Ind
	Por la interrelación de acciones	impactos simples	Sim
		impactos acumulativos	Acu
		impactos sinérgicos	Sin
Evolución	Por su extensión	impactos puntuales	Pun
		impactos parciales	Par
		impactos totales	Tot
	Por su persistencia	impactos temporales	Tem
		impactos permanentes	Per
	Por el grado de recuperación natural	impactos irrecuperables	Irc
		impactos irreversibles	Irv
		impactos reversibles	Rev
	Por su probabilidad	impactos certeros	Cer
		impactos probables	Pro
		impactos poco probables	Ppr
Carácter	Por su signo	impactos positivos	+
		impactos negativos	-

Tabla 7-1 Esquema de valoración de impactos

7.1 Impactos Ambientales derivados de la fase de construcción

Las obra civiles más trascendentes que deberán desarrollarse incluyen: instalación de un obrador, movimiento de suelos, construcción de caminería interna, apertura hacia zonas de préstamo, construcción de ataguía, tendido eléctrico, abastecimiento de agua, instalación de tuberías y accesorios, elaboración de hormigón, acondicionamiento de un área para el mantenimiento de la maquinaria vial, transporte de materiales, acopio de materiales, etc.

Los posibles impactos derivados de la etapa constructiva son los siguientes:

- contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.
- contaminación del agua por generación de residuos sólidos.
- contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.
- contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.
- contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.
- contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.
- contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.
- contaminación del aire por generación de PM10.
- afectación por ruido.
- pérdida de cobertura vegetal.
- afectación a la fauna terrestre.
- afectación a la ictiofauna.
- afectación al paisaje.
- afectación a la vegetación.

- falla de estabilidad.
- desplazamiento físico y económico.
- generación de empleo.
- afectación a la red vial.
- riesgo de accidentes viales.
- pérdida del patrimonio arqueológico.

7.1.1 Matriz de valoración de impactos:

IMPACTO	MAGN.	PREVISIÓN		EVOLUCIÓN				CARÁCTER
		CAUSA EFECTO	INTER. DE ACCIONES	EXTEN.	PERSIST.	GRADO DE RECUP.	PROB.	SIG.
contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por generación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
contaminación del aire por generación de PM10.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
afectación por ruido.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
pérdida de cobertura vegetal	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
afectación a la fauna terrestre.	Baja	Dir	Acu	Pun	Perm	Rev	Pro	-
afectación a la ictiofauna.	Baja	Dir	Acu	Pun	Perm	Rev	Pro	-
afectación al paisaje.	Moderada	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Pro	-
afectación a la vegetación.	Moderada	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-
falla de estabilidad.	Alta	Dir	Sim	Pun	Tem	Irv	Ppr	-
expropiación.	Alta	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	-
generación de empleo.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Cer	+
afectación a la red vial.	Baja	Dir	Acu	Pun	Tem		Pro	-
riesgo de accidentes viales.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
pérdida del patrimonio arqueológico.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-

Tabla 7-2 Valoración de impactos en fase constructiva

7.1.2 Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados

Dado que, en cuanto a los impactos identificados, muchos responden a un mismo aspecto ambiental, los impactos serán entonces agrupados para cada aspecto y evaluados en conjunto.

7.1.2.1 Aspecto Ambiental: residuos sólidos

Impactos:

- contaminación del suelo por generación de residuos sólidos.
- contaminación del agua por generación de residuos sólidos.
- contaminación del agua subterránea por lixiviados producidos en la acumulación de residuos sólidos.

Se contará con un PGA de residuos en obra.

Los residuos se clasificarán según:

Asimilables a domésticos

Restos de madera

Chatarras

Peligrosos

Escombros/tierra

Restos de desmonte

La gestión de los residuos estará a cargo de empresas tercerizadas, las cuales deberán estar habilitadas para su actuación.

No se podrá acumular residuos de origen orgánico por períodos superiores a las 48 horas, dado el riesgo de descomposición.

Se evaluará la posibilidad de disponer en relleno de Florida o Lavalleja, previa autorización pertinente.

Se llevarán registros cuantificados de generación y disposición/destino de los mismos.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

PGA de residuos en obra.
Retiro por empresas autorizadas.
Frecuencia de retiro inferior a las 48 horas.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación debida a la generación de residuos sólidos no es significativa.

7.1.2.2 Aspecto Ambiental: efluentes derivados del lavado de hormigón

Impactos:

- contaminación del suelo por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación del agua por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes derivados del lavado de hormigón.

La maquinaria y herramientas empleadas para el transporte y colocación del hormigón deben ser lavadas para evitar que el material se adhiera a sus paredes.

La infiltración al terreno del efluente generado en la pileta de lavado de hormigón puede provocar la contaminación del suelo en el área de infiltración, fundamentalmente por la carga de sólidos sedimentables y por el pH del efluente.

Para infiltrar al terreno, el efluente debe cumplir con los estándares de calidad correspondientes a 'infiltración al terreno de efluentes' establecidos en el Decreto 253/79 y modificativos.

El agua de lavado será tratada en tres fases previamente a su vertido: recepción, sedimentación para remover el material sólido y neutralización para corregir el pH a un valor inferior a 9, por lo que tendrá la calidad adecuada para infiltración al terreno.

Además, la infiltración estará condicionada a que el efluente a verter cumpla con la calidad exigida.

Dadas las medidas de gestión previstas para el tratamiento de este efluente, y que las cantidades generadas no serán importantes, se considera que este impacto no es significativo.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Construcción de sedimentador de sólidos y corrección de pH.
Vertido según lo estipulado en el Decreto 253/79.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.1.2.3 Aspecto Ambiental: efluentes domésticos

Impactos:

- contaminación del suelo por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación del agua por vertido de efluentes domésticos.
- contaminación de la napa freática por vertido de efluentes domésticos.

Para la gestión de los efluentes domésticos generados durante la fase constructiva, se prevé la construcción de pozos de paredes impermeables. Su volumen será tal que se asegure no existan desbordes hasta su posterior retiro por parte de una barométrica habilitada. Se considera que el impacto no es significativo.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Construcción de pozos impermeables.
Vaciado de los pozos por gestores debidamente autorizados.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.1.2.4 Aspecto Ambiental: hidrocarburos varios

Impactos:

- contaminación del suelo por derrame de hidrocarburos.
- contaminación del agua por derrame de hidrocarburos.
- contaminación de la napa freática por derrame de hidrocarburos.

Estas contingencias podrían darse, por ejemplo, durante el mantenimiento de la maquinaria vial a utilizarse en la construcción. Para dicha actividad debería contemplarse una plataforma de hormigón de dimensiones apropiadas sobre la cual se realicen los mantenimientos. En caso de generarse derrames en el suelo, estos deberán ser controlados, para lo cual deberá contarse con paños absorbentes, los cuales una vez utilizados deberán ser dispuestos como residuos sólidos peligrosos.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Plataforma de hormigón para el lavado de las diversas maquinarias.

Los almacenamientos de hidrocarburos, ya sean estos lubricantes, combustibles u otros serán en depósitos constituidos por suelo impermeable (plataforma de hormigón) y contará con diques de contención para evitar derrames.

Los hidrocarburos varios serán trasladados mediante el uso de camiones cisterna.

Trampa de aceites que recoja las aguas de lavado.
Uso de tarrinas de 200 litros correctamente identificadas para disposición temporal de hidrocarburos.

Contar con elementos absorbentes en caso de contingencias.
Disposición final de los hidrocarburos y elementos absorbentes con gestores debidamente autorizados para tal tarea.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada, surge que siguiendo las medidas sugeridas anteriormente, la afectación será poco significativa.

7.1.2.5 Aspecto Ambiental: horizontes de suelo sueltos

Impacto:

- contaminación del agua por posible arrastre de los horizontes superiores de suelo removidos.

Como consecuencia de la remoción de la cobertura vegetal y de las actividades de excavación y nivelación del terreno, que modifican los patrones de escurrimiento superficial y las características de la superficie del terreno, el escurrimiento superficial generado por la precipitación podrá cargarse de sólidos. Esta carga de sólidos puede derivar al arroyo Casupá, afectando la calidad de agua.

Este impacto está vinculado al desarrollo de procesos erosivos localizados debido a la remoción de la cubierta vegetal y excavación, y a la modificación de los patrones naturales de escurrimiento.

El desarrollo de procesos erosivos en la fase de construcción se localizará principalmente sobre las zonas con acopios de material o donde se realice el destape del terreno.

Las pendientes de las superficies afectadas por las actividades de excavación se mantendrán de modo que permitan controlar la velocidad del escurrimiento, cuidando que las mismas no sean más pronunciadas que las del terreno natural.

Los taludes de los acopios tendrán pendientes que permitan evitar el arrastre y erosión del suelo.

Los acopios se ubicarán en zonas de baja pendiente donde haya mejores condiciones para el control de la velocidad del escurrimiento para minimizar la formación de procesos erosivos, y controlando que se ubiquen en lugares donde no obstruyan el drenaje local.

El impacto residual será no significativo.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Pendientes adecuadas de superficies y acopios.

Acopios en zonas de baja pendiente.

No obstrucción del drenaje.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.1.2.6 Aspecto ambiental: emisión de PM10

Impacto:

- contaminación del aire por generación de PM10.

La emisión de PM10 (fracción respirable del material particulado) se podría generar por diversas actividades, entre las cuales se identificaron como las más significativas: la carga de cemento en los mixers en la planta de hormigonado y el tránsito de maquinaria y vehículos durante el transporte de materiales. Estas actividades generarán resuspensión de polvo. Las partículas de mayor tamaño decantarán en el entorno y las menores podrán trasladarse según sean las condiciones climáticas.

Si bien no se cuenta con línea de base para el parámetro PM10, dadas las características naturales de la zona de emplazamiento, se presume que la calidad de aire es buena.

Evaluación

Se realizará una evaluación de la posible emisión de PM10 tanto para la carga de los mixers como para la emisión generada en un hipotético escenario de traslado de materiales.

Emisión de PM10 durante la descarga de cemento

Para la citada evaluación se utilizarán factores de emisión sugeridos en el documento: 'Emission Factor Documentation for AP-42 Section 11.12 Concrete Batching - Office of Air Quality Planning and Standards Office of Air and Radiation U.S. Environmental Protection Agency'.

Según surge en la citada bibliografía, el factor de emisión promedio de PM10 para la carga de cemento es de 11.7g/1000kg.cemento. Considerando una dosificación aproximada de 200 kg de cemento por cada tonelada de hormigón y un volumen del mixer de 8 m³, se tendrá en consecuencia que se emitirán 18.7 g durante el proceso. Considerando que la duración de

dicha carga es levemente superior a un minuto, resulta en consecuencia un factor de emisión $E = 0.31 \text{ g/s}$.

Para el cálculo del valor de inmisión generado durante la carga del mixer, se utilizará el modelo de dispersión SCREEN3 desarrollado por la EPA. El mismo consiste en un modelo de pluma gaussiana que incorpora factores relacionados con la fuente y la meteorología reinante para estimar la concentración de contaminantes. El modelo realiza cálculos que incluyen la estimación de concentraciones máximas a nivel del suelo y la distancia correspondiente a la cual ocurren estas concentraciones. El mismo representa valores de salida de concentraciones máximas de contaminantes en la peor condición atmosférica, en tanto otorga valores conservadores.

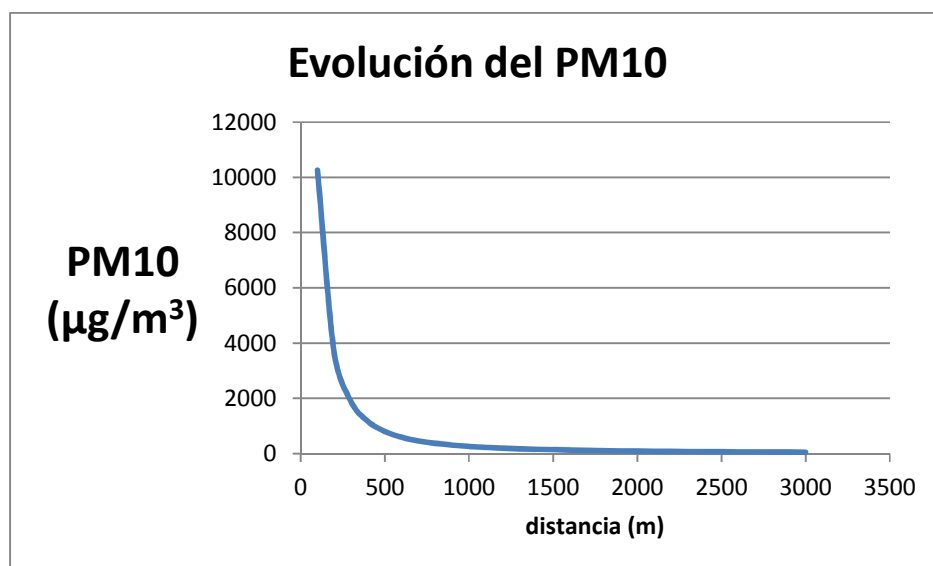
A los efectos de la modelación en el software citado, se considera que la boca de carga en el mixer tiene un diámetro aproximado de 50 cm, en tanto el área de emisión podría estimarse en 0.2 m^2 . Asimismo, la altura de esta boca puede estimarse en aproximadamente 3 m.

En consecuencia, considerando un factor de emisión de 1.55 g/s.m^2 y que la casa más cercana se sitúa a 2000 metros de distancia, se tiene que el valor de inmisión estimado en el modelo es de:

$$I = 88.3 \text{ } \mu\text{g/m}^3$$

Dicho valor es inferior al sugerido en la propuesta GESTA-AIRE, el cual es de $240 \text{ } \mu\text{g/m}^3$.

A continuación, un gráfico que muestra la evolución del PM10 con la distancia:



Podrían generarse episodios de emisión de PM10 durante la carga de cemento a los silos de almacenamiento, sin embargo, se entiende que la misma no es significativa ya que los silos contarán con filtros de manga, los cuales reducen considerablemente la emisión de material particulado.

Emisión de PM10 durante el traslado de materiales

Dado que la mayor cantidad de viajes se realizará durante el traslado de arenas, se evaluará la inmisión de PM10 para la situación menos favorable (casa más cercana y asumiendo que sólo se utilizará una de las zonas de aporte seleccionadas en el proyecto y por tanto concentrando todos los viajes en un solo camino).

En primera instancia se calculará el factor de emisión (g/km) de partículas como consecuencia de la resuspensión que se genera en el pasaje de vehículos. Para ello, se seguirá lo establecido en 'Emissions Factors & AP 42, Compilation of Air Pollutant Emission Factors. 13.2.2 Unpaved Roads'.

La primer consideración de relevancia que se tomará es que el transporte se realizará a través de caminos no pavimentados.

Se tiene entonces que para caminos sin pavimentar:

$$E = k \times \left(\frac{S}{12}\right)^a \times \left(\frac{W}{3}\right)^b$$

Siendo:

E: Factor de emisión de polvo (g/Km.vehículo).

S: contenido en porcentaje de finos en el camino. La EPA recomienda para caminos internos un valor de 6.4%

K, a y b son factores de emisión, dependientes del tamaño de partícula.

Para el estudio de la emisión de PM₁₀, la EPA recomienda los siguientes valores:

	PM ₁₀
k (g/Km)	422,85
a	0,9
b	0,45

Factores de emisión

Se toman las siguientes consideraciones:

- los camiones a utilizar tienen un peso de 8 toneladas y un volumen de 6 m³
- se necesitan aproximadamente 112 viajes por día (224 considerando ida y vuelta)
- la densidad de la arena es de 2.5 t/m³, en tanto el peso de material a transportar es de 15 t
- dado que se considerarán tanto los viajes de ida como de vuelta, se utilizará en la ecuación establecida para el cálculo de E, un valor medio de carga de 7.5 t, por lo que el valor de W a utilizar será de 15.5 t

Habiendo sido planteados los valores a utilizar, se calcula un factor de emisión de:

$$E = 502 \text{ g/Km.camión}$$

Considerando la totalidad de viajes (224) se tiene que:

$$E^* = 112448 \text{ g/km}$$

Suponiendo una jornada laboral diaria de 12 horas, puede obtenerse la tasa media de emisión por unidad temporal:

$$E^{**} = 2.6 \text{ g/s.km}$$

Dado que se supone que la fuente de emisión no es puntual sino que el polvo se emite a través de un área, se necesita en primera instancia considerar algún valor pertinente de longitud de camino que afectará a la casa más cercana, es decir, no es pertinente a modo de ejemplo considerar que la casa más cercana se verá afectada por todo el polvo generado a lo largo de todo el trayecto utilizado (20 km).

En consecuencia, se tomó como hipótesis que la casa más cercana se verá afectada por sólo 50 metros de camino frente a ella.

En tanto,

$$E^{***} = 0.13 \text{ g/s}$$

Considerando ahora una tasa promedio de emisión por unidad de área, utilizando los 50 metros de caminos seleccionados y un ancho de 9 metros (es decir, un área de emisión de 450 m^2) se tiene finalmente:

$$E^{****} = 0.0003 \text{ g/s.m}^2$$

Introduciendo los datos en el modelo SCREEN3, se obtiene un valor de:

$$I = 3016 \text{ } \mu\text{g/m}^3$$

Obviamente, este valor es excesivo en relación al máximo permitido en GESTA-AIRE. Sin embargo, el valor de emisión no fue afectado por ningún coeficiente derivado de la aplicación de alguna medida de mitigación.

En estos casos, la medida usual consiste en el riego periódico de los caminos a los efectos de incrementar la humedad de los mismos, lográndose considerables mejoras.

Muestra de ello se expone en la siguiente gráfica, extraída de 'Emissions Factors & AP 42, Compilation of Air Pollutant Emission Factors' de la EPA:

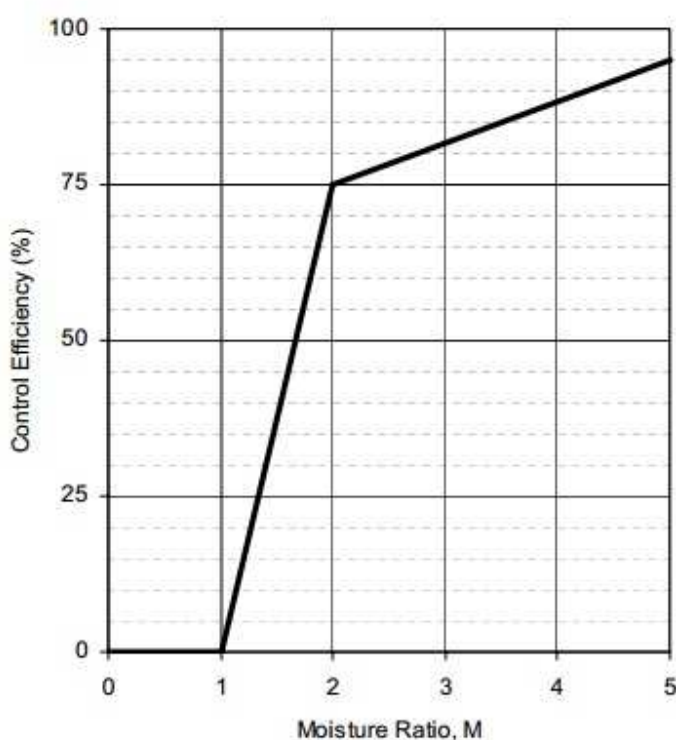


Figure 13.2.2-2. Watering control effectiveness for unpaved travel surfaces

Dicha gráfica expone una relación lineal creciente en la eficiencia obtenida cuando se produce un incremento en la humedad de la superficie.

El ratio M es el cociente entre el contenido de humedad de la superficie regada y el contenido de humedad en el camino sin regar. Puede verse que duplicando el contenido de humedad se logra una eficiencia del 75%.

Por lo tanto, si se pudiera lograr un ratio de 5, se obtendría un valor de eficiencia del 95%.

En consecuencia, dada la linealidad en E del modelo de dispersión, puede aplicarse directamente el valor de eficiencia esperado lograr.

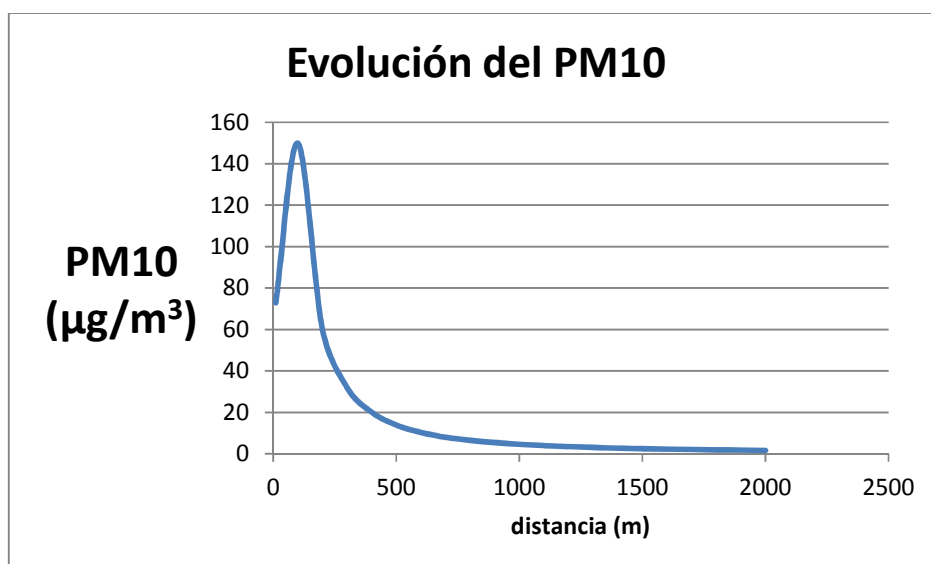
Para dicho valor de eficiencia, se tiene que:

$$I = 0.05 \times (3016 \mu\text{g}/\text{m}^3)$$

Por lo que finalmente:

$$I = 150.8 \mu\text{g}/\text{m}^3, \text{ logrando entonces un valor inferior al recomendado.}$$

Se muestra a continuación la evolución del PM10 a lo largo de la distancia:



Resta recordar que se consideró un escenario particular, en el cual solamente se extraen arenas de uno de los sitios de préstamo, por lo cual, si se realizará la extracción desde ambas zonas los valores de inmisión disminuirían, lográndose en consecuencia bajar el nivel de riego a aplicar.

Para el riego se contará con 3 camiones regadores con capacidad de 10 m³, utilizándose agua del propio arroyo Casupá. Las necesidades hídricas para este riego no pueden estimarse a priori, ya que no se conoce con certeza el estado de los caminos, esto es, el valor de emisión fue estimado con parámetros empíricos que podrían haber derivado en un sobredimensionamiento.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Limitar la velocidad de camiones y autos.
Realizar una explotación homogénea entre ambos sitios de préstamo, de modo de minimizar el tránsito de camiones por los caminos.

Realizar riegos periódicos sobre las superficies de rodadura para aportar humedad. La frecuencia en un principio podría ser de dos turnos diarios y en los puntos que, ya sea por la cercanía de las casas o el estado de los caminos, principalmente se requieran. Para ello es imperioso tener un mayor conocimiento de los mismos.
En caso de que las medidas de riego sean insuficientes, se deberá recurrir a algún tipo de tratamiento de los suelos en los puntos más comprometidos. Un ejemplo de tratamiento es el agregado de aglomerantes líquidos.
Uso de filtro de mangas en los silos.

Conclusión

El impacto se considera medianamente significativo y deberán implantarse todas las medidas de mitigación propuestas. Deberá realizarse un seguimiento del parámetro PM10 en lugares oportunos, de modo de tomar conocimiento de la eficiencia de las medidas mitigatorias propuestas y eventualmente aplicar otras más estrictas.

7.1.2.7 Aspecto Ambiental: emisión de vibraciones

Impacto:

- afectación por ruido.

Diversas son las fuentes generadoras de ruido, como el funcionamiento de los motores de combustión de la maquinaria vial, así como el generado como consecuencia del tránsito.

se realizará una evaluación para la casa más cercana al obrador, considerando un posible escenario de la etapa constructiva.

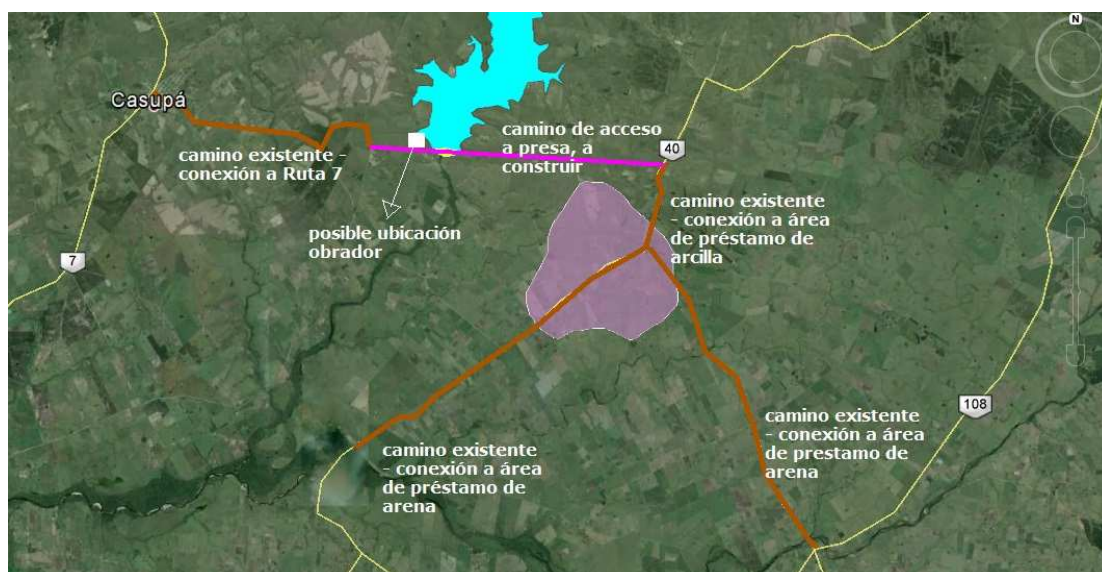


Figura 7-1 Camino a construirse y accesos

La casa más cercana al obrador se sitúa a una distancia de dos mil metros aproximadamente, la cual se muestra en la siguiente imagen.



Figura 7-2 Casa cercana al obrador

Se considerarán los siguientes valores de emisión sonora, los cuales fueron obtenidos del manual 'Transit Noise and Vibration Impact Assessment' (Harriss Miller & Hanson Inc., chapter 10: Noise and Vibration During Construction, Table 10-1):

	Potencia sonora a 15 m (dBa)
Camión Volcador	88
Compactador	82
Bulldozer	85
Generador Trifásico	81
Compresor	81

Un escenario hipotético podría ser el del trabajo simultáneo de dos camiones volcadores, dos bulldozers y dos compactadoras.

Para evaluar la inmisión sonora, se aplicará la Norma ISO 9613-21996 considerando para ello la atenuación por divergencia geométrica y la atmosférica.

En tanto, obteniendo un valor puntual de inmisión a 15 metros de distancia para el escenario planteado, se tiene:

$$Leq1 = 10 \times \log(2 \times 10^{\frac{88}{10}} + 2 \times 10^{\frac{85}{10}} + 2 \times 10^{\frac{82}{10}})$$

Por lo que $Leq1 = 93.4$ dBa

Ahora se aplicarán las atenuaciones citadas, tomando en consideración que para el parámetro alfa (coeficiente de atenuación atmosférica) se toma un valor de 2.8 dBa/km.

Se tiene entonces:

$$Leq2 = Leq1 - 20 \times \log\left(\frac{2000}{15}\right) - \frac{2.8 \times 2000}{1000}$$

Obteniéndose finalmente un valor de $Leq2 = 45.3$

Es menester observar que si bien no se cuenta con un valor de línea de base para el ruido en la zona en estudio, dadas las condiciones de baja actividad sonora en la misma se entiende que de conocer dicho valor, el mismo no

afectaría los cálculos realizados. Ejemplo de ello es que si se tomara un valor base de 45 dBa, el valor de $Leq1$ permanecería incambiado como fácilmente puede comprobarse.

El Decreto 26/1996 de la Junta Departamental de Florida: Ordenanza departamental para la Corrección de la Contaminación Acústica establece un límite de 55 dBa en área de relax, por lo que en consecuencia se tiene que el valor de inmisión se encuentra dentro de lo estipulado legalmente.

A su vez, debe recordarse que no fue necesario contemplar otro factor de atenuación debido a los materiales constructivos de la vivienda. Por ejemplo, considerando una construcción de hormigón ligero, la atenuación sería de 38 dBa, según surge de la siguiente tabla:

Material	Espesor (pulgadas)	Pérdida de Transmisión (dBa)
Hormigón ligero	4	38
	6	39
Hormigón denso	4	40
Bloque de Hormigón	4	32
	6	36
Bloque de escoria (centro hueco)	6	28
Ladrillo	4	33
Granito	4	40

En cuanto al ruido emitido en la extracción de materiales, se tiene que la casa más cercana está situada a aproximadamente 30 metros.

Considerando un camión volcador y una retroexcavadora funcionando simultáneamente, se tiene que:

$$Leq1 = 10 \times \log(10^{\frac{88}{10}} + 10^{\frac{85}{10}})$$

Por lo que $Leq1=89$ dBa

Considerando la atenuación geométrica, atmosférica y la derivada de la propia construcción (eligiendo construcción de hormigón ligero), se tiene:

$$Leq2 = Leq1 - 20 \times \log\left(\frac{30}{15}\right) - \frac{2.8 \times 30}{1000} - 38$$

Se tiene entonces que $Leq2=44$ dBa, cumpliéndose lo estipulado en el Digesto Municipal de Lavalleja (Decreto Nº 644 del 20/12/78 y 29/10/93), que impone un nivel interior de 45 dBa en área de relax.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Mantenimiento periódico de las maquinarias.

Reducción de la velocidad durante el tránsito de insumos.

Horario de trabajo diurno, en días laborales

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.1.2.8 Aspecto Ambiental: presencia física de la construcción

Impactos:

- pérdida de cobertura vegetal.
- afectación a la fauna terrestre.
- afectación a la ictiofauna.
- afectación al paisaje.
- afectación a la vegetación.
- falla en la estabilidad.

La pérdida de la cobertura vegetal podrá darse, por ejemplo, por la instalación de los distintos obradores. La fauna terrestre se verá afectada en las tareas de movimiento de suelos, así como durante el proceso de llenado del embalse, en el cual se formarán islas transitorias sobre las cuales pueden quedar atrapados animales.

La ictiofauna también puede verse afectada, principalmente durante el

proceso de desvío del curso de agua.

El paisaje sufrirá un cambio abrupto en tanto se vaya produciendo la inundación del vaso.

La vegetación se verá afectada, en tanto previo a la construcción de la represa deberá ser removida toda la vegetación presente en el área a inundar, dado que la misma podría contribuir a efectos de eutrofización, disminuyéndose el oxígeno disuelto y como consecuencia afectando la calidad del agua, la ictiofauna, generación de olores, etc.

Durante la propia construcción del dique puede generarse fallas en la estabilidad.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Restaurar la cobertura vegetal que haya sido afectada durante la obra.
Formación de grupos de rescate de animales en islas transitorias.
Formación de grupos de rescate de ictiofauna que pueda haber quedado estancada durante la construcción de la ataguía.

Recuperación de semillas, plantas, etc. del mayor número posible de especies.

Realización de un control técnico periódico de la ejecución de la obra, por parte de los propios interesados y del Director de Obra. Se pondrá énfasis en la selección de los materiales de préstamos a utilizar y del grado de compactación, de modo de garantizar la estabilidad del dique.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.1.2.9 Aspecto Ambiental: tránsito inducido

Impactos:

- afectación a la red vial.
- riesgo de accidentes viales.

En la etapa constructiva se prevé el transporte de materiales de préstamo, transporte de insumos de diversa índole, movimiento de personal, etc. principalmente a través de la Ruta 40, la Ruta 7 y diversos caminos de

balasto. Estos últimos principalmente serán los más afectados y sobre los cuales se deberá ejercer algún control, sin perjuicio de que los mismos tienen una baja exigencia.

Con el incremento del tránsito, es posible que se dé un incremento en los accidentes viales, mayormente si parte de este tránsito ingresa hacia la ciudad de Casupá, aunque el escenario de siniestros es de baja probabilidad.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Los transportistas deberán contar con la autorización correspondiente y la documentación al día.

Cumplimiento de la legislación nacional referente a la circulación vial.

Colocación de señalizaciones en caso de que se requiera.

Los transportistas deberán circular respetando los límites de velocidad, principalmente en caso de que se transite por la ciudad de Casupá.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.1.2.10 Aspecto Ambiental: aspectos socio-económicos/culturales

Impactos:

- desplazamiento físico (reasentamiento involuntario) y desplazamiento económico
- impactos derivados de procesos migratorios en las localidades cercanas
- generación de empleo.
- pérdida del patrimonio arqueológico.

Uno de los impactos más trascendentes será el reasentamiento de 11 viviendas, en un total de 24.4 km² de área inundada, estimada para un período de retorno de 20 años. Si bien no se conoce con certeza si la totalidad de estas casas están habitadas, debe plantearse el escenario de reasentamiento de todos los afectados.

Estas 9 viviendas pueden observarse en la siguiente imagen, superpuestas en el lago a generarse:

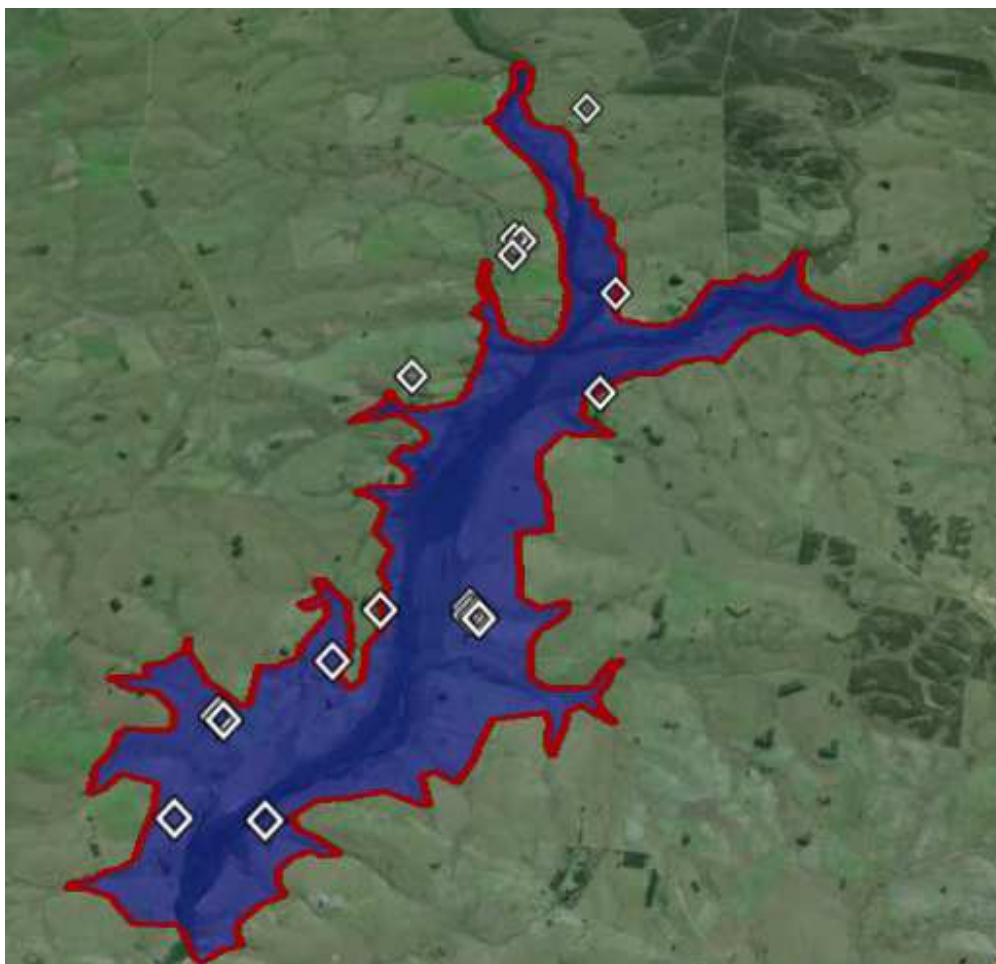


Figura 7-3 Casas inundadas por el embalse

Asimismo, existen 6 casas que si bien no son inundadas por el lago, se considera imperiosa también su expropiación.

Las mismas se exponen a continuación:

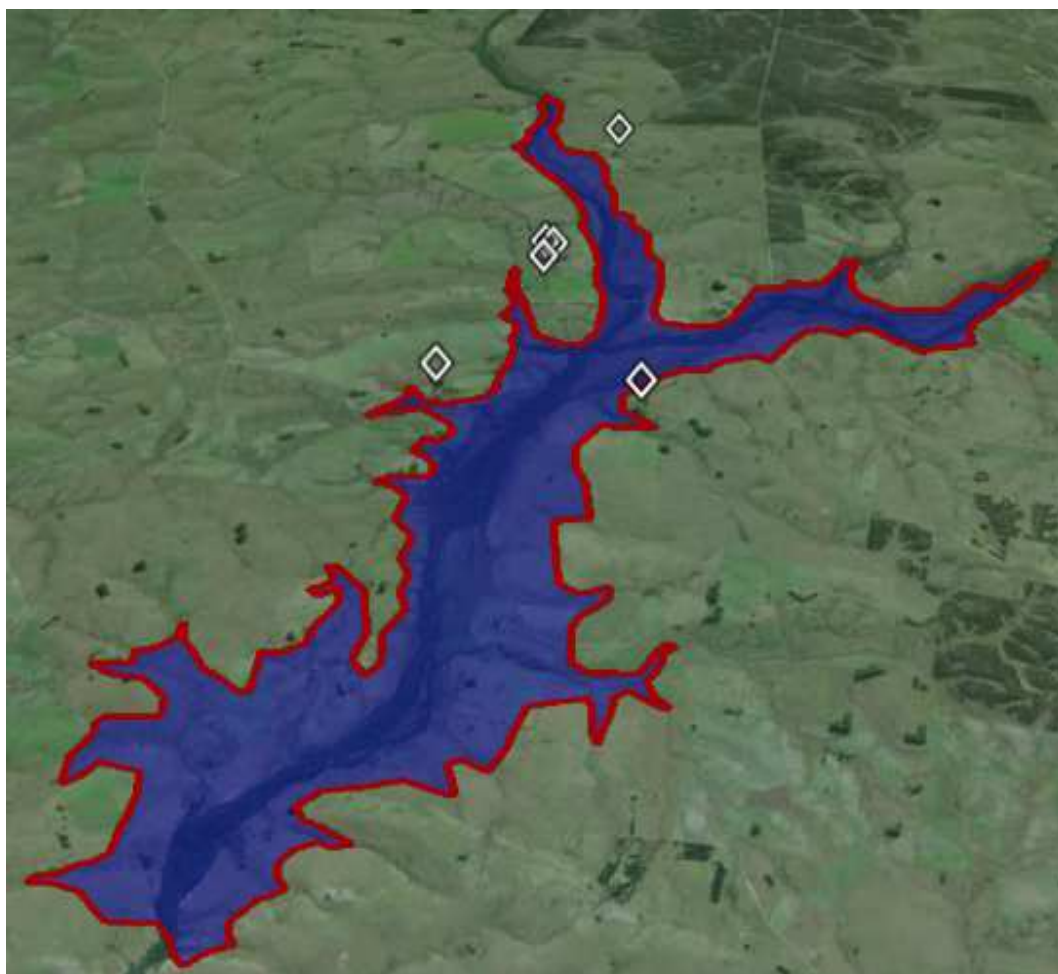


Figura 7-4 Casas afectadas pero no inundadas

La expropiación puede implicar a los afectados dos tipos de desplazamientos: físico y económico.

Según surge de la 'Norma de Desempeño 5: Adquisición de tierras y reasentamiento involuntario' del IFC (International Finance Corporation), el desplazamiento físico refiere a la reubicación espacial de los involucrados en el proceso y el desplazamiento económico refiere a la pérdida de activos o de acceso a activos que ocasiona pérdida de fuentes de ingreso u otros medios de subsistencia.

En dicha norma también se expone que el reasentamiento debe manejarse en forma adecuada, puesto que el mismo puede dar lugar a empobrecimiento de las personas, así como generar impactos ambientales y socio-económicos adversos en las zonas que recibirán a los desplazados. Esto último no se generaría en el proyecto en cuestión, dado que el potencial de familias a desplazar sería tan sólo de 17 (contando los 6 casos límite citados anteriormente), sumado al hecho de que no se tiene un relevamiento certero sobre la efectiva ocupación de dichas casas.

Para el manejo de dicho impacto, se seguirá las sugerencias establecidas en la norma ya citada.

La buena práctica indica que en el proceso de reasentamiento, el cliente deberá elaborar un plan específico -componente de un plan general- para cada una de las familias afectadas.

Los lineamientos generales a seguir son los siguientes:

- se le ofrecerán a las familias diversas alternativas factibles de reasentamiento, incluyendo el reemplazo adecuado de la vivienda o compensación monetaria cuando así se requiera.
- en todo momento, el reasentamiento debe implicar una mejora en la calidad de vida de los desplazados, teniendo no sólo en consideración la mejora habitacional, sino también contemplando las posibilidades de desarrollo económico.
- en caso de que los desplazados así lo requieran, deberán ser compensados monetariamente con el costo total de reposición.
- deberá cubrirse todos los gastos implícitos en el transporte de los bienes de los afectados.

En el caso de la adquisición de tierras o las restricciones de uso que generen pérdidas, se deberá seguir con los siguientes lineamientos:

- compensar a las personas económicamente desplazadas por la pérdida de activos o de acceso a los activos, por el valor total de reposición.
- en los casos en que la adquisición de tierras afecte estructuras comerciales, compensar al propietario del negocio afectado por el costo del restablecimiento de las actividades comerciales en otro lugar, por el ingreso neto perdido durante el período de transición, y por los

costos de la transferencia y el restablecimiento de la planta, la maquinaria y demás equipos.

- proporcionar una propiedad que reemplace a la afectada por el proyecto (por ejemplo, instalaciones agrícolas o comerciales) de igual o mayor valor, o compensación monetaria al valor total de reposición, según convenga, a las personas con derechos o títulos legales que sean reconocidos o reconocibles según la legislación nacional
- en el caso de personas cuyos medios de subsistencia depende de la tierra o los recursos naturales, proporcionar como opción prioritaria una compensación en forma de tierra que cuente con una combinación de potencial productivo, ventajas de ubicación y acceso a recursos naturales, y/u otros factores como mínimo equivalentes a los de la tierra perdida. Si las circunstancias impiden al cliente ofrecer una tierra de reemplazo adecuada a dichas personas, el cliente debe demostrar dichas circunstancias. En este caso, el cliente ofrecerá oportunidad de ingresos no basadas en la tierra por encima del valor de la indemnización para permitir que las personas afectadas restablezcan sus medios de subsistencia y sus condiciones de vida a niveles equivalentes o mejores que los que tenían en el momento del desplazamiento.
- compensar a las personas desplazadas económicamente que no tengan derechos legalmente reconocibles sobre las tierras por activos perdidos distintos de la tierra (tales como cultivos, infraestructura de riego y otras mejoras realizadas a la tierra), por el costo total de reposición.
- brindar asistencia específica adicional (por ejemplo, facilidades crediticias, capacitación u oportunidades de empleo) y oportunidades para mejorar o, al menos, restaurar su capacidad de generar ingresos, niveles de producción y niveles de vida de las personas económicamente desplazadas cuyos medios de subsistencia o niveles de ingreso hayan sido afectados de manera adversa.
- ofrecer apoyo de transición a las personas económicamente desplazadas, en caso necesario, sobre la base de estimaciones razonables del tiempo requerido para restaurar su capacidad de generar ingresos, niveles de producción y niveles de vida.

A modo de síntesis, deberá velarse por la satisfacción de los reasentados, estudiando en forma detallada caso a caso las necesidades planteadas, brindando compensación a total costo de reposición y, finalmente, otorgando consultoría, en los casos en que fuese necesario, para que los reasentados puedan emprender una actividad económica diferente a la original (por más que la misma no haya sido afectada en el proceso, sino que simplemente a sus propias instancias el afectado quiera optar por un nuevo modo de subsistencia).

Para todo lo anterior deberá realizarse un plan de desplazamiento que contemple en primer lugar instancias de comunicación con los afectados, de modo de recibir todas las consultas generadas, luego una instancia de evaluación de las indemnizaciones necesarias (caso a caso) y, finalmente, una instancia de seguimiento, de modo que se ofrezca certeza sobre la recomposición de los medios de subsistencia.

Localidades posibles para asentar a las familias -de modo de disminuir el traslado, dadas las cercanías- son: Casupá, Fray Marcos, Bolívar y Reboledo. Asimismo, las ciudades de Florida y Minas se encuentran en forma cercana al área afectada y éstas podrían ofrecer un abanico para el desenvolvimiento económico algo más amplio.

Las tierras podrían ser fácilmente compensadas en zonas cercanas, dada la compatibilidad de usos del suelo e índices coneat en las áreas adyacentes.

Para el caso en estudio, como ya fue expuesto, se desconoce la cantidad de familias efectivamente a desplazar, pero se conoce el tope máximo (17), por lo que se entiende que -siguiendo las garantías ya expuestas- es probable que no se deriven resistencias relevantes en el proceso. A su vez, se observa la no existencia de actividades comerciales ('negocios') o instalaciones industriales.

En cuanto a los padrones afectados, tampoco se conoce la titularidad de los mismos, siendo probable la posibilidad de que muchos de ellos pertenezcan a un solo titular, de modo que se faciliten las negociaciones.

En tanto lo expuesto, se estima que la implantación de un adecuado plan de desplazamiento -junto con las particularidades de este proyecto ya citadas en el párrafo anterior- redundará en un impacto medianamente significativo.

En cuanto a los impactos derivados de los procesos migratorios, se entiende que para el proyecto en cuestión serán no significativos, dado que la mano de obra a contratar no es excesiva, sumado a que se alentará a contratar a pobladores cercanos y, a su vez, la extensión temporal de la etapa constructiva del proyecto no es relevante.

Otro de los impactos identificados, en este caso de signo positivo, es la generación de empleo. Se estima que el plazo de la obra no supere los 36 meses, siendo para ello necesario emplear una cantidad aproximada de 250 personas. Se entiende conveniente se le dé prioridad laboral a los habitantes de las localidades cercanas, como ser Casupá, Fray Marcos, Bolívar, Reboledo, etc.

En cuanto a la pérdida de patrimonio arqueológico, como ya fue expuesto sólo fue relevada como zona de interés 'las mangueras de Artigas'. Se desconoce la existencia de otros vestigios, los cuales sin embargo podrían estar enterrados. En caso de constatarse algún elemento de valor arqueológico se deberán suspender las obras y notificar inmediatamente al Director de Obra, para dar intervención a las autoridades pertinentes.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Elaboración de un detallado plan de desplazamiento físico (reasentamiento involuntario) y desplazamiento económico para los habitantes afectados por el lago.

Plan de participación comunitaria

Fomentar la contratación de residentes locales.

Elaboración de un esquema de actuación ante hallazgos arqueológicos.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es significativa.

7.1.2.11 Aspecto Ambiental: extracción de arenas y arcillas

Impactos:

- Afectación a la calidad de agua
- Afectación a la flora
- Afectación a la fauna
- Afectación al drenaje
- Afectación al paisaje
- Afectación a la calidad del aire
- Afectación a la infraestructura vial

Las áreas de préstamos establecidas se muestran en la siguiente imagen:

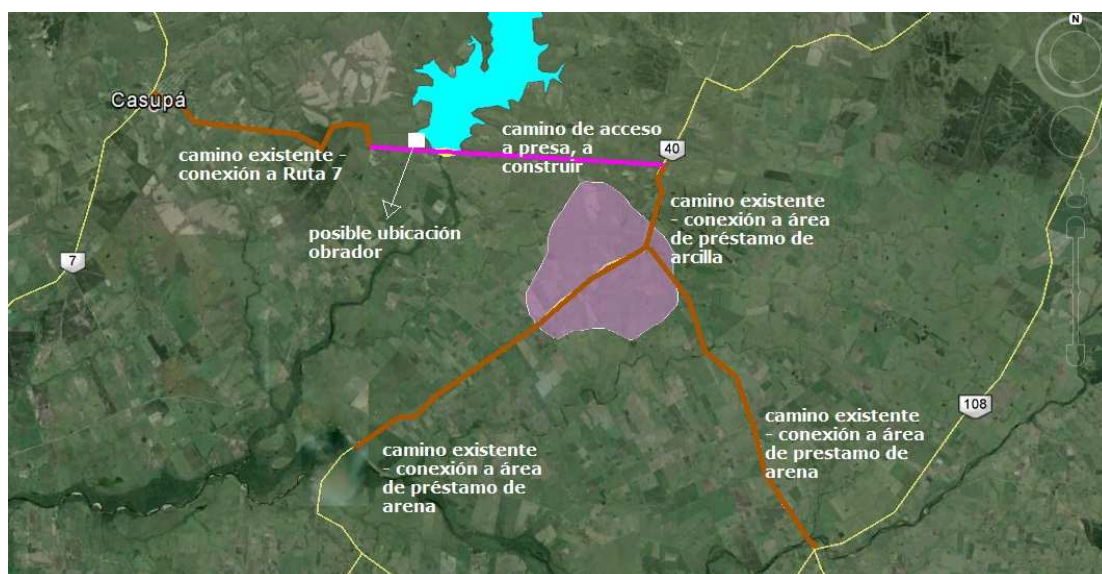


Figura 7-5 Áreas de préstamos

La extracción se realizará mediante el uso de retroexcavadoras y los traslados se realizarán en camiones volcadores. Si bien no es necesario implementar infraestructura vial, ya que hay existencia de las mismas entre las zonas de préstamo establecidas y el punto en que se emplazará el cuerpo de la presa, deberá abrirse paso removiendo parte del bosque

ribereño presente, así como de las restantes coberturas superficiales de suelo. Se desconoce el estado actual de estos caminos.

En lo concerniente a la extracción de arena de los aluviones:

Podrá generarse contaminación del agua, ya sea por episodios de incremento de la turbidez, derivados del arrastre de suelos en episodios de lluvia (como consecuencia de la preparación del terreno y remoción de coberturas), principalmente en las zonas con mayor pendiente. También podría darse contaminación con residuos sólidos o posibles contingencias como el derrame de hidrocarburos.

La fauna y la flora podrían verse afectadas durante las primeras tareas de destape y con el movimiento de la maquinaria pesada. El ruido podría generar el desplazamiento de la fauna presente, aunque ésta no es considerable.

La afectación al paisaje será despreciable.

Si bien habrá un leve incremento en la capacidad de conducción de los canales en cuestión, no se espera una afectación en la dinámica fluvial ya que la intervención no será puntual sino en largos tramos longitudinales. Debe recalarse que la afirmación anterior debería sustentarse con la aplicación de algún modelo hidrodinámico pero dicha tarea supera el alcance del presente estudio.

A modo de minimizar los impactos se deberá tener un plan de trabajo que contemple una extracción superior en el punto en que se presente mayor reserva, para los efluentes generados podría hacerse uso de baños químicos, los residuos sólidos deberán depositarse en un sitio predefinido y ser transportados diariamente, no se permitirá el lavado de maquinaria en dichos sitios ni la manipulación de hidrocarburos, se deberá cumplir con el volumen de extracción diario a estipularse, se deberá controlar la velocidad de los camiones y, eventualmente, dependiendo de las condiciones de los caminos a emplearse, podrán humedecerse los mismos a efectos de disminuir la generación de polvo.

En cuanto a la extracción de arcilla se espera que los impactos a generarse serán la afectación al paisaje, la remoción de la cobertura vegetal que cubre

a las arcillas, las erosiones en los distintos frentes, la generación de emisiones atmosféricas, afectación al drenaje superficial, afectación a la infraestructura vial, etc.

Los efectos que perdurarán luego de la explotación son relativos al paisaje, ya que la topografía se verá permanentemente alterada, así como la posible existencia de zonas sensibles a erosión.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Se deberá realizar una explotación racional del recurso. Se deberán construir drenajes para conducir los escurrimientos fuera del área de labores mineras de extracción de arcilla, priorizando gradientes mínimos en el terreno.

Las capas de materiales estériles deberán ser apartadas para la posterior reutilización en la recomposición topográfica del área, así como evitar que dichos materiales sean arrastrados por escurrimientos. La recomposición del área de préstamo de arcilla se realizará en forma inmediata, de modo de evitar procesos erosivos.

Se deberá controlar la velocidad de los camiones durante el transporte. En caso de que fuere necesario, se regará sobre los caminos que se encuentren en peores condiciones a efectos de disminuir el levantamiento de polvo.

Se utilizarán baños químicos.

Se prohibirá el lavado de maquinarias en las áreas de extracción. Se gestionarán los residuos sólidos de modo de evitar su acumulación. Posteriormente al uso de la caminería existente, deberá evaluarse el grado de impacto ocasionado durante las tareas de transporte, debiéndose reconstituir los mismos en caso de que existan notorias afectaciones.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es medianamente significativa.

7.2 Impactos Ambientales derivados de la fase de operación

Los principales impactos derivados de la fase operativa, se listan a continuación:

- contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.
- contaminación del agua por descomposición orgánica.
- afectación a la avifauna.
- afectación a la ictiofauna.
- afectación al paisaje.
- pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.
- procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.
- pérdida de conectividad vial.
- incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.
- restricción a los usos de agua
- generación de empleo.
- falla en la estabilidad de la presa.

7.2.1 Matriz de valoración de impactos:

IMPACTO	MAGN.	PREVISIÓN		EVOLUCIÓN				CARÁCTER
		CAUSA EFECTO	INTER. DE ACCIONES	EXTEN.	PERSIST.	GRADO DE RECUP.	PROB.	SIG.
contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
contaminación del agua por descomposición orgánica.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Pro	-
afectación a la avifauna.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
afectación a la ictiofauna.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
afectación al paisaje.	Mod.	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	
pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Rev	Cer	-
procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.	Baja	Dir	Sim	Pun	Tem	Rev	Ppr	-
pérdida de conectividad vial.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Ppr	-
incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Cer	+
generación de empleo.	Baja	Dir	Sim	Pun	Perm	Rev	Cer	+
falla en la estabilidad de la presa.	Alta	Dir	Sim	Pun	Perm	Irv	Ppr	-

Tabla 7-3 Valoración de impactos en fase operativa

7.2.2 Evaluación y Medidas de gestión para los impactos identificados

Dado que casi la mayoría de los impactos son debido al aspecto ambiental 'presencia física del lago', los impactos no serán agrupados y serán evaluados en forma separada.

7.2.2.1 Impacto: contaminación del agua en el embalse por residuos sólidos.

Dada la presencia del lago, es esperable que el mismo dé origen a actividades recreativas, con el riesgo implícito de que el cuerpo sea contaminado con residuos sólidos.

El impacto se considera poco significativo

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.2.2.2 Impacto: contaminación del agua por descomposición orgánica.

En caso de que se dé un proceso de descomposición de materia orgánica, puede originarse la disminución del oxígeno disuelto, lo cual sumado al fenómeno de estratificación conllevaría a la afectación de la calidad del agua, dando como consecuencia afectaciones directas sobre la biota, lo cual retroalimentaría a la eutrofización. Los efectos inmediatos son la muerte de peces, afloramientos algales, desprendimiento de olores, etc.

Evaluación de la Eutrofización en el embalse mediante el cálculo probabilístico mediante el uso de un modelo matemático

El pasaje de un estado lótico a léntico como el que se dará en el arroyo Casupá generará implicaciones en las tasas de descomposición de materia orgánica, demandas y afectación a la concentración del oxígeno disuelto.

Este escenario de cambio de régimen, puede inducir fenómenos de estratificación térmica, en la cual básicamente se genera una barrera para la mezcla del agua entre las capas superiores e inferiores del lago,

provocándose escenarios de déficits de oxígeno disuelto en los estratos profundos. La entrada de nutrientes al lago, tanto por actividades antrópicas (descarga de efluentes) así como la propia escorrentía a lo largo de la cuenca genera un enriquecimiento el cual, en condiciones de anoxia, induce procesos anaerobios. Dichos procesos derivan finalmente en aguas con problemas de olor, color y presencia de compuestos químicos que afectan la calidad del agua.

Asimismo, la oferta de nutrientes genera un crecimiento súbito de biomasa conocidos como 'blooms algales', los cuales al ser biodegradados inducen nuevos déficits en el oxígeno disuelto.

A efectos de evaluar la posible eutrofización que podría darse en el embalse a generarse, es pertinente aplicar alguna metodología -desarrollada a partir de formulaciones empíricas, en este caso- que ofrezca un primer acercamiento a la problemática de estos fenómenos adversos que se generan en los cuerpos lénticos.

Para el caso en cuestión, se procederá al uso de la metodología desarrollada por el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente). La misma, se encuentra contenida en la publicación: 'Metodologías simplificadas para la evaluación de la eutrofización en lagos cálidos tropicales' (Salas *et al*).

Según consta del citado documento, aparentemente la mayoría de los lagos/embalses de Latinoamérica están limitados por fósforo. En este marco, un sistema de clasificación del estado trófico de lagos cálidos tropicales y un modelo simplificado de fósforo total se desarrollaron con datos recopilados en la región, y han sido verificados contra datos de embalses africanos, obteniéndose resultados aceptables.

El modelo en cuestión es ampliamente utilizado para la evaluación de los estados tróficos de embalses en toda América.

La eutrofización es el proceso de sobreproducción de algas y macrofitas en cuerpos de agua que puede producir problemas en ciertos usos como son, entre otros: suministro de agua potable por alteración de sus propiedades organolépticas (olor, sabor), corrosión del equipo hidroeléctrico y distintos

trastornos en los procesos de tratamiento potabilizador por disminución del contenido de oxígeno, acumulación del amoníaco en la columna de agua y resuspensión de ciertos metales (Fe, Mn) del sedimento bajo condiciones anóxicas. Aunque es un proceso que, de forma lenta, puede tener un origen natural, hoy en día es, fundamentalmente, de carácter cultural, acelerado por el aporte continuo de nutrientes de origen antropogénico.

El concepto de nutriente limitante se basa en la premisa que, dada una determinada estequiometría celular de las plantas acuáticas, el nutriente que controlará la máxima cantidad de biomasa vegetal es aquél que primero se consume o que alcanza un mínimo antes que los otros nutrientes relativos a tal estequiometría. La relación nitrógeno total (NI) a fósforo total (PI) propuesta por Vollenweider (1983) para el fitoplancton y utilizada por el Proyecto fue de 9:1. De esta forma, los lagos/embalses con relaciones de nitrógeno a fósforo superiores a un valor de 9 fueron considerados potencialmente limitados por fósforo, mientras que aquéllos cuya razón era inferior a 9 eran limitados por nitrógeno.

En dicho estudio, la mayoría de lagos-embalses utilizados para el desarrollo del modelo se encontraban limitados por fósforo.

El modelo a aplicar, en consecuencia, es un modelo para predecir la respuesta trófica de los lagos/embalses a un cambio en sus concentraciones de fósforo total.

El modelo utiliza tres ecuaciones, a saber:

$$P_{\lambda} = \frac{L(P)}{Z \times \left(\frac{1}{T} + k \right)}$$

La cual deriva de un balance de masa y utiliza una ecuación empírica para el parámetro K:

$$K = \frac{2}{\sqrt{T}}$$

Las restantes dos ecuaciones tienen carácter empírico y se establecieron mediante análisis de regresión lineal múltiple:

$$P_{\lambda} = \frac{L(P) \times T^{\frac{3}{4}}}{Z \times 3}$$

$$P_{\lambda} = 0.29 \times L(P)^{0.891} \times T^{0.676} \times \sqrt{Z^{0.934}}$$

Siendo:

P_{λ} : fósforo total (mg/m³)

$L(P)$: carga de fósforo (g/(m² x año)) (en área superficial del lago)

Z : profundidad promedio en el lago

T : tiempo de retención hidráulica en el lago (años)

K : tasa neta de pérdida global de fósforo total

Se utilizará un coeficiente de exportación de 0.05 g/(m² x año) correspondiente a una cuenca del tipo agrícola rural, según la siguiente tabla extraída del documento analizado.

Tabla 3.- Coeficientes de exportación*

Uso de la Cuenca	Fósforo total g/m ² · año	Nitrógeno total g/m ² · año
Urbano	0.1	0.5
Agrícola rural	0.05	0.5
Bosque	0.01	0.3

Para la aplicación del modelo debe utilizarse el valor promedio de almacenamiento en el embalse, el área promedio correspondiente según las

curvas volumen-altura y altura-área inundada determinadas y, a partir de ellos, se estima la profundidad promedio Z en el embalse.

En tanto,

Volumen de almacenamiento promedio: 80 hm³ (debe tenerse presente que este valor surge de promediar los valores de almacenamiento en el embalse surgidos en el modelo de paso diario (curva de masas)).

Área de inundación promedio: 15 km²

En consecuencia se tiene que:

$$Z = 5.33 \text{ m}$$

El tiempo de retención hidráulico se estima relacionando el volumen de almacenamiento y el escurrimiento promedio anual en la cuenca.

Este escurrimiento se desprende de promediar el escurrimiento diario en la cuenca, el cual fue utilizado en la curva de masas, cuyos valores se determinaron a través de realizar una proporcionalidad de cuencas con datos efectivamente aforados.

Se tiene entonces que:

Escurrimiento diario promedio: 0.732 hm³/día

En tanto,

Escurrimiento anual promedio: 267.2 hm³/año

Se deriva en consecuencia que el tiempo de retención hidráulico es de:

$$T = \text{Volumen promedio} / \text{Escurrimiento promedio anual}$$

$$T = 0.3 \text{ años}$$

Este tiempo implicaría un promedio de llenado del embalse de aproximadamente 110 días.

$$K = 3.65$$

Calculando ahora el valor de $L(P)$ (carga superficial de fósforo en área superficial del lago):

$$L(P) = 0.05 \times 672 / 15$$

$$\text{En tanto, } L(P) = 2.24$$

Recapitulando los valores obtenidos para utilizar en las fórmulas:

$$L(P) = 2.24$$

$$T = 0.3$$

$$K = 3.65$$

$$Z = 5.33$$

Utilizando ahora las tres fórmulas citadas en el informe consultado, y tomando el promedio:

$$P_{\lambda} = \frac{L(P)}{Z \times \left(\frac{1}{T} + k \right)}$$

$$P_{\lambda} = 0.06 \text{ mg/m}^3$$

$$P_{\lambda} = \frac{L(P) \times T^{\frac{3}{4}}}{Z \times 3}$$

$$P_{\lambda} = 0.056 \text{ mg/m}^3$$

$$P_{\lambda} = 0.29 \times L(P)^{0.891} \times T^{0.676} \times \sqrt{Z^{0.934}}$$

$$P_{\lambda} = 0.058 \text{ mg/m}^3$$

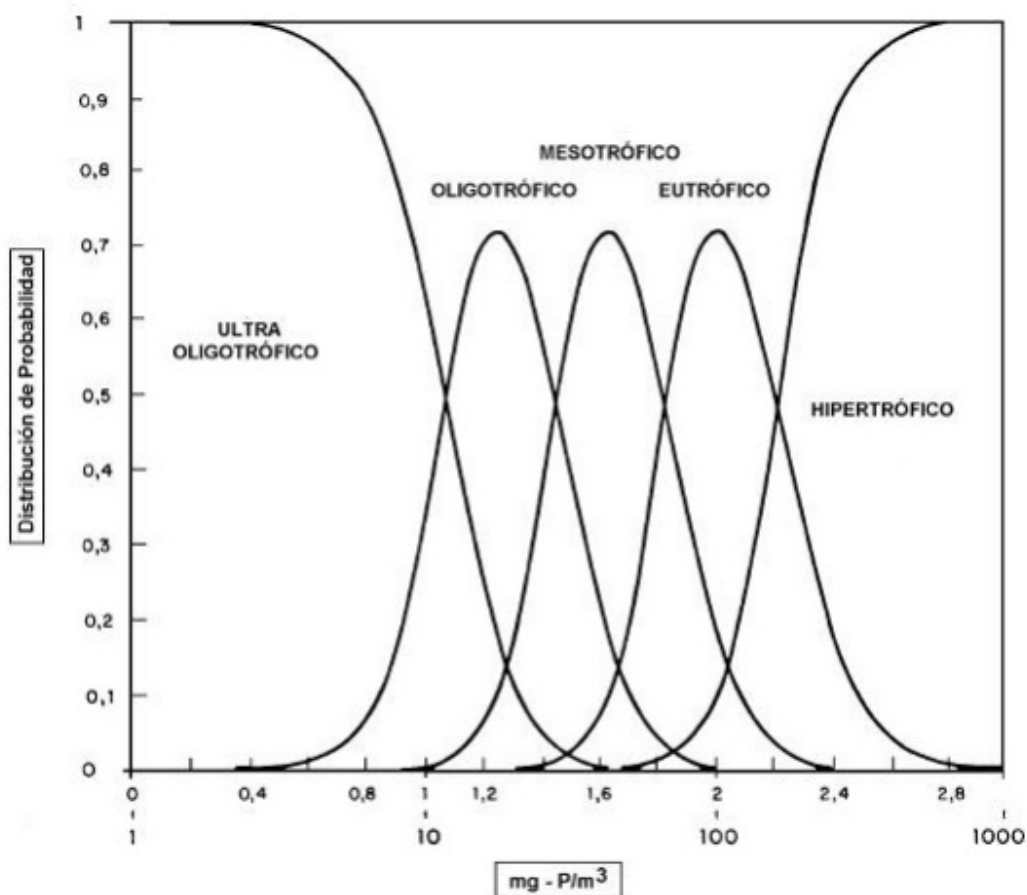
Se obtiene finalmente un valor de $\bar{P}_{\lambda} = 58 \text{ g/m}^3$

Para la determinación del estado trófico del embalse se utilizan las curvas de distribución de probabilidades de nivel trófico de lagos cálidos tropicales

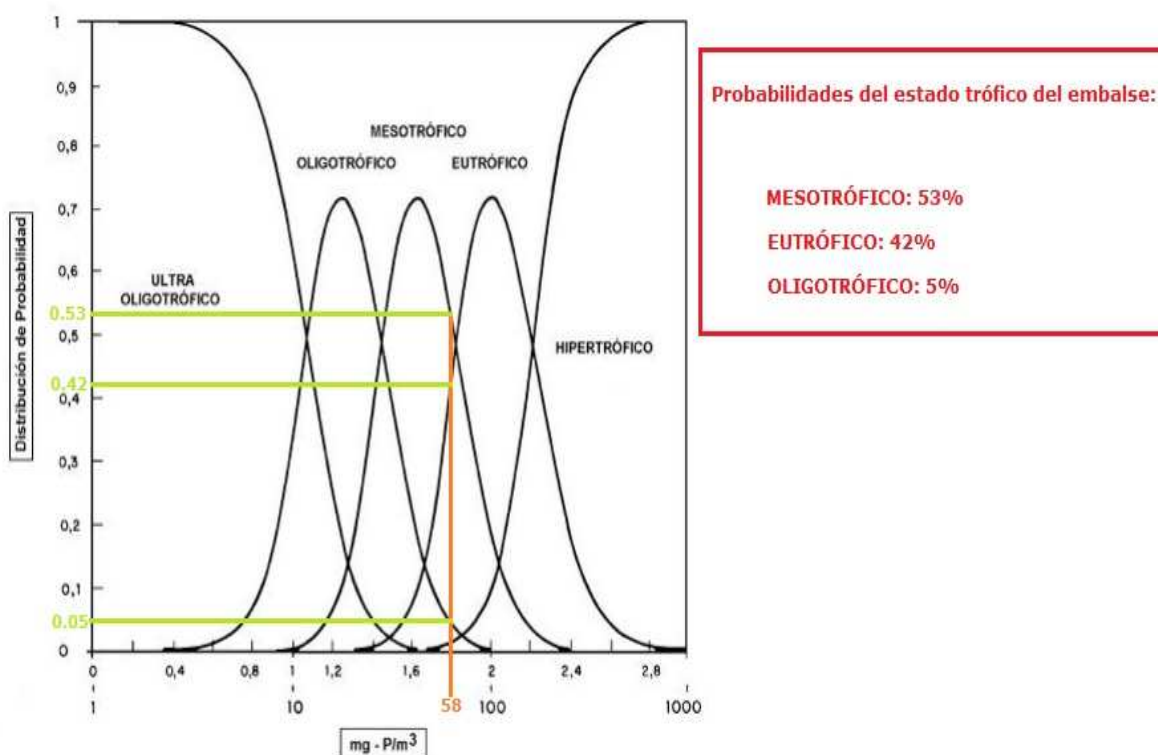
basadas en fósforo total, conociendo ya la concentración probable de fósforo que va a llegar al embalse, siendo ésta de 58 mg/m³.

Éstas son obtenidas a partir de datos medidos de fósforo en embalses, estando este parámetro relacionado con los estados tróficos asignados a los mismos en base a percepciones cualitativas, tal como fue reportado por Vollenweider y Kerekes (1981).

Dichas curvas pueden verse a continuación:



Ingresando en la abscisa de dichas curvas con el valor hallado de 58 mg/m³, se obtiene el siguiente resultado:



En consecuencia, son superiores las probabilidades de tener un estado mesotrófico (53%), siendo la probabilidad de un estado eutrófico del 42%.

Debe recordarse que un lago mesotrófico es un cuerpo de agua con un nivel intermedio de productividad, mayor que el de un lago oligotrófico, pero menor que el de un lago eutrófico. Estos lagos tienen comúnmente aguas claras y mantienen lechos de plantas acuáticas sumergidas, y niveles medios de nutrientes.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Las medidas más recomendadas para mitigar este impacto responden al control del uso de la cuenca. La más importante pero de difícil aplicación

consiste en el control del uso de fertilizantes y plaguicidas, los cuales están constituidos por los macronutrientes fósforo y nitrógeno, siendo estos determinantes en la división celular e intervienen en la fotosíntesis. De igual modo, debe tenerse control sobre la forma en la cual son gestionados los efluentes por parte de los habitantes de la cuenca.

Otra medida a implementar a efectos de minimizar la eutrofización, es el control de la erosión en la cuenca de aporte, ya que los escurrimientos al pasar por una tierra que no tiene protección 'lavan' la capa fértil, llevándose consigo los nutrientes de la misma. Para ello, medidas a implementar son: labrar los suelos según las curvas de nivel, nunca en dirección de la pendiente y mantener el suelo cubierto de vegetación, ya que ésta fija el suelo y evita el impacto de la lluvia. Otra manera de fijar el suelo es mediante la forestación.

La remoción de los sedimentos acumulados mediante dragados también constituye una medida, ya que los mismos constituyen almacenes de nutrientes. Sin embargo, esta práctica además de implicar considerables costos y su dificultosa implementación para el caso en estudio, también puede conllevar efectos adversos, como el incremento de la turbidez, la afectación a la ictiofauna, etc.

Otra práctica para impedir la liberación de nutrientes desde los sedimentos es la cobertura o sellado de los mismos, a través de capas de caucho o polietileno o simplemente mediante el depósito de arcillas. Sin embargo, esta práctica es recomendada para lagos pequeños.

Otra manera de actuar directamente sobre los sedimentos es a través de la inyección de oxígeno, el cual permite la descomposición de la materia orgánica acumulada, al tiempo que los compuestos que contienen fósforo, al estar en presencia de oxígeno, se aíslan químicamente al permanecer insolubles.

En los lagos profundos, como consecuencia de la estratificación térmica, se producen capas de fluido que no se mezclan entre sí, generándose un bloqueo en la transferencia de oxígeno y, en tanto, agotándose la presencia

de éste en las capas más profundas (hipolimnion). En estos casos se puede aplicar oxígeno mediante difusores para romper la estratificación o a través del uso de equipos mezcladores. A su vez, experiencias en embalses indican que el uso de desestratificadores reduce el tiempo de disponibilidad de luz para el fitoplancton.

Otro mecanismo de acción es el suministro de productos químicos para precipitar el fósforo presente en la columna de agua, principalmente mediante el uso de sales de aluminio, hierro y calcio. Sin embargo, en el caso de las sales de hierro, éstas en condiciones anaerobias liberan fosfato al agua. En el caso de las sales de calcio, como el hidróxido de calcio, éstas tampoco son recomendables debido a sus efectos en el pH. Las sales de aluminio, como el sulfato de aluminio, son muy efectivas ya que el fósforo se une fuertemente a estos compuestos, conformando flóculos que precipitan. La contrariedad en el uso del sulfato de aluminio es su toxicidad.

Según se establece en el documento 'Curso de eutroficación en lagos cálidos tropicales – medidas de control y legislación para eutroficación (OPS/CEPIS)', el compuesto químico más usado y recomendado es el sulfato de cobre, siendo éste el único registrado en Estados Unidos para el control de floraciones en fuentes de agua potable por su escasa toxicidad probada en mamíferos.

A modo de síntesis, las posibles medidas de mitigación a aplicar son:

Remoción de toda la vegetación presente en el área a inundar, de modo de disminuir al máximo la biomasa susceptible de ser biodegradada.
Control de malezas.

Limitar el tiempo de retención del agua en el reservorio.

Control del uso de la tierra en la cuenca. Es la principal medida de actuación, sin embargo, su aplicación no es sencilla, ya que para su implementación podría ser necesaria la introducción de marcos legales que podrían afectar los intereses económicos de los habitantes de la cuenca, principalmente en relación a las actividades agrícolas y ganaderas. Algunos lineamientos generales a seguir, son los que en estos períodos se están aplicando para mejorar la calidad de las aguas en la cuenca del Santa Lucía,

a saber:

- implementar un programa orientado a la mejora de la calidad de vertimientos de origen industrial de modo de disminuir los niveles de emisión de DBO, Nitrógeno y Fósforo, si correspondiere
- implementar un programa de mejora ambiental de vertimientos de origen doméstico
- implementar medidas de control en la aplicación de nutrientes y plaguicidas
- controlar la implementación de nuevos feed lots, en función de relevamiento a realizar para constatar la cantidad de emprendimientos de este tipo ya existentes en la cuenca de aporte
- exigir el tratamiento de los efluentes a todos los tambos ubicados en la cuenca de aporte, si correspondiere
- construcción de un alambrado de restricción que rodee a todo el embalse, para impedir el abrevadero de ganado directo en los cursos de agua, de modo de controlar el aporte directo de nutrientes sobre el embalse
- estudiar la posibilidad de establecer zonas de amortiguamiento, en el la cabecera del Casupá y sus afluentes, mediante franjas de ancho a determinar, de modo que en ellas se impida el laboreo de la tierra y el uso de agroquímicos. de este modo se logra controlar el aporte de nutrientes y los procesos erosivos

De entre ellas, la primera en llevarse a cabo sería la implantación del cerco. Prosiguiendo con las medidas recomendadas:

Instalación de difusores de oxígeno (del tipo caño perforado) o equipos mezcladores flotantes (como turbinas de alta velocidad) a lo largo de distintas zonas del lago, de modo de lograr romper la estratificación e incrementar la presencia de oxígeno. Esta medida de actuación es la más recomendada una vez detectado el impacto y, por tanto, no tendría carácter preventivo sino correctivo. Ello se debe a que no pueden estimarse en esta etapa las deficiencias futuras de oxígeno, por lo que su implementación sería gradual. En tanto, sólo corresponde la recomendación de esta medida pero no su modo de implementación. Puede ser recomendable la instalación

de alguna barrera superficial, que oficie como trampa y en la superficie delimitada por el dique y esta barrera, instalar los mezcladores mecánicos en cantidad según se requiera. Dosificación de sulfato de cobre, medida que al igual que los difusores o mezcladores, también exige conocer las características del lago. Su aplicación debería ser objeto de mayor estudio, dado el potencial impacto tóxico.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es medianamente significativa.

7.2.2.3 Impacto: afectación a la avifauna.

Un posible impacto es el que surge ante la escasez de vegetación en los embalses para la nidificación de aves. Este impacto se ve contemplado en el presente informe, dado que en la caracterización del medio receptor, la zona de implantación presenta un alto número de especies de aves amenazadas.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Una experiencia innovadora en España consiste en la creación de islas flotantes artificiales (debido a las oscilaciones en el nivel del embalse) ancladas debidamente, en las cuales se permite la humectación de la tierra por capilaridad. Esta vegetación simularía ecosistemas que facilitan la nidificación de aves, a la vez que suministran lugares de descanso.

Ejemplo de isla flotante en embalse de La Concepción (España):



Figura 7-6 Ejemplo de isla flotante

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.2.2.4 Impacto: afectación a la ictiofauna.

Como consecuencia de la presencia de la presa, se imposibilita el movimiento de peces entre los dos tramos del arroyo, afectándose entonces en forma directa a las especies migratorias.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Una medida de mitigación efectiva y ampliamente utilizada es la de dotar a la presa de esclusas (pasos de estanques sucesivos). Su principio básico consiste en dividir la altura a salvar en varias pequeñas caídas formando una serie de estanques comunicados entre sí por vertederos u orificios.

Imagen de esclusa típica:



Figura 7-7 Ejemplo de esclusa típica

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.2.2.5 Impacto: afectación al paisaje.

Si bien el paisaje forma parte del medio simbólico y en tanto la evaluación carecería de objetividad, se entiende que la presencia del lago podría generar un recurso turístico/recreativo, para el desarrollo de actividades como la pesca, deportes acuáticos, avistamiento de aves, etc.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es medianamente significativa.

7.2.2.6 Impacto: pérdida del recurso suelo por la presencia del embalse.

Este impacto implica la pérdida de suelos potencialmente aptos para actividades agrícolas, sobre todo ganaderas. En el caso en cuestión, como se expone en el Anuario Estadístico Agropecuario (DIEA – MGAP), se presentan buenas aptitudes pastoriles hacia el lado de Florida, y hacia el lado de Lavalleja la aptitud es muy baja.

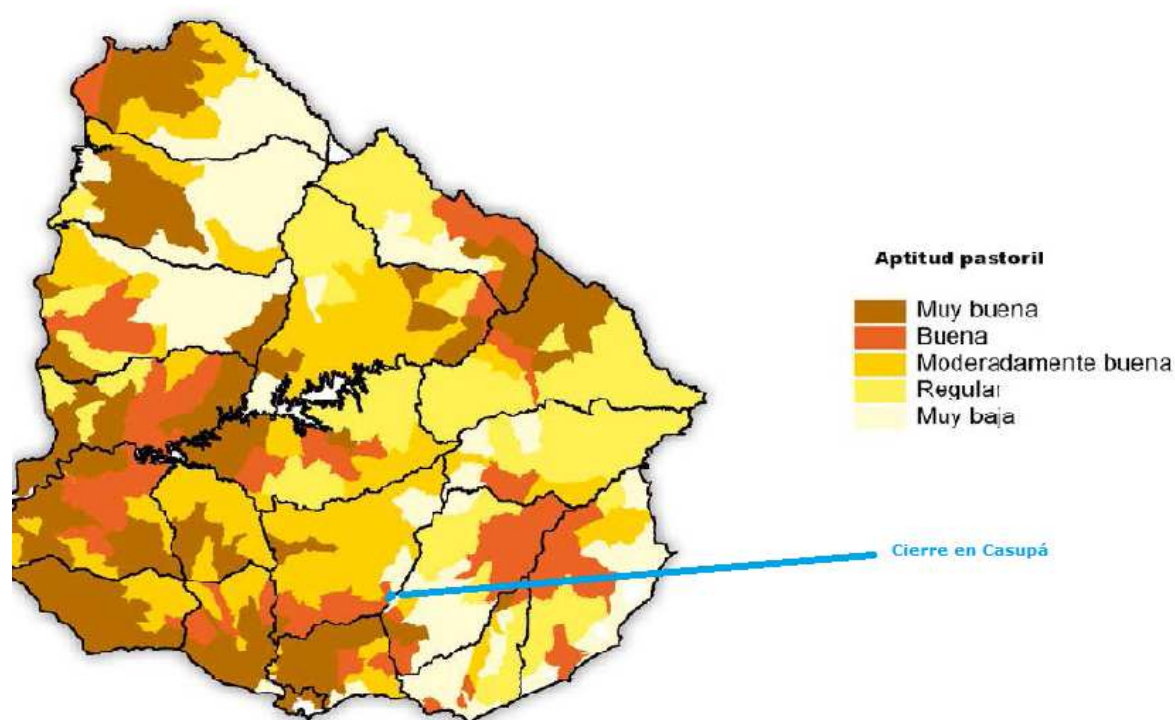


Figura 7-8 Anuario estadístico DIEA

Según se desprende de la capa 'Aptitud general del suelo' del SIT del MVOTMA (<http://sit.mvotma.gub.uy/>), para el área en estudio se encuentran predominantemente las siguientes aptitudes:

- tierras no cultivables, sin aptitud agropecuaria ni forestal, tierras de reserva natural de la flora
- tierras cultivables con severas limitaciones
- tierras cultivables con moderadas limitaciones

- apta para la producción de pasturas y muy limitada para los forestales

Al margen de los usos efectivamente desarrollados y las aptitudes para ellos, el impacto en cuestión se supone inevitable y la medida de actuación es a nivel de proyecto, de modo que la selección del punto de cierre inunde tierras de baja productividad. En la cuenca en estudio los valores del índice CONEAT son bastante homogéneos y, en tanto, el punto de selección correspondió explícitamente a las condiciones topográficas.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es medianamente significativa.

7.2.2.7 Impacto: procesos erosivos aguas abajo del embalse por la retención de sedimentos.

La presencia de la represa evitará el transporte de sedimentos hacia aguas abajo, generándose en consecuencia una posible erosión. Sin embargo, dada la geología reinante en el área (afloramiento rocoso), se entiende que ésta será despreciable.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.2.2.8 Impacto: pérdida de conectividad vial.

Una vez lleno el embalse, algunos caminos de la zona se verán inundados completamente y, en tanto, ya no aprovechables. Sin embargo, analizando los mismos se advierte que sólo son de utilidad para las viviendas que serán inundadas, por lo que, luego del llenado del embalse no habrá pérdida de conectividad vial. Debe recordarse, a su vez, que se proyectará una vía de acceso a la represa, la cual unirá la ciudad de Casupá con la Ruta 40, esto es, el departamento de Florida con el de Lavalleja.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.2.2.9 Impacto: incremento de la disponibilidad del recurso hídrico.

Con la operación del embalse se logrará satisfacer las demandas del área metropolitana hasta el año 2040, horizonte del proyecto. Asimismo, la gestión de este embalse podrá subsanar los problemas actuales de calidad en la cuenca del Río Santa Lucía, ya que, por ejemplo, podría prescindirse del uso de las aguas del embalse del Canelón Grande, así como de las aguas del remanso aguas abajo del Santa Lucía, ya que estas últimas presentan problemas de salinidad.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es significativa.

7.2.2.10 Impacto: restricción a los usos de agua

Este impacto se debería por la propia aplicación de una de las medidas de mitigación planteadas, en este caso el cercado con alambrado para impedir el abrevadero directo sobre el embalse y así evitar el aporte de nutrientes, generándose en consecuencia una restricción de uso de agua a los predios de Florida y Lavalleja lindantes al lago a generarse.

Como puede observarse en la siguiente tabla de total de vacunos y ovinos (en miles de cabezas), ordenada de mayor a menor, extraída de DIEA – MGAP, los departamentos de Florida y Lavalleja se encuentran por encima del promedio, estando Florida, a modo de ejemplo, en cuarto lugar respecto a la cantidad total de vacunos.

Cuadro 11. Existencias de vacunos y ovinos, por año agrícola ⁽¹⁾, según departamento (en miles de cabezas)								
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
TOTAL VACUNOS	11.709	11.625	11.913	11.750	11.092	11.100	11.406	11.536
Tacuarembó	999	1.015	1.091	1.080	1.012	1.023	1.085	1.088
Cerro Largo	1.003	1.008	1.044	1.026	932	919	933	964
Salto	708	724	821	814	831	854	899	899
Florida	837	826	830	755	777	787	825	832
Paysandú	804	791	828	813	730	750	800	801
Durazno	854	821	805	755	752	778	786	798
Artigas	619	653	743	752	744	742	782	804
Rocha	702	710	729	759	738	729	721	726
Lavalleja	704	700	719	702	659	684	687	693
Rivera	676	621	694	738	648	636	639	673
Treinta y Tres	635	650	702	704	655	635	633	643
Rio Negro	621	573	542	511	450	469	488	499
Soriano	601	626	550	542	476	469	459	432
Colonia	527	488	465	462	418	390	402	410
San José	419	435	377	391	389	363	366	369
Flores	435	421	403	337	331	347	364	354
Canelones	274	280	288	325	288	266	278	288
Maldonado	286	281	281	279	259	257	255	259
Montevideo	3	3	3	3	3	2	2	2
TOTAL OVINOS	11.086	10.323	9.559	8.656	7.710	7.474	8.237	8.190
Salto	1.720	1.648	1.623	1.486	1.354	1.374	1.522	1.487
Artigas	1.417	1.349	1.345	1.237	1.116	1.139	1.242	1.200
Tacuarembó	1.079	1.022	942	862	757	708	794	787
Paysandú	1.074	988	948	842	733	716	810	798
Cerro Largo	847	794	711	655	569	521	560	577
Durazno	854	765	671	609	564	531	588	599
Lavalleja	631	608	563	502	440	429	470	481
Treinta y Tres	576	533	489	443	381	348	389	397
Florida	611	548	491	397	371	349	387	400
Rivera	458	441	414	397	342	322	342	357
Rocha	488	450	398	371	334	313	332	340
Flores	293	270	216	202	172	173	193	185
Maldonado	228	221	203	191	174	164	177	177
Rio Negro	311	257	203	166	145	137	153	143
Soriano	242	204	162	140	119	115	123	110
Colonia	124	101	76	65	56	58	60	56
San José	93	88	69	58	53	50	61	54
Canelones	37	35	34	31	29	27	32	39
Montevideo	2	2	2	2	2	2	2	2

En la figura siguiente, se observa el porcentaje de preñez de ganado en rodeos diagnosticados, teniéndose aproximadamente en el punto de cierre valores entre un 65% y un 70%.

Mapa 4. Porcentaje de preñez en rodeos diagnosticados, por Sección Policial. Año 2014

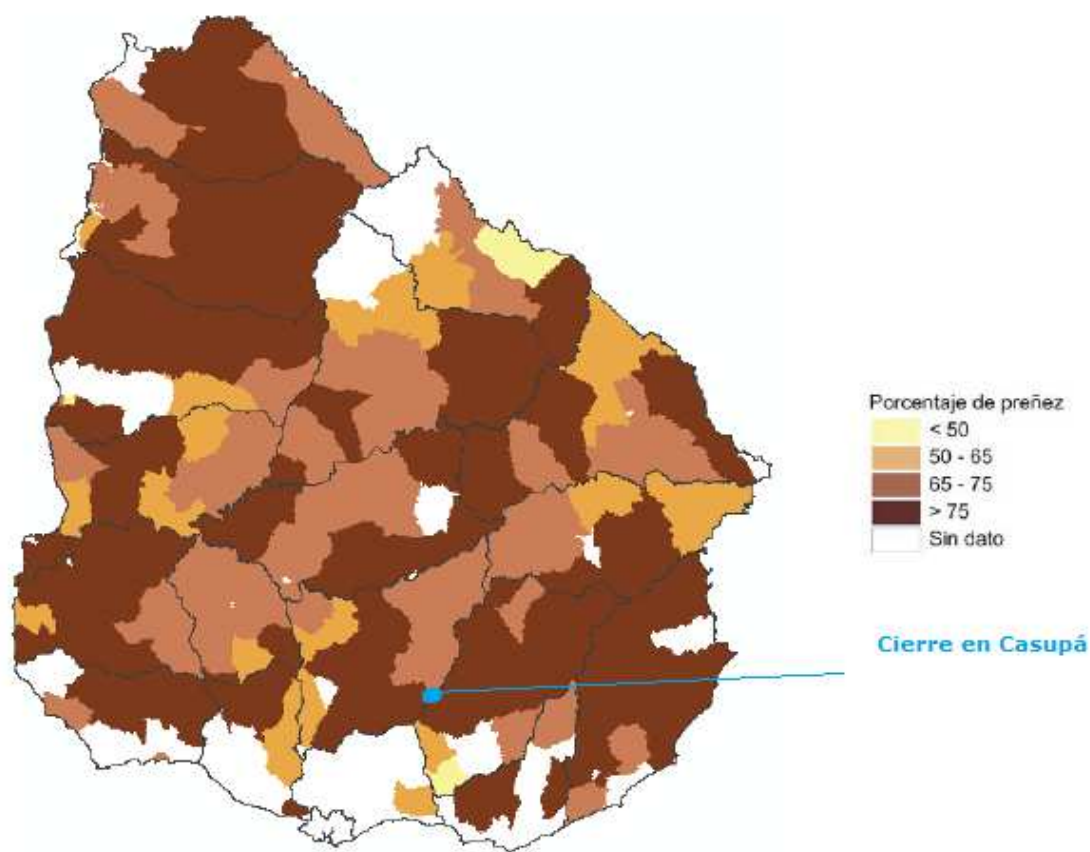


Figura 7-9 Porcentaje de preñez por sección policial

En la siguiente figura puede observarse el mismo gráfico, pero con valores promediales para cada departamento. Se observa que en la zona de estudio, los valores son algo superiores al promedio nacional.

Mapa 3. Porcentaje de preñez en rodeos diagnosticados, por Departamento. Año 2014

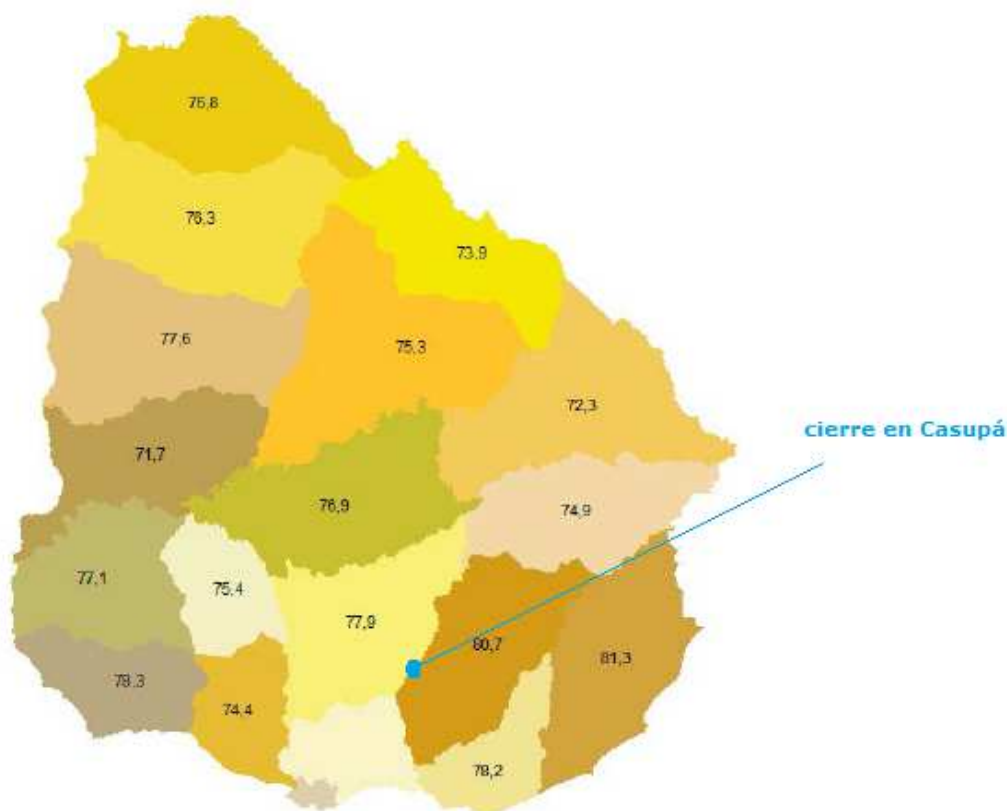


Figura 7-10 Porcentaje de preñez por departamento

Al margen que se desconocen los usos que efectivamente se realizan en estos predios lindantes, a partir de las figuras expuestas podría esperarse la existencia de actividad ganadera, lo cual implicaría que el proyecto impactaría restringiendo necesidades hídricas.

A efectos de tener un mejor diagnóstico, se deberá realizar un relevamiento de usos de agua en cada uno de los padrones que limiten al lago.

Una vez realizado este relevamiento, deberá procederse restituyendo los usos que fueran restringidos, en su totalidad, ya sea a través de una toma desde el propio arroyo Casupá o mediante perforaciones subterráneas. Asimismo, deberán restituirse o generarse las infraestructuras necesarias

para efectivizar estos usos, ya sean abrevaderos, tuberías de impulsión, tanques de almacenamiento, etc.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Relevamiento de usos de agua restringidos

Restitución de los usos afectados

Restitución o generación de infraestructuras diversas, necesarias para el aprovechamiento del recurso

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse es poco significativa.

7.2.2.11 Impacto: generación de empleo.

Si bien es un impacto positivo, dada la cantidad de gente a emplear se considera de baja significancia.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

7.2.2.12 Impacto: falla en la estabilidad de la presa.

Esta contingencia podría generar una gran diversidad de efectos difíciles de cuantificar.

Se entiende, sin embargo, que dicho suceso es de ínfima probabilidad si la represa es construida según se especifica en el proyecto constructivo que oportunamente se presente siguiendo los métodos usuales para este tipo de obras.

Medidas de mitigación/restauración/compensación:

Se realizará un control mensual por parte de los propios interesados, donde se realizará una inspección visual del estado de los taludes, coronamiento, aliviadero, control de infiltraciones, efectuándose cada 5 años un

relevamiento de los diques con perfiles transversales cada 50 metros. En caso de identificarse fenómenos de erosión, se rellenarán las zonas afectadas reconstituyendo la cobertura, enrocados, etc.

Conclusión de la evaluación:

De la evaluación realizada se entiende que la afectación a generarse no es significativa.

8 PROGRAMA DE MONITOREO – FASE CONSTRUCTIVA

Se listarán a continuación los monitoreos que, a juicio del tipo de obra y de lo concluido en el EsIA, se consideran de mayor relevancia durante esta fase.

Es menester poner en consideración que se cuenta con un 'Plan de Participación Comunitaria', si bien descripto sucintamente, se considera - entre otras cosas- una herramienta valiosa de seguimiento o monitoreo sobre el grado de incidencia del proyecto sobre la comunidad, de modo que ésta pueda presentar reclamos en caso de sentirse impactada ya sea por emisiones de ruido, polvo, etc. y, de este modo, poder actuar eficientemente ante los mismos.

8.1 Monitoreo de PM10

Se proyecta realizar un monitoreo de la fracción respirable del material particulado, en 4 puntos de interés a lo largo de los caminos que conducen hacia las zonas de préstamo, ya que es en dicha actividad de transporte donde se espera los efectos puedan tener mayor entidad. No se consideró realizar monitoreos en las propias zonas de préstamo, ya que además de que no se prevé emisiones considerables, las intervenciones no serán puntuales sino en áreas, de modo que de existir alguna afectación ésta será muy acotada temporalmente. De igual modo no se monitoreará el PM10 en la zona de construcción del dique, ya que para la actividad más relevante (carga de cemento en los mixers), la evaluación derivó en valores aceptables de calidad.

El monitoreo se realizará por algún laboratorio ambiental certificado para tal tarea.

El método de determinación será el gravimétrico de alto volumen, mediante equipo con almacenamiento continuo de datos. Dicho método es el recomendado por la EPA para este tipo de mediciones.

Los puntos de monitoreo se encuentran en los límites prediales de 4 viviendas, de modo de lograr conocer en forma fehaciente el nivel de afectación, comparando los resultados obtenidos con lo estipulado en GESTA AIRE.

8.1.1 Puntos de monitoreo:

Punto de monitoreo 1: (34° 7'43.45"S - 55°28'47.34"O)

Punto de monitoreo 2: (34°10'9.71"S - 55°31'42.46"O)

Punto de monitoreo 3: (34°11'33.41"S - 55°26'50.61"O)

Punto de monitoreo 4: (34°13'3.88"S - 55°26'9.36"O)

Los mismos pueden visualizarse en el siguiente esquema:

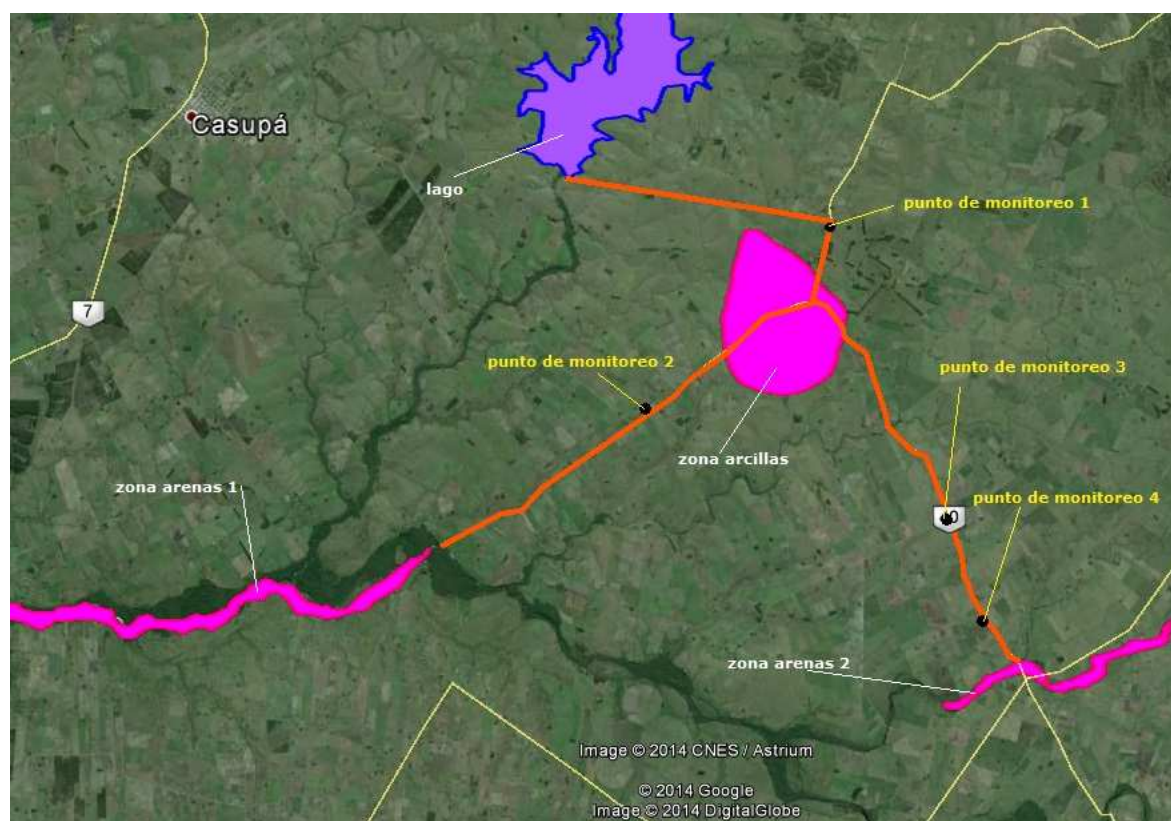


Figura 8-1 Puntos de monitoreo

8.1.2 Frecuencia estipulada:

Se prevé realizar un monitoreo continuo de 24 horas, durante 5 días seguidos, en forma semestral. Deberá realizarse un primer monitoreo en el correr del primer mes, a efectos de conocer con antelación el impacto del proyecto.

La misma podrá ser modificada en función de los resultados obtenidos. En forma previa, se determinará el nivel actual de línea de base con un monitoreo continuo de 24 horas en un solo día laboral.

8.1.3 Generación de Informes:

Se realizarán informes semestrales, en los cuales se deberá concluir acerca del cumplimiento de los valores recomendados, incluyendo los resultados de laboratorio, certificados de calibración de los equipos, cadena de custodia y eventualmente describir inconvenientes que se hayan podido generar en el seguimiento.

8.2 Monitoreo de ruido

Se proyecta realizar un monitoreo de ruido, en los mismos cuatro puntos en los que se evaluará el nivel de PM10. Asimismo, tampoco se consideró monitorear el ruido en las zonas de extracción ni en la obra de construcción del dique, por los mismos argumentos esgrimidos en el plan de monitoreo de PM10.

Se utilizarán para el monitoreo sonómetros que cuenten con certificado de calibración y que sean capaces de medir el nivel equivalente de presión sonora con ponderación de frecuencia A.

Para la evaluación de los resultados, se recurrirá a lo exigido en el Digesto Municipal de Lavalleja (Decreto Nº 644 del 20/12/78 y 29/10/93) para la Corrección de la Contaminación Acústica.

8.2.1 Puntos de monitoreo:

Punto de monitoreo 1: (34° 7'43.45"S - 55°28'47.34"O)
Punto de monitoreo 2: (34°10'9.71"S - 55°31'42.46"O)
Punto de monitoreo 3: (34°11'33.41"S - 55°26'50.61"O)
Punto de monitoreo 4: (34°13'3.88"S - 55°26'9.36"O)

8.2.2 Frecuencia estipulada:

Registro continuo de 12 horas, una vez cada dos semanas.

8.2.3 Generación de Informes:

Se realizarán informes semestrales, en los cuales se deberá concluir acerca del cumplimiento de los valores recomendados, incluyendo los resultados de laboratorio, certificados de calibración de los equipos y eventualmente describir inconvenientes que se hayan podido generar en el seguimiento.

8.3 Monitoreo de vertidos

Dado que no se prevén vertidos de aguas domésticas ya que las mismas serán retiradas por barométrica, solamente deberá realizarse un seguimiento de las aguas provenientes del lavado de los mixers y de las aguas recogidas tras el lavado de maquinarias.

8.3.1 Efluentes del lavado de mixers

Como ya fue expuesto, antes del vertido de estas aguas, las mismas recibirán un tratamiento simple, conformado por un sedimentador diseñado para las cargas esperadas.

Las aguas luego serán conducidas a depósito con mezclador, en el que se dosifica ácido clorhídrico, desde los cuales podrán ser vertidas al Casupá o reutilizarlas para el riego de caminos, siempre ante la condición de cumplimiento en lo estipulado en el Decreto 253/79.

8.3.1.1 Puntos de monitoreo:

Depósito de almacenamiento

8.3.1.2 Parámetros a monitorear:

SS, SST y pH, grasas y aceites

8.3.1.3 Frecuencia estipulada:

SS, SST y pH al ser usadas las aguas, grasas y aceites bimensual

8.3.1.4 Generación de Informes: No aplica

8.3.2 Efluentes del lavado de maquinarias

Estos efluentes serán recogidos en colectores perimetrales con rejilla, ubicados en la plataforma de hormigón de lavado a construirse.

Las aguas serán desviadas hacia una trampa de grasas y aceites, donde las mismas serán separadas y derivadas a un depósito, desde el cual podrán reutilizarse en el riego de caminos o simplemente ser vertidas al Casupá.

8.3.2.1 Puntos de monitoreo:

Depósito de almacenamiento

8.3.2.2 Parámetros a monitorear:

Grasas y Aceites

8.3.2.3 Frecuencia estipulada:

Por cada vertido

8.3.2.4 Generación de Informes:

No aplica

8.4 Monitoreo de calidad de agua del arroyo Casupá

Durante la fase constructiva, son muchas las actividades/aspectos que podrían impactar sobre el arroyo, entre ellas:

- vertidos de agua de limpieza de hormigón
- vertidos de limpieza de maquinaria
- arrastres de sedimentos
- residuos sólidos
- derrame de hidrocarburos
- construcción de la ataguía
- retiro de la ataguía
- desmonte del bosque riverero
- arrastre de acopios diversos

8.4.1 Puntos de monitoreo:

Aguas abajo del dique a construir, (34° 7'3.63"S - 55°33'14.63"O)

8.4.2 Parámetros a monitorear:

In situ: OD, Turbidez,

Laboratorio: DBO, DQO, SD, SS, SST, Grasas y aceites, Nitratos, Nitrógeno Amoniacal, Nitritos, Nitrógeno Total, Fósforo Total, coliformes fecales

8.4.3 Frecuencia estipulada:

Antes de iniciar obra de modo de obtener línea de base (todos los parámetros), y durante la obra con frecuencia semestral (OD, Turbidez, DBO, DQO, SD, SS, SST, Grasas y aceites)

8.4.4 Generación de Informes:

Se realizarán informes semestrales, en los cuales se deberá concluir acerca del cumplimiento de los valores recomendados, incluyendo los resultados de laboratorio y eventualmente describir inconvenientes que se hayan podido generar en el seguimiento

9 PROGRAMA DE MONITOREO – FASE OPERATIVA

Se realizarán monitoreos, tanto en el embalse como en el propio arroyo Casupá aguas debajo de la presa, a los efectos de poder constatar la calidad del agua, principalmente en lo referente a la presencia de nutrientes.

9.1 Monitoreo en el arroyo Casupá

9.1.1 Puntos de monitoreo:

A definir por OSE

9.1.2 Parámetros a monitorear:

In situ: OD, Turbidez, Conductividad Eléctrica

Laboratorio: DBO, DQO, SD, SS, SST, Grasas y aceites, Nitratos, Nitrógeno Amoniacal, Nitritos, Nitrógeno Total, Fósforo Total, Ortofosfatos, coliformes fecales

9.1.3 Frecuencia estipulada:

A definir por OSE

9.1.4 Generación de Informes:

Se realizarán informes, en los cuales se deberá incluir los resultados obtenidos

9.2 Monitoreo en el embalse

9.2.1 Muestreo a nivel superficial

9.2.1.1 Puntos de monitoreo:

A definir por OSE

9.2.1.2 Parámetros a monitorear:

In situ: OD, Turbidez, Conductividad Eléctrica

Laboratorio: DBO, DQO, SD, SS, SST, Grasas y aceites, Nitratos, Nitrógeno Amoniacal, Nitritos, Nitrógeno Total, Fósforo Total, Ortofosfatos, coliformes fecales

9.2.1.3 Frecuencia estipulada:

A definir por OSE

9.2.1.4 Generación de Informes:

Se realizarán informes, en los cuales se deberá incluir los resultados obtenidos

9.2.2 Muestreos en columna de agua

9.2.2.1 Puntos de monitoreo:

A definir por OSE

9.2.2.2 Parámetros a monitorear:

Trazado de perfiles en la columna:

- Cada dos metros, iniciando en superficie: Temperatura, OD, pH, Conductividad Eléctrica
- En superficie, en media profundidad y fondo: Nitratos, Nitrógeno Amoniacal, Nitritos, Nitrógeno Total, Fósforo Total, Ortofosfatos

9.2.2.3 Frecuencia estipulada:

A definir por OSE

9.2.2.4 Generación de Informes:

Se realizarán informes, en los cuales se deberá incluir los resultados obtenidos

Durante la operación del embalse se podrá realizar monitoreos en los afluentes del Casupá

10 PLANES DE ÍNDOLE SOCIAL

10.1 Plan de reasentamiento involuntario (desplazamiento físico) y desplazamiento involuntario

La cantidad de familias que deberá ser reasentada es de 17, de las cuales 11 se encuentran en el vaso del embalse -para una tormenta de 20 años de período de retorno- y, las 6 restantes, se encuentran a una proximidad dada al lago que, junto con las incertidumbres inherentes al modelo digital del terreno utilizado, hacen imperiosa su inclusión en este plan.

Para la implementación de este plan en cuanto a quiénes son objeto de un desplazamiento económico se procedió a adoptar como criterio que, estos, serán los propietarios de padrones cuya área se inundarán en un porcentaje superior al 10%. A los mismos se les expropiará el área a inundar, junto con una faja de retiro de 50 metros y, a su vez, las áreas que por la presencia del lago queden aisladas físicamente del padrón, imposibilitando el acceso a las mismas y, en tanto, el aprovechamiento eficiente de dichas tierras.

Un caso límite del punto anterior en el cual también habrá desplazamiento económico, es cuando el área del padrón que quede aprovechable (luego de restar las afectaciones) sea inferior a 5 Há. En dicho caso la expropiación será total.

También habrá expropiación total del padrón cuando el área afectada (área inundada, junto con el área de retiro y posibles áreas 'desconectadas' por la presencia del lago) sea superior al 70% del área total del mismo.

Finalmente, no habrá desplazamiento económico sobre los propietarios de padrones cuya área se afectará en un porcentaje menor al 10%. Estos serán debidamente compensados.

A modo de síntesis:

CRITERIO UTILIZADO PARA DETERMINAR ÁREA A EXPROPIAR Y EVALUAR PERTINENCIA DE DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO O COMPENSACIÓN		
Porcentaje de área del padrón afectado (incluye área por faja de retiro y áreas que hayan quedado dispersas en el padrón por presencia del lago)	70% - 100%	Desplazamiento económico - Expropiación del 100% del padrón
	10% - 70%	Desplazamiento económico - Expropiación del área afectada
	0 - 10%	Compensación - Expropiación del área afectada

A continuación el listado total de padrones afectados por el proyecto, y el tipo de desplazamiento que se dará según los criterios adoptados:

Listado de padrones a afectar en Lavalleja					
		COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
Nº Padrón	Inundación del lago en padrón	¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Há?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
72	Parcial	SÍ			-
76	Parcial		SÍ		1
83	Parcial			SÍ	-
84	Parcial		SÍ		-
88	Parcial	SÍ			-
95	Parcial	SÍ			-
111	Parcial	SÍ			-
112	Parcial	SÍ			-
114	Parcial	SÍ			-
116	Parcial	SÍ			-
117	Parcial	SÍ			-
118	Parcial	SÍ			-
164	Parcial		SÍ		1
5709	Parcial			SÍ	4
10048	Parcial	SÍ			-
10049	Parcial		SÍ		-
10050	Parcial		SÍ		-
10051	Parcial		SÍ		1
11689	Parcial	SÍ			-
11690	Parcial	SÍ			-
14098	Parcial	SÍ			-

Tabla 10-1 Padrones a afectar Lavalleja

Listado de padrones a afectar en Florida					
		COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
Nº Padrón	Inundación del lago	¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Há?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
1295	Parcial		SÍ		-
1297	Parcial		SÍ		2
1298	Parcial		SÍ		-
1300	Parcial		SÍ		-
1301	Parcial		SÍ		1
1391	Parcial	SI			-
1392	Parcial			SÍ	1
1393	Parcial		SÍ		-
1395	Parcial			SÍ	-
1396	Parcial		SÍ		-
4468	Parcial			SÍ	-
4470	Parcial			SÍ	-
4830	Parcial		SÍ		-
R 4924	Parcial		SÍ		-
4925	Parcial	SÍ			-
5215	Parcial	SÍ			-
5811	Parcial			SÍ	-
6133	Parcial		SÍ		-
6332	Parcial		SÍ		-
8682	Parcial			SÍ	-
10702	Total			SÍ	-
10703	Parcial		SÍ		-
10704	Parcial			SÍ	-
12453	Parcial			SÍ	-
12454	Parcial			SÍ	-
13258	Total			SÍ	1
13259	Total			SÍ	-
13260	Total			SÍ	-
13261	Parcial			SÍ	-
13262	Parcial			SÍ	-
13263	Parcial			SÍ	-
13264	Total			SÍ	-
13265	Parcial		SÍ		-
13266	Parcial			SÍ	1
13377	Parcial		SÍ		-
13378	Parcial		SÍ		3
13774	Parcial			SÍ	-
13824	Parcial		SÍ		-
13825	Parcial		SÍ		1
13843	Total			SÍ	-
14123	Parcial			SÍ	-
14254	Parcial	SÍ			-
15425	Total			SÍ	-
B 10000435	Parcial		SÍ		-
* 10000129	Parcial		SÍ		-

Tabla 10-2 Padrones a afectar Lavalleja

10.1.1 Lineamientos del Plan

Este plan tendrá 3 instancias diferenciadas, las cuales son:

- 1) Planificación
- 2) Transición y traslado
- 3) Seguimiento de aspectos sociales, culturales, económicos y organizativos

Un lineamiento general de lo que comprendería cada etapa consiste en:

1) Planificación inicial

1.1) Implementación de una estructura organizativa orientada a llevar a cabo el proceso

- Contratación de personal idóneo en este tipo de procesos y en cantidad suficiente
- Implantación de una oficina de atención en el área de influencia, preferentemente en la localidad de Casupá

1.2) Generación de toma de conocimiento e instancias de diálogo

- Informar detalladamente a cada uno de los afectados, de modo que la totalidad de los mismos tome conocimiento, tanto del proyecto en sí, como del proceso al cual se verán sometidos
- Establecer claramente cuáles serán los canales de comunicación
- Atención de todas las inquietudes que manifiesten los afectados

1.3) Análisis económicos, preselección de alternativas, otorgamiento de asesorías a los afectados

- Estudio de títulos de los predios
- Estudio de las actividades económicas llevadas en el área por parte de los afectados
- Tasaciones

1.3.1) Desplazamientos físicos

- Selección previa de alternativas de establecimiento físico (un listado de alternativas para cada familia, en función de cada situación) que impliquen una mejora en la calidad de vida de los reasentados y una restitución de sus actividades productivas. Preferentemente las alternativas se encontrarán en Casupá o Fray Marcos
- Visitas domiciliarias a cada una de las familias que serán desplazadas físicamente, a las cuales ya estando en conocimiento del proceso en marcha, se les comunicará los sitios que fueran preseleccionados como alternativas en forma puntual, para su evaluación
- Dado que en todo momento debe seguirse la línea de mejorar la calidad de vida de los reasentados, debe contemplarse que los desplazados son libres de optar y, por tanto, puedan exigir otras condiciones que incluso impliquen la construcción de vivienda, el traslado a otras ciudades como Montevideo o que finalmente, no se acojan al plan de reasentamiento y en consecuencia se deba llegar a una negociación para lograr una compensación económica justa
- En todo este proceso se debe brindar asesoría social en la estrategia de restablecimiento de vida, asesoría legal en todo lo concerniente a trámites y procesos de índole legal, asesoría inmobiliaria en la toma de decisión y, finalmente, asesoría económica por si los afectados deciden emprender alguna actividad comercial en la zona a la cual serán desplazados

1.3.1) Desplazamientos económicos

- En el caso de los desplazamientos económicos a realizarse también se deberá realizar una selección de alternativas que otorgue tierras de igual o mejores condiciones. Se deberá seguir de igual modo que con los desplazamientos físicos, generando instancias de dialogo, ofrecimiento de opciones para su evaluación, o instancias de negociación. Los afectados también son libres de optar, en cuanto a exigir a cambio una compensación económica. También deberá brindarse asesoría legal, económica e inmobiliaria

1.4) Adquisición de bienes

- Adquisición de las tierras necesarias para la reposición de los desplazados económicamente
- Construcción de nuevas infraestructuras -del tipo que correspondiere- para reposición de actividades económicas
- Adquisición de viviendas para los desplazados físicamente
- Construcción de viviendas si correpondiere
- Tramitaciones necesarias para la adjudicación de viviendas y tierras, de modo de garantizar la propiedad a los desplazados

2) Transición y traslado

2.1) Desplazamientos físicos

- Asesoría psicosocial dadas las implicancias (como el estrés, la incertidumbre, etc.) que podrían derivarse del abandono del estilo de vida en general, la propiedad, las costumbres, relaciones sociales, etc.
- Asesoramiento sobre todos los servicios públicos existentes en la zona de su futura vivienda
- Restablecimiento de servicios sociales de diversa índole, como salud, cupos escolares, etc.
- Asesoría para familiarizar a los desplazados con la zona a la cual serán trasladados, de modo de poder tomar conocimiento sobre las vías principales, las líneas de transporte existentes, sus trayectos y frecuencias, los centros comerciales más cercanos, etc.
- Traslado efectivo de todos los bienes materiales, semovientes, etc.
- Amueblamiento, instalación de las distintas infraestructuras, ya sean agrícolas o industriales, de modo que se pueda dar reposición a los medios de producción
- Continuar brindando seguimiento a través de diversas asesorías, en esta etapa de transición

2.2) Desplazamientos económicos

- Traslado de todas las infraestructuras de producción, ya sean éstas agrícolas, industriales o comerciales si correspondiere
- Traslado de los semovientes y de las infraestructuras presentes en el padrón a expropiar, o construcción de las mismas
- Otros traslados de diversa índole, según sean los casos
- Continuar brindando seguimiento a través de diversas asesorías

3) Seguimiento de aspectos sociales, culturales, económicos y organizativos

3.1) Desplazamientos físicos

- Implica dar un acompañamiento a las familias ya reasentadas, de modo de fortalecer las relaciones sociales y culturales, mediante diversas instancias que promuevan el relacionamiento de los reasentados con la comunidad
- Constatar el restablecimiento de las condiciones de vida en todos los aspectos relevantes
- Continuar con instancias de asesoría
- Evaluar el grado de satisfacción de los desplazados y brindar asesoramiento psicosocial en caso de que estos no se encuentren a gusto con sus nuevas condiciones de vida. Si bien un proceso de reasentamiento bien elaborado ofrece suficientes garantías para una transición y abandono lo menos traumático posible, pueden suceder diversas instancias de inconformidad y éstas deben ser tratadas, siempre recordando que los afectados fueron desplazados involuntariamente no sólo de su vivienda sino quizá, de su forma de vivir

3.1) Desplazamientos económicos

- De igual modo, quienes hayan sido desplazado de sus medios de producción deben recibir un seguimiento, en particular en lo relacionado a la reposición de sus actividades productivas o las nuevas que haya decidido emprender. En tanto deberá evaluarse su grado de satisfacción y brindarse asesoramiento económico y comercial, de modo que se puedan lograr los mismos o mejores réditos económicos

10.2 Plan de participación comunitaria

Se entiende pertinente contar con un plan de participación comunitaria, orientado a generar un vínculo entre los afectados (no solo los desplazados) y el proyecto.

Un lineamiento general a seguir podría resumirse en los siguientes puntos:

- Dar conocimiento a la población afectada sobre el proyecto a través de diarios y medios de comunicación locales
- Realizar material divulgativo como folletos, a repartir en las zonas afectadas
- Establecimiento de una oficina para ofrecer información y atender todo tipo de reclamos (misma oficina para atender las situaciones derivadas del reasentamiento involuntario)
- Realización de reuniones con la comunidad para, en primera instancia, definir canales de comunicación y generar instancias de diálogo
- Convocar a organizaciones sociales interesadas en los departamentos de Florida y Lavalleja así como a autoridades municipales de ambos departamentos para generar acuerdos en las posibles estrategias para la vinculación laboral
- Informar las condiciones y criterios pautados para la selección de personal, a través de reuniones convocadas a través de los canales de comunicación ya definidos
- Instar a la población a presentar sus malestares debido a posibles impactos generados durante el proyecto, de modo de poder actuar sobre estos mediante la introducción de nuevas medidas de mitigación

y monitoreos

- Realizar reuniones con la población a efectos de dar a conocer lineamientos de la actuación ambiental así como resultados de monitoreos

11 DIRECTRICES DE MANTENIMIENTO DE PRESAS

El personal responsable de la operación y el mantenimiento debe realizar una inspección rutinaria de la presa y de las instalaciones accesorias. Además de esta inspección continuada, deben realizarse inspecciones más detalladas por lo menos cada 5 años.

Se recomienda una inspección bajo agua cada seis años.

Durante el llenado rápido del embalse, debe inspeccionarse con cuidado la cara de la presa aguas abajo para buscar indicios de condiciones no normales.

Después de eventos inusuales como largos períodos de vientos de gran velocidad o períodos inusuales con poca agua que dejen al descubierto elementos normalmente sumergidos, deben realizarse inspecciones especiales. Los niveles de agua bajos dan la oportunidad de inspeccionar con cuidado el vaso del embalse para buscar agujeros, filtraciones, sedimentaciones inusuales, roturas, etc.

Durante los períodos con el embalse lleno, hay que prestar atención a las partes visibles de la cara aguas arriba de la presa, la coronación, la cara aguas abajo y las áreas aguas abajo para buscar indicios de funcionamiento anormal.

La cara aguas abajo debe ser inspeccionada para buscar roturas, deslizamientos, hundimientos, desperfectos en la protección del talud, manantiales, filtraciones, etc.

La cara aguas arriba debe ser inspeccionada para con cuidado para asegurar la adecuada protección del talud. La acción continuada del oleaje, la poca calidad del riprap, la mala selección, el exceso de finos o el movimiento del riprap pueden contribuir a crear condiciones inadecuadas de protección.

El mantenimiento de los taludes de tierra consiste en quitar los materiales sueltos de la cara aguas arriba de la presa, reemplazar el riprap desintegrado, reparar el material erosionado, mantener la calidad del camino

de acceso, controlar la vegetación no deseada y los roedores y mantener el equipamiento de monitoreo de los taludes.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

'Memoria explicativa de la Carta Geológica del Uruguay a la Escala 1:500,000' – Dirección Nacional de Minería y Geología

'Manual didáctico de Geología para estudiantes de Agronomía' – Jorge Bossi

'Manual de aguas subterráneas' – MGAP

'Carta de reconocimiento de suelos del URUGUAY' – MGAP

'Suelos del Uruguay según Soil Taxonomy' – Durán

'Manual de evaluación de impacto ambiental' – Canter

'Embalses y medio ambiente' – Ministerio de Medio Ambiente (España)

'Prioridades geográficas para la conservación de la biodiversidad terrestre de Uruguay' – Brazeiro

Notas del curso Introducción a la evaluación y gestión ambiental – UDELAR/FING/IMFIA

'Metodologías simplificadas para la evaluación de la eutrofización en lagos cálidos tropicales' (Salas *et al*)

Norma ISO 9613-21996

www.ine.gub.uy

www.renare.gub.uy

www.prenader.gub.uy

www.mvotma.gub.uy

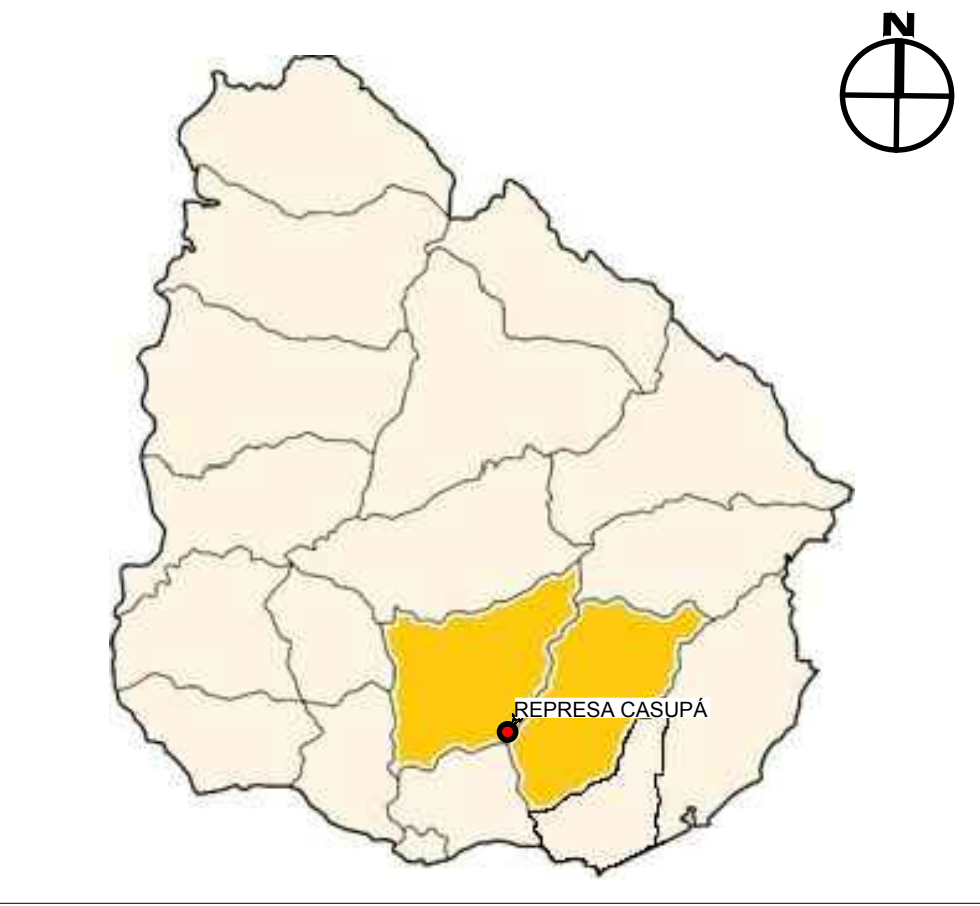
www.meteorologia.gub.uy

www.agesic.gub.uy

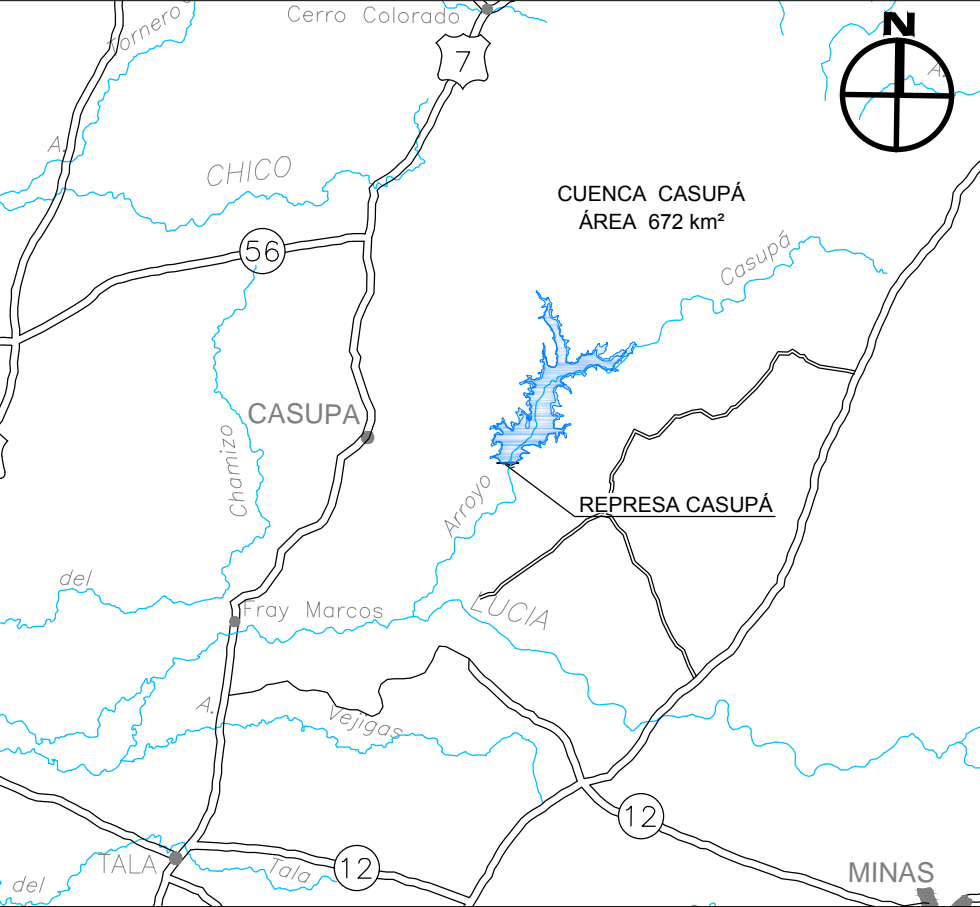
www.patriada.com.uy

<http://sit.mvotma.gub.uy>

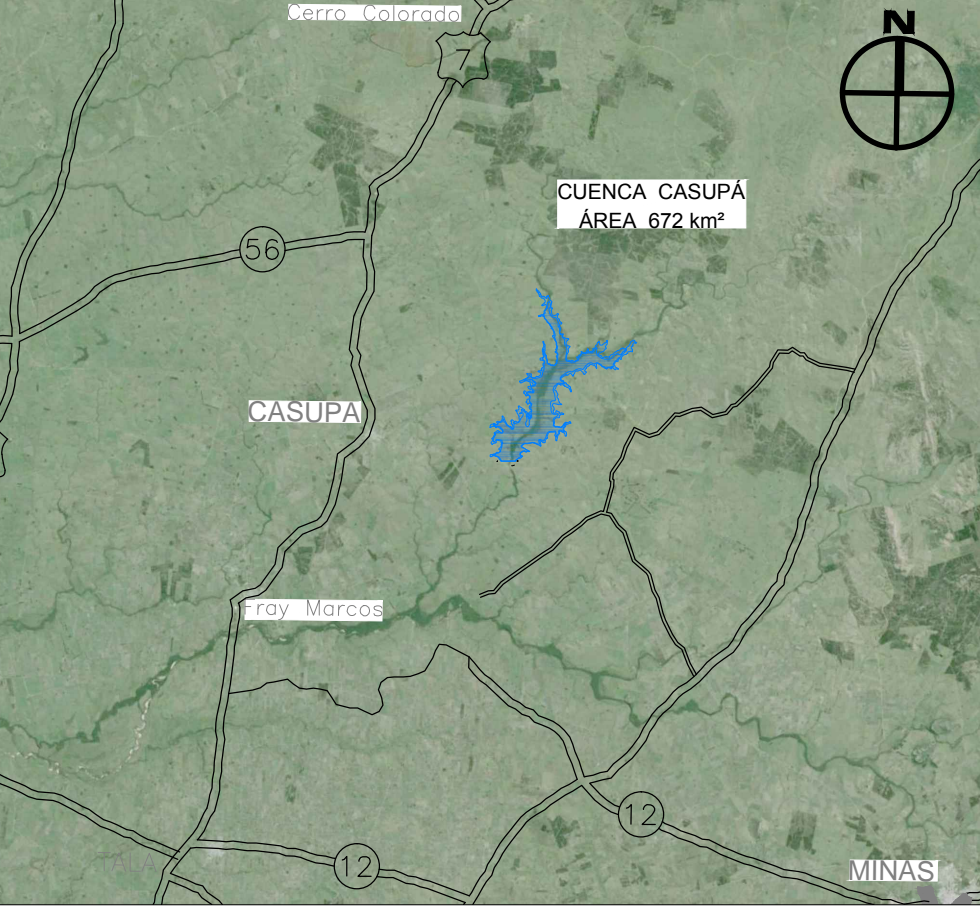
UBICACIÓN NACIONAL
Esc. 1/5.000.000



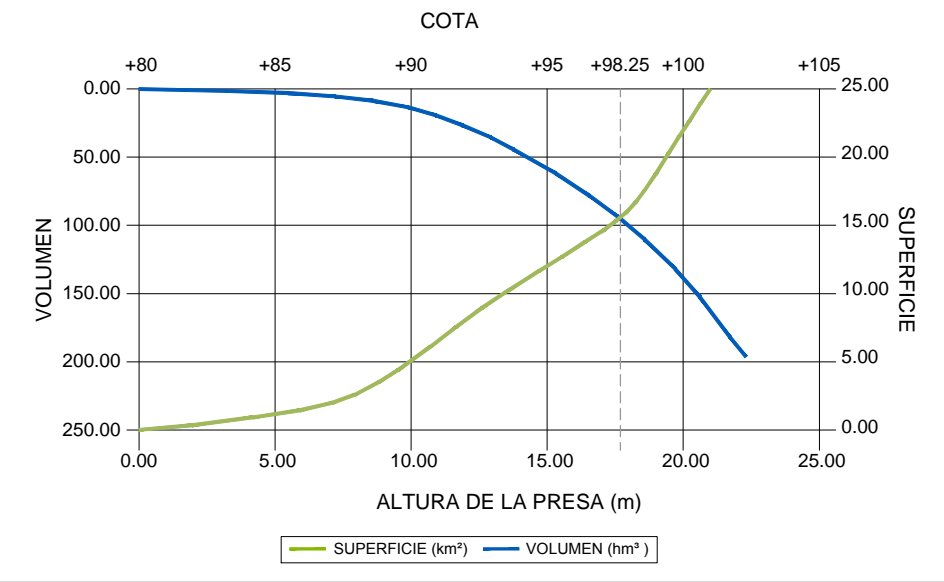
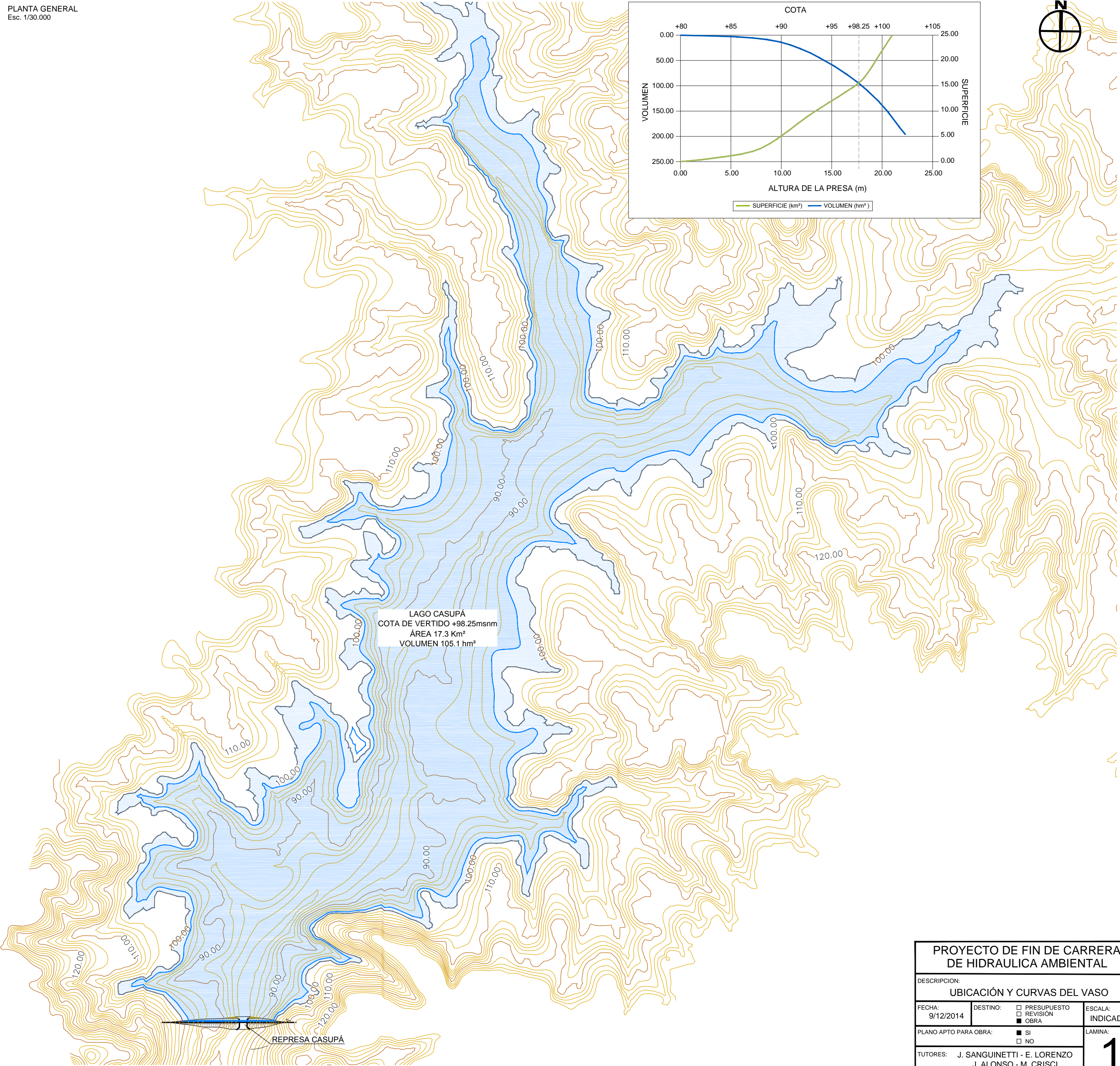
UBICACIÓN REGIONAL
Esc. 1/500.000



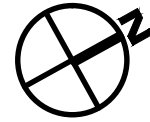
UBICACIÓN REGIONAL SOBRE GOOGLE EARTH
Esc. 1/500.000



PLANTA GENERAL
Esc. 1/30.000



PROYECTO DE FIN DE CARRERA DE HIDRAULICA AMBIENTAL			
DESCRIPCION: UBICACIÓN Y CURVAS DEL VASO			
FECHA: 9/12/2014	DESTINO: <input type="checkbox"/> PRESUPUESTO <input type="checkbox"/> REVISION <input checked="" type="checkbox"/> OBRA	ESCALA: INDICADAS	1
PLANO APTO PARA OBRA:	<input checked="" type="checkbox"/> SI <input type="checkbox"/> NO	LAMINA:	
TUTORES: J. SANGUINETTI - E. LORENZO J. ALONSO - M. CRISCI			
ESTUDIANTES:	BRUNO VOMERO ARTURO CASTAGNINO		VERSIÓN 1



FLORIDA

LAGO CASUPÁ
(INUNDACIÓN)
COTA +100.44msnm
ÁREA 24.4 Km²

LAVALLEJA

Listado de padrones a afectar en Florida					
Nº Padrón	Inundación del lago	COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
		¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Ha?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
1295	Parcial		SI		-
1297	Parcial		SI		2
1298	Parcial		SI		-
1300	Parcial		SI		-
1301	Parcial		SI		1
1391	Parcial	SI			-
1392	Parcial			SI	1
1393	Parcial		SI		-
1395	Parcial			SI	-
1396	Parcial		SI		-
4468	Parcial			SI	-
4470	Parcial			SI	-
4830	Parcial		SI		-
R 4924	Parcial		SI		-
4925	Parcial	SI			-
5215	Parcial	SI			-
5811	Parcial			SI	-
6133	Parcial		SI		-
6332	Parcial		SI		-
8682	Parcial			SI	-
10702	Total			SI	-
10703	Parcial		SI		-
10704	Parcial			SI	-
12453	Parcial			SI	-
12454	Parcial			SI	-
13258	Total			SI	1
13259	Total			SI	-
13260	Total			SI	-
13261	Parcial			SI	-
13262	Parcial		SI		-
13263	Parcial		SI		-
13264	Total		SI		-
13265	Parcial		SI		-
13266	Parcial			SI	1
13377	Parcial		SI		-
13378	Parcial		SI		-
13774	Parcial			SI	-
13824	Parcial		SI		-
13825	Parcial		SI		1
13843	Total			SI	-
14123	Parcial		SI		-
14254	Parcial	SI			-
152425	Total			SI	-
B 10000435	Parcial		SI		-
* 10000129	Parcial		SI		-

Listado de padrones a afectar en Lavalleja					
Nº Padrón	Inundación del lago en padrón	COMPENSACIÓN	DESPLAZAMIENTO ECONÓMICO		DESPLAZAMIENTO FÍSICO Y ECONÓMICO
		EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN TOTAL DEL PADRÓN	EXPROPIACIÓN PARCIAL O TOTAL DEL PADRÓN
		¿Porcentaje de área inundada inferior al 10% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 10% e inferior al 70% del área total del padrón?	¿Porcentaje de área afectada superior al 70% del área total del padrón o área restante sin afectada inferior a 5 Ha?	Cantidad de familias a desplazar físicamente
72	Parcial	SI			-
76	Parcial		SI		1
83	Parcial			SI	-
84	Parcial			SI	-
88	Parcial		SI		-
95	Parcial		SI		-
111	Parcial		SI		-
112	Parcial		SI		-
114	Parcial		SI		-
116	Parcial		SI		-
117	Parcial		SI		-
118	Parcial	SI			-
164	Parcial		SI		1
5709	Parcial			SI	4
10048	Parcial		SI		-
10049	Parcial		SI		-
10050	Parcial		SI		-
10051	Parcial		SI		1
11689	Parcial		SI		-
11690	Parcial		SI		-
14098	Parcial		SI		-

- ALAMBRADO
- COTA NIVEL DEL LAGO TR 20 AÑOS
- ÁREA EXPROPIADA 29.0 km²
- CASAS AFECTADAS

PROYECTO DE FIN DE CARRERA
DE HIDRAULICA AMBIENTAL

DESCRIPCION:
ÁREA A EXPROPIAR

FECHA:
24/12/2014

DESTINO:
PRESUPUESTO
REVISIÓN
OBRA

ESCALA:
1/25.000

LAMINA:
3

PLANO APTO PARA OBRA:
SI
NO

TUTORES:
J. SANGUINETTI - E. LORENZO
J. ALONSO - M. CRISCI

ESTUDIANTES:
BRUNO VOMERO
ARTURO CASTAGNINO

VERSIÓN 1

ANEXOS

REFUERZO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA EL ÁREA METROPOLITANA



TOMO V DE V

TUTORES:

ING. JUAN SANGUINETTI
ING. EUGENIO LORENZO
ING. MAGDALENA CRISCI
ING. JIMENA ALONSO

ARTURO CASTAGNINO
BRUNO VOMERO

Índice

Anexo A: Cálculos - Estudio de la demanda	3
1. Modelos de proyección.....	3
2. Criterio de selección de modelos de proyección para las localidades	4
Anexo B: Costos de las alternativas de conexión al sistema metropolitano	6
Anexo C Tormentas utilizadas en el modelo de HEC-HMS	9
Anexo D: Resultados del modelo hidrológico con HEC-HMS	13
Considerando 3 Subcuencas.....	13
Cuenca única.....	21
Vertedero único.....	23
Tabla comparativa de resultados.....	25
Anexo E Alternativa de disipación de energía- Cuenco amortiguador	26
Estructura de disipación de energía - Cuenco amortiguador.....	26
Transición hacia el arroyo aguas abajo.....	30
Comparación de costos entre las alternativas de disipación de energía	32
Anexo F Catálogo compuerta Fontaine Series 20	33
Anexo G Catálogo compuerta CMO Serie A.....	47

Anexo A: Cálculos - Estudio de la demanda

1. Modelos de proyección

Proyección basada en líneas de regresión lineal de mínimos cuadrados

Teniéndose n pares de puntos x_i e y_i , se halla:

$$y = ax + b$$

Siendo:

$$a = \frac{n(\sum x_i y_i) - (\sum x_i)(\sum y_i)}{n(\sum x_i^2) - (\sum x_i)^2}$$

$$b = \frac{(\sum y_i) - a(\sum x_i)}{n}$$

Se utiliza el coeficiente 'r' de Pearson para medir el nivel de correlación entre las variables x_i e y_i .

$$r = \frac{n(\sum x_i y_i) - (\sum x_i)(\sum y_i)}{\sqrt{[n(\sum x_i^2) - (\sum x_i)^2][n(\sum y_i^2) - (\sum y_i)^2]}}$$

Proyección geométrica

Este modelo de crecimiento considera que a iguales intervalos de tiempo, el porcentaje de crecimiento es el mismo.

En tanto, $P(T) = P_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{\frac{T-T_2}{T_2-T_1}}$

Crecimiento logístico

Según este modelo, el crecimiento ilimitado de una población no es posible, ya que tarde o temprano los recursos (o el espacio) lo limitarán.

Esto lleva a que la capacidad de cada individuo de reproducirse disminuya con la densidad, es decir, a que el crecimiento poblacional sea denso dependiente. Dado que la curva en 'S' propuesta por este modelo es no decreciente, el citado modelo

no se aplica a poblaciones que se encuentran -entre otras limitaciones- decreciendo.

$$P = \frac{S}{1 + me^{bt}}$$

$$S = \frac{2P_0P_1P_2 - P_1^2(P_0 + P_2)}{P_0P_2 - P_1^2}$$

$$m = \frac{S - P_0}{P_0}$$

$$b = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{P_0(S - P_1)}{P_1(S - P_0)} \right)$$

S = población de saturación

m, b = constantes

P_0, P_1, P_2 = población en los tiempos t_0, t_1, t_2

n = intervalo entre t_0, t_1, t_2

2. Criterio de selección de modelos de proyección para las localidades

- 1) En primera instancia se modeló un crecimiento lineal para todas las localidades y, según el valor obtenido de r^2 sea mayor o menor a 0.9, se optó por validar el modelo o rechazarlo, respectivamente. Luego, para las localidades en las cuales se validó el modelo, fueron calculados los valores de población para los años 2015, 2020, 2025, 2030, 2035 y 2040.
- 2) Luego de este primer paso, se procedió a estudiar las localidades que no se ajustaron linealmente, discriminándolas según se encontraran en crecimiento o decrecimiento (observando los dos últimos censos). Para las localidades en decrecimiento, se graficaron los datos de los últimos tres censos, junto con los valores derivados de los cálculos de proyección para la serie temporal expuesta anteriormente, utilizando el modelo geométrico y curva de ajuste gráfico. En cuanto a las localidades en crecimiento se actuó en forma análoga pero también considerando el modelo logístico dado que, en estos casos, su aplicación es válida.
 - 2.1) Ya graficados los datos censales y los proyectados -para cada localidad-, se procedió a analizar si alguno de los modelos se ajustaba en forma precisa a la tendencia derivada de los datos censales. En

caso de encontrar un modelo con dicha característica se optó, finalmente, por él.

En los casos restantes, en los que no se observó un modelo que se ajustara correctamente -ya sea porque de los mismos se derivaban anomalías como ser proyecciones de población negativas, o decrecimientos radicales en la población- se procedió a mantener la población constante respecto al último censo (año 2011) y, en tanto, conformar un mínimo margen de seguridad. De cualquier modo, este criterio fue optado en poblaciones de escasa entidad por lo que, en definitiva, la adopción del mismo no derivará en alejamientos relevantes respecto al escenario futuro de población.

Anexo B: Costos de las alternativas de conexión al sistema metropolitano

Para el consumo energético se considera un costo de 1\$ el kW/h y cargo fijo de \$9000 por mes, valores obtenidos del pliego tarifario de UTE

Gravedad forzada 2.2 m ³ /s - PEAD 1400 mm				
Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Cruce de curso de agua (pequeña dimensión)	12	---	2000000	24000000
Tubería PEAD ø1400 colocada	117000	m	1600	187200000
Cruce de curso de agua (gran dimensión)	3	---	5000000	15000000
Servidumbre	117000	m	50	5850000
Leyes sociales (15%)	---	---	---	34807500
Implantación, replanteo, varios (25%)	---	---	---	58012500
Total				324870000

Gravedad forzada 8.9 m ³ /s - PEAD 2400 mm				
Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Cruce de curso de agua (pequeña dimensión)	12	---	2000000	24000000
Tubería PEAD ø2400 colocada	117000	m	2800	327600000
Cruce de curso de agua (gran dimensión)	3	---	5000000	15000000
Servidumbre	117000	m	50	5850000
Leyes sociales (15%)	---	---	---	55867500
Implantación, replanteo, varios (25%)	---	---	---	93112500
Total				521430000

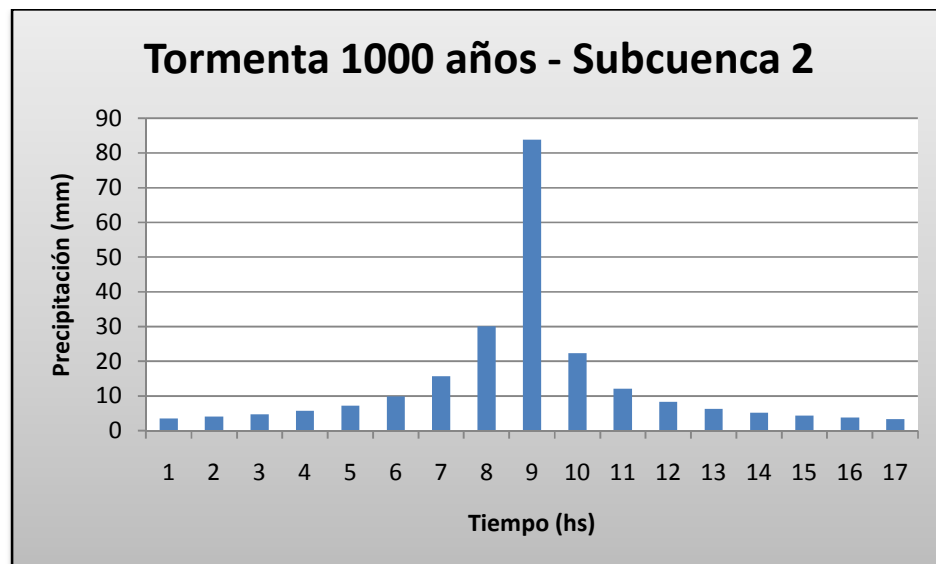
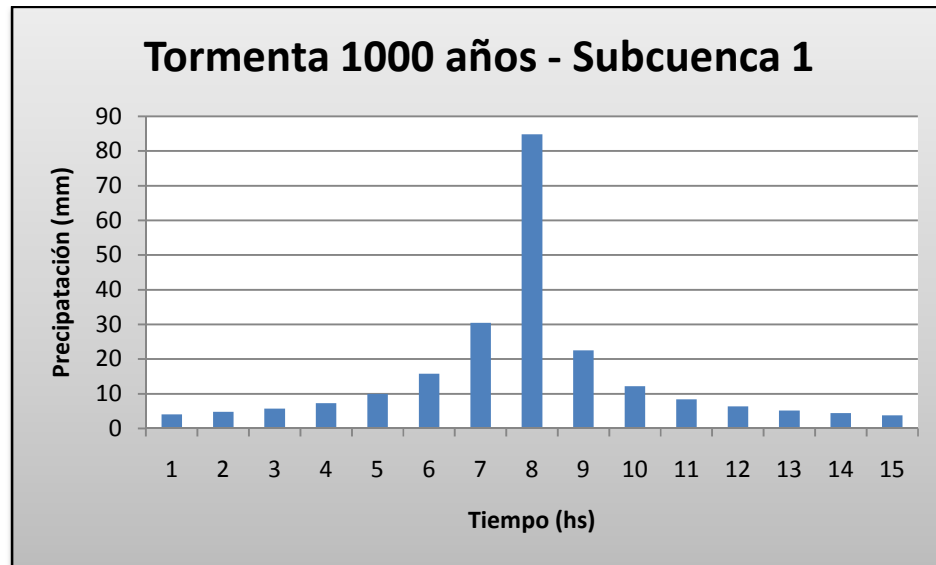
Impulsión 2.2 m ³ /s - Fundición revestida 1000 mm				
Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Cruce de curso de agua (pequeña dimensión)	12	---	2000000	24000000
Tubería Fundición revestida con cemento ø1000 colocada	117000	m	1300	152100000
Cruce de curso de agua (gran dimensión)	3	---	5000000	15000000
Servidumbre	117000	m	50	5850000
Estación de bombeo	4	---	20000000	80000000
Mantenimiento EB hasta año 2040	4	---	15000000	60000000
Operación EB hasta año 2040	4	---	9000000	36000000
Consumo energético	4	---	28437840	113751360
Leyes sociales (15%)	---	---	---	41542500
Implantación, replanteo, varios (25%)	---	---	---	69237500
Total				597481360

Impulsión 2.2 m ³ /s - Fundición revestida 1100 mm				
Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Cruce de curso de agua (pequeña dimensión)	12	---	2000000	24000000
Tubería Fundición revestida con cemento ø1100 colocada	117000	m	1550	181350000
Cruce de curso de agua (gran dimensión)	3	---	5000000	15000000
Servidumbre	117000	m	50	5850000
Estación de bombeo	2	---	20000000	40000000
Mantenimiento EB hasta año 2040	2	---	15000000	30000000
Operación EB hasta año 2040	2	---	9000000	18000000
Consumo energético	2	---	28437840	56875680
Leyes sociales (15%)	---	---	---	39930000
Implantación, replanteo, varios (25%)	---	---	---	66550000
Total				477555680

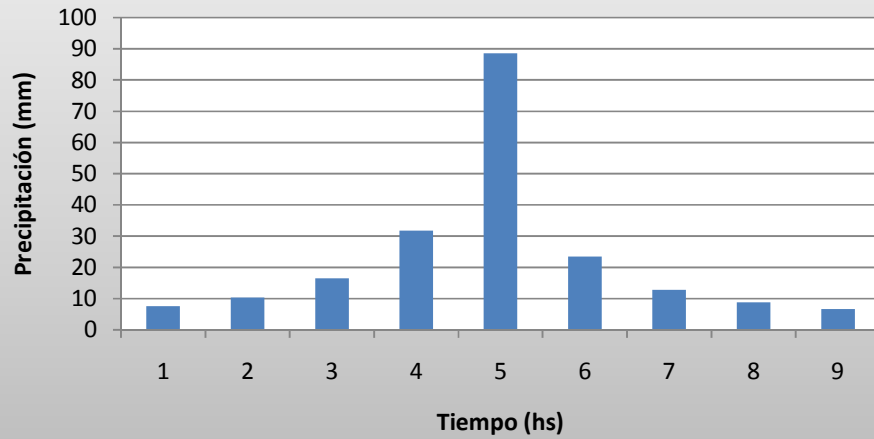
Impulsión 8.9 m³/s - Fundición revestida 2000 mm				
Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Cruce de curso de agua (pequeña dimensión)	12	---	2000000	24000000
Tubería Fundición revestida con cemento ø2000 colocada	117000	m	3800	444600000
Cruce de curso de agua (gran dimensión)	3	---	5000000	15000000
Servidumbre	117000	m	50	5850000
Estación de bombeo	3	---	45000000	135000000
Mantenimiento EB hasta año 2040	3	---	33750000	101250000
Operación EB hasta año 2040	3	---	12000000	36000000
Consumo energético	3	---	47860950	143582850
Leyes sociales (15%)	---	---	---	93667500
Implantación, replanteo, varios (25%)	---	---	---	156112500
Total				1155062850

Impulsión 8.9 m³/s - Fundición revestida 2100 mm				
Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Cruce de curso de agua (pequeña dimensión)	12	---	2000000	24000000
Tubería Fundición revestida con cemento ø2100 colocada	117000	m	4050	473850000
Cruce de curso de agua (gran dimensión)	3	---	5000000	15000000
Servidumbre	117000	m	50	5850000
Estación de bombeo	2	---	45000000	90000000
Mantenimiento EB hasta año 2040	2	---	33750000	67500000
Operación EB hasta año 2040	2	---	12000000	24000000
Consumo energético	2	---	47860950	95721900
Leyes sociales (15%)	---	---	---	91305000
Implantación, replanteo, varios (25%)	---	---	---	152175000
Total				1039401900

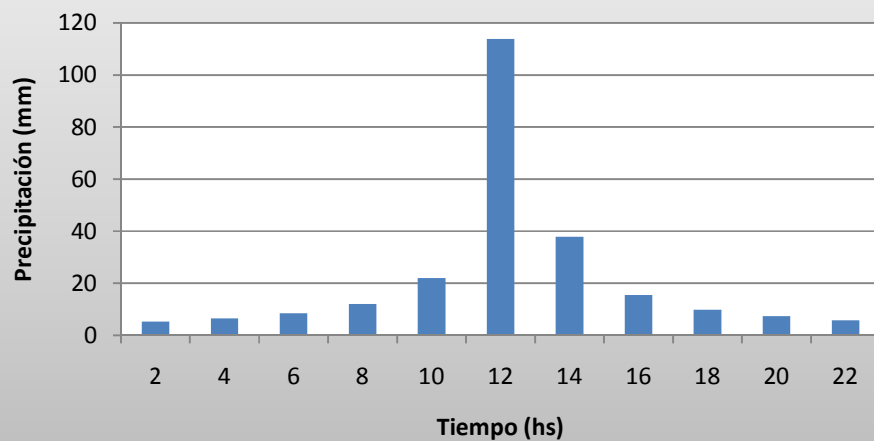
Anexo C: Tormentas utilizadas en el modelo de HEC-HMS



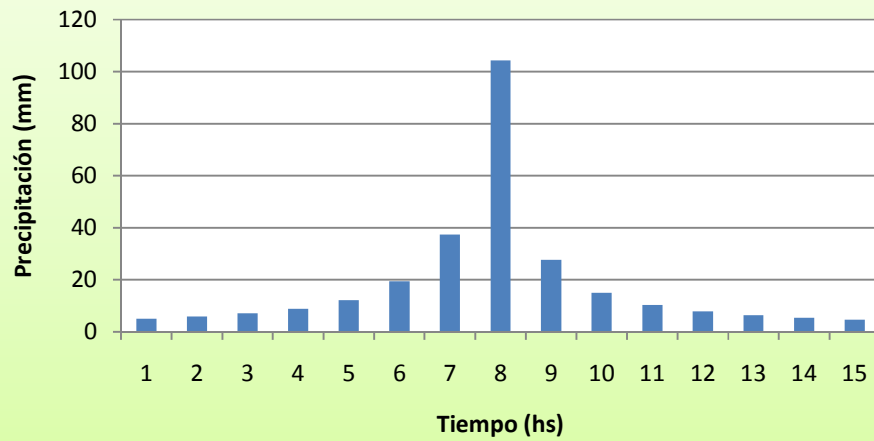
Tormenta 1000 años - Subcuenca 3



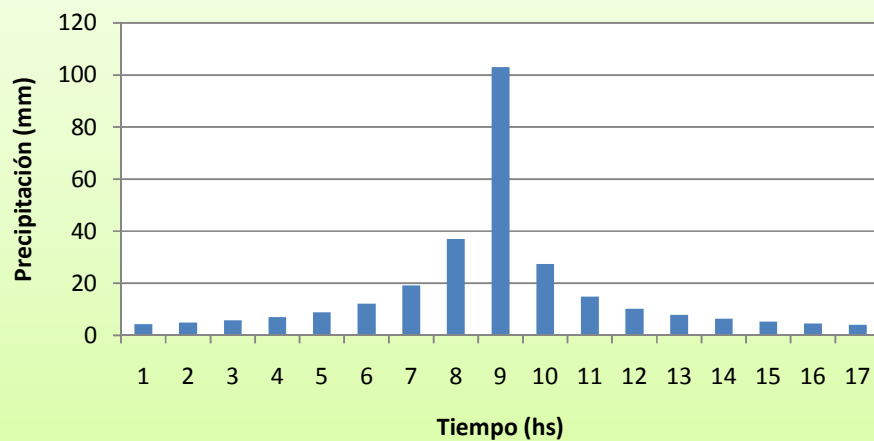
Tormenta 1000 años - Cuenca total



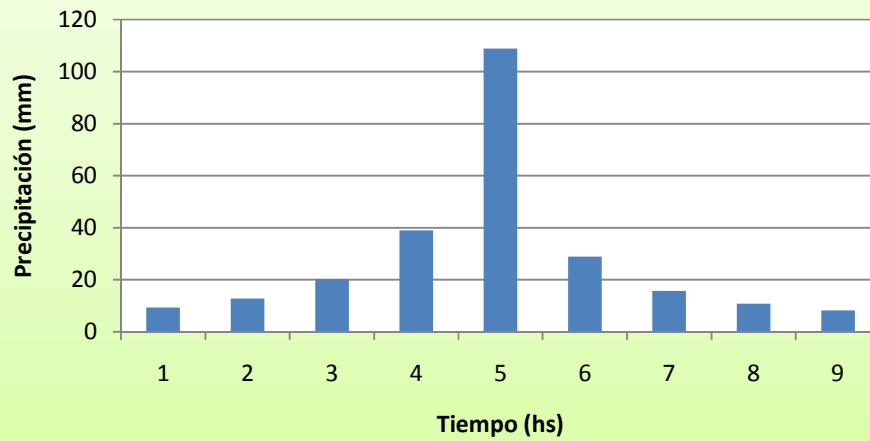
Tormenta 10000 años - Subcuenca 1



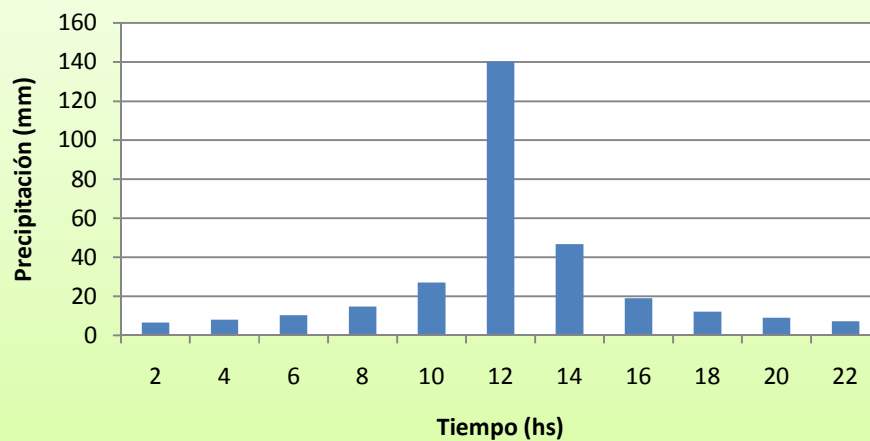
Tormenta 10000 años - Subcuenca 2



Tormenta 10000 años - Subcuenca 3



Tormenta 10000 años - Cuenca total



Anexo D: Resultados del modelo hidrológico con HEC-HMS

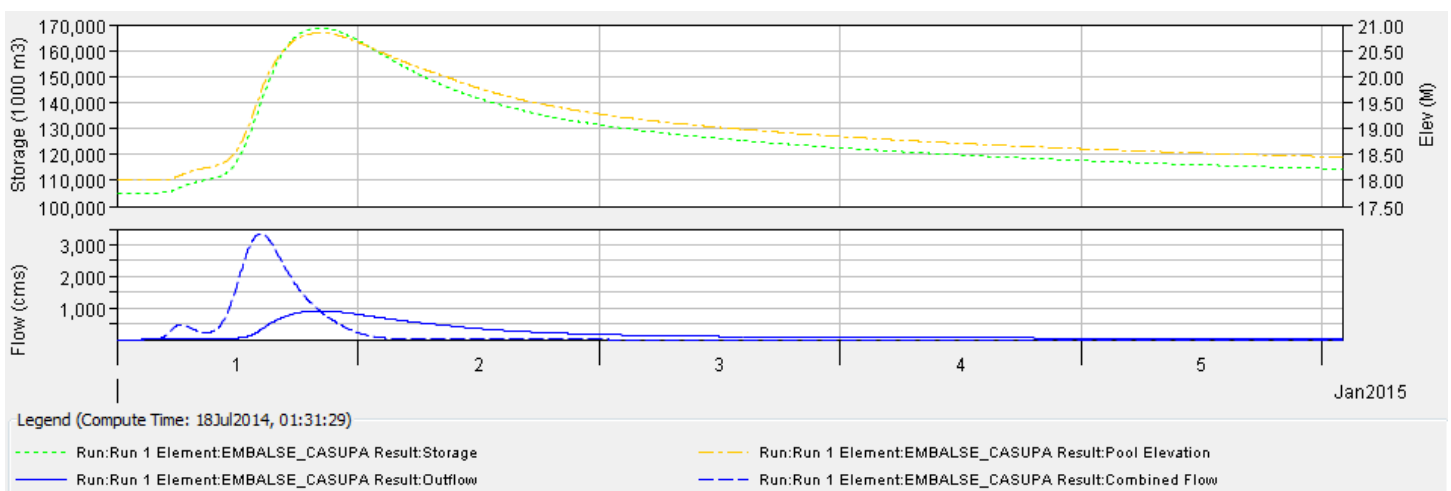
Considerando 3 Subcuencas

Los resultados obtenidos mediante el programa Hec-Hms, para distintas condiciones de período de retorno, humedad antecedente y vertederos, muestran gráficos de variación temporal en el embalse de los siguientes parámetros: Almacenamiento, Nivel alcanzado sobre el fondo a cota 0, caudal de entrada al embalse (punteada) y de salida (continua). Donde se puede observar el importante efecto de laminación del embalse.

Tr 1.000 años

Condición media

Dos **vertederos, de 50 y 100 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



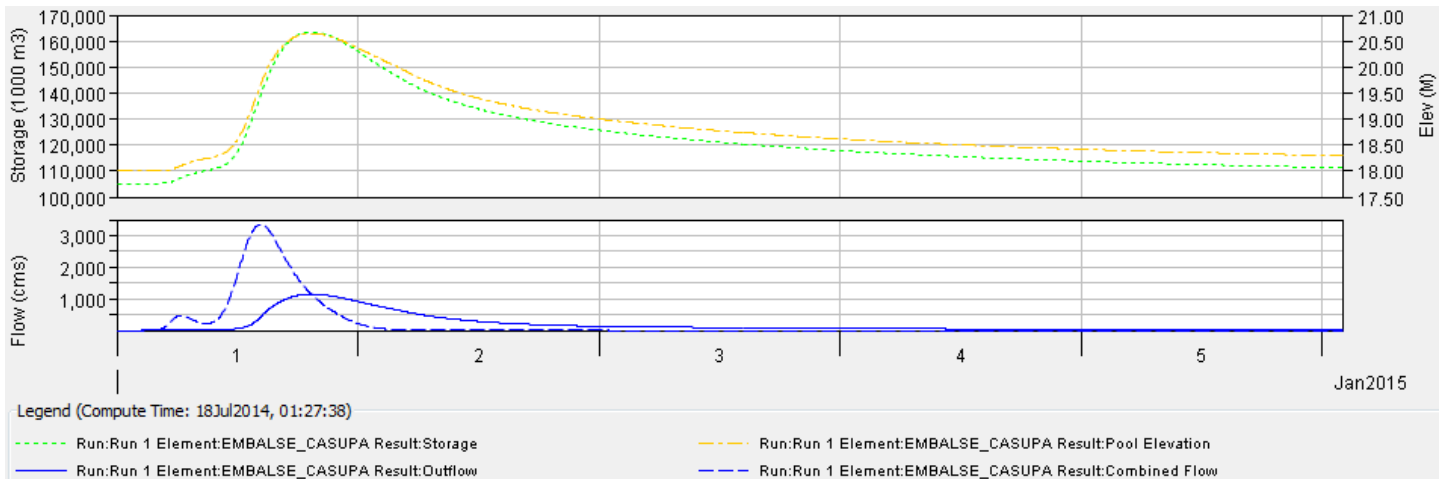
Caudal pico entrada embalse = $3346 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal pico salida embalse = $904 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 2.8 m

Área inundada = 26.3 km^2

Dos **vertederos**, de **70 y 150 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



Caudal pico entrada embalse = $3347 \text{ m}^3/\text{s}$

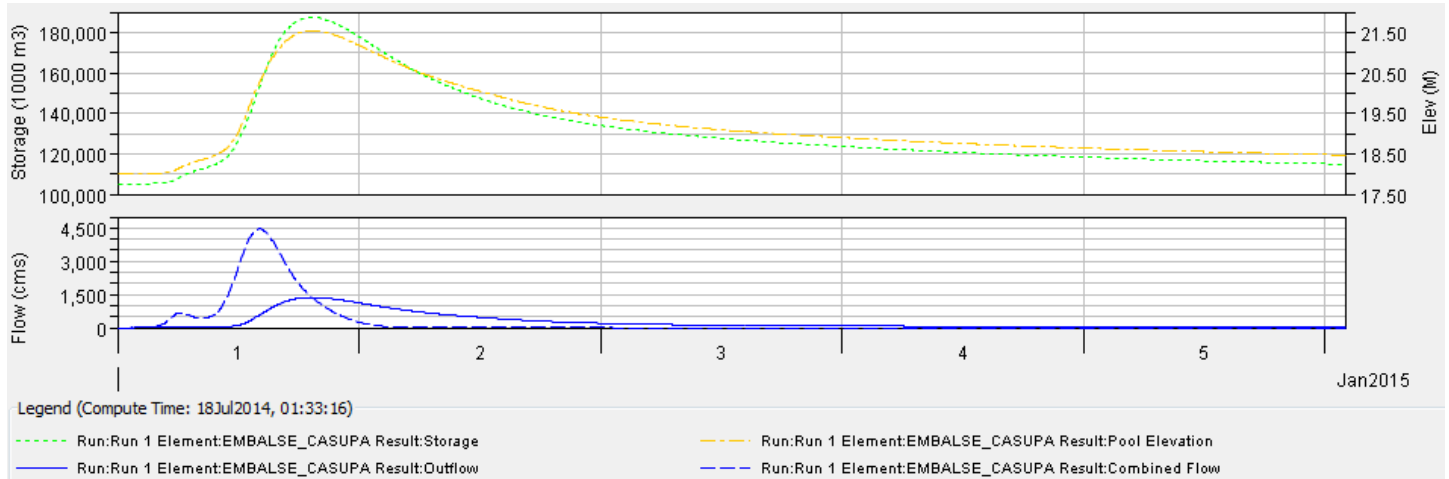
Caudal pico salida embalse = $1146 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 2.6 m

Área inundada = 25.6 km^2

Condición húmeda

Dos **vertederos, de 50 y 100 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



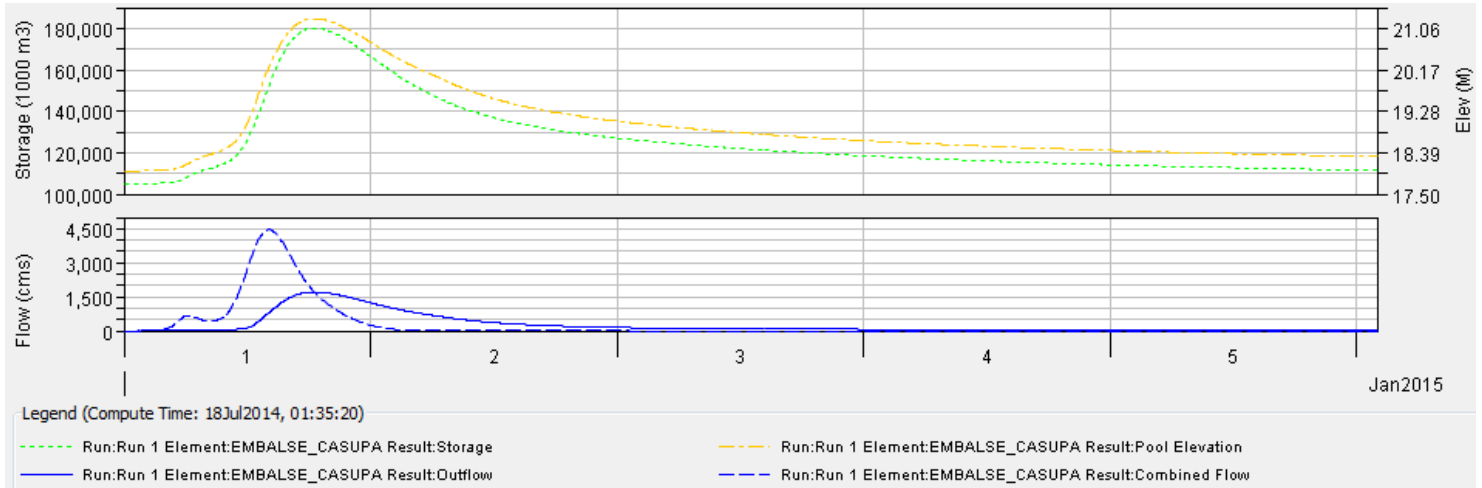
Caudal pico entrada embalse = $4461 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal pico salida embalse = $1361 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.5 m

Área inundada = 28.5 km^2

Dos **vertederos**, de **70 y 150 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



Caudal pico entrada embalse = $4461 \text{ m}^3/\text{s}$

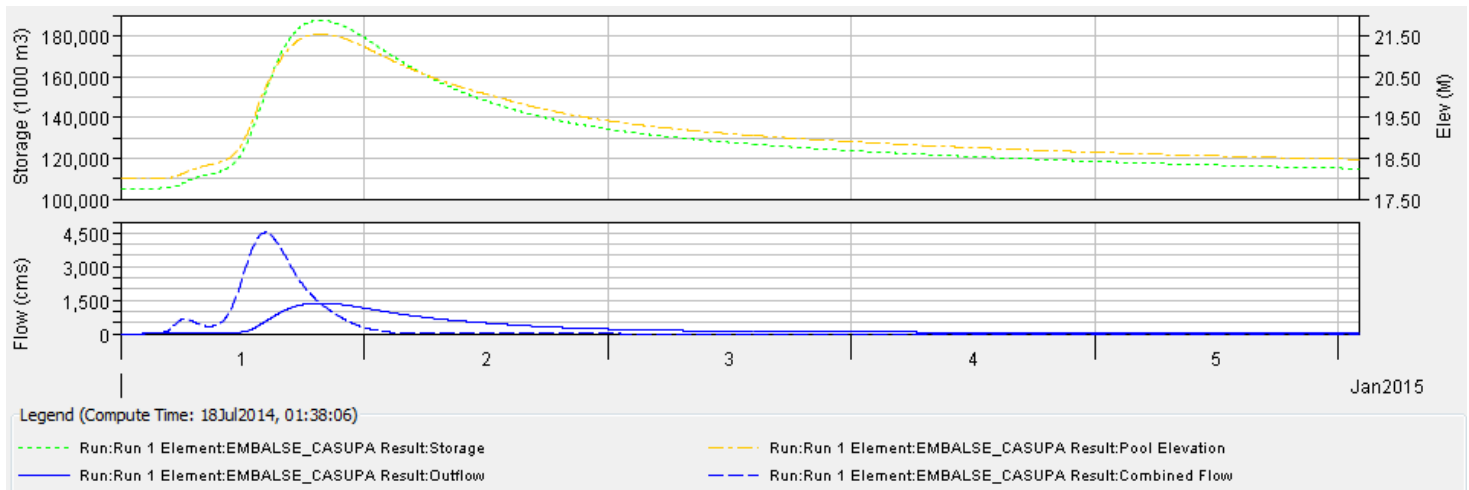
Caudal pico salida embalse = $1711 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.3 m

Área inundada = 27.8 km^2

Tr 10.000 años
Condición media

Dos **vertederos**, de **50 y 100 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



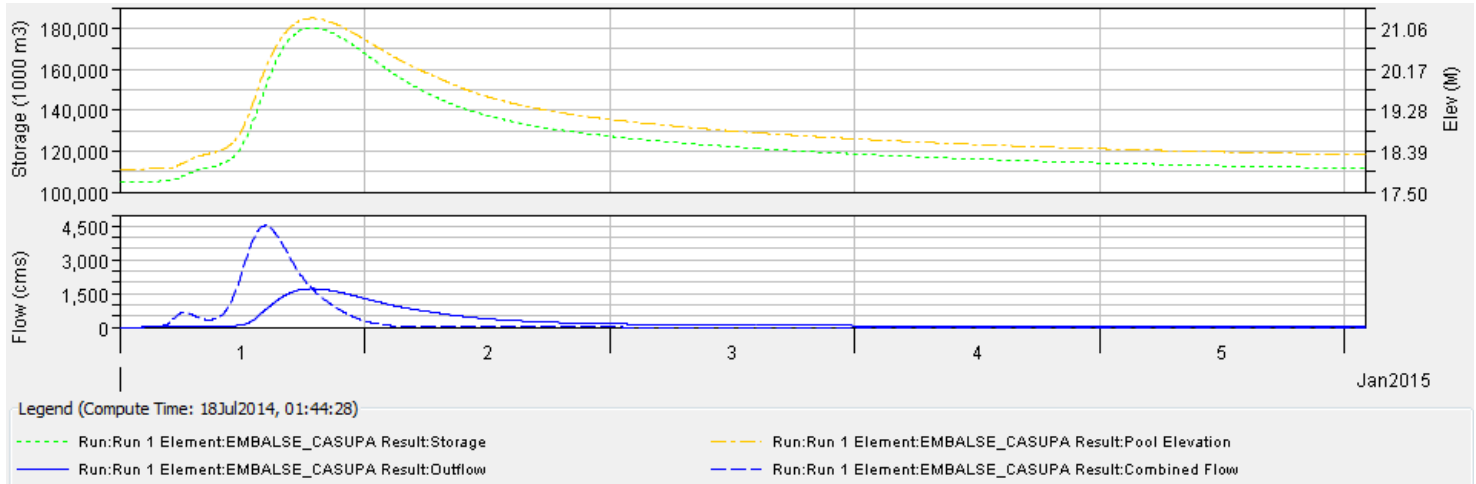
Caudal pico entrada embalse = $4523 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal pico salida embalse = $1365 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.5 m

Área inundada = 28.5 km^2

Dos **vertederos**, de **70 y 150 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



Caudal pico entrada embalse = $4523 \text{ m}^3/\text{s}$

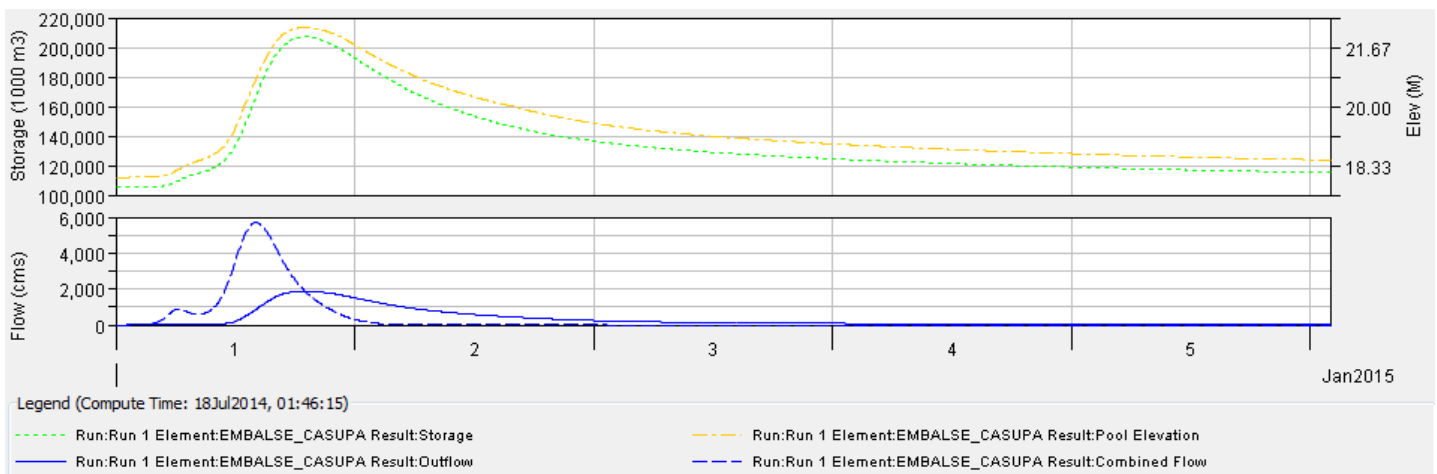
Caudal pico salida embalse = $1714 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.3 m

Área inundada = 27.8 km^2

Condición húmeda

Dos **vertederos, de 50 y 100 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



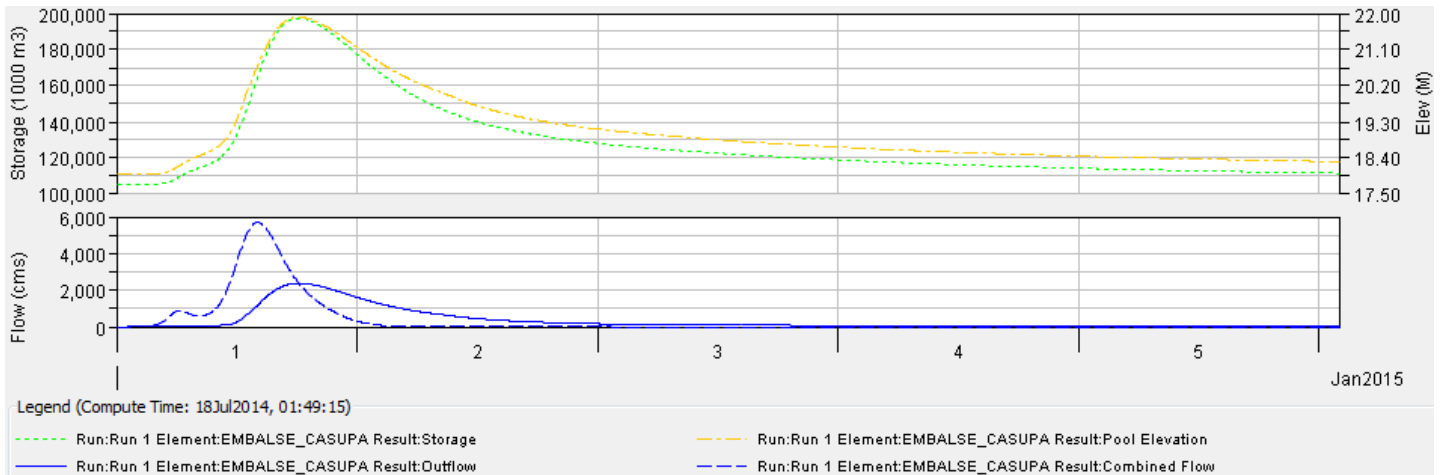
Caudal pico entrada embalse = 5699 m³/s

Caudal pico salida embalse = 1876 m³/s

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 4.2 m

Área inundada = 30.4 km²

Dos **vertederos**, de **70 y 150 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



Caudal pico entrada embalse = 5699 m³/s

Caudal pico salida embalse = 2377 m³/s

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.9 m

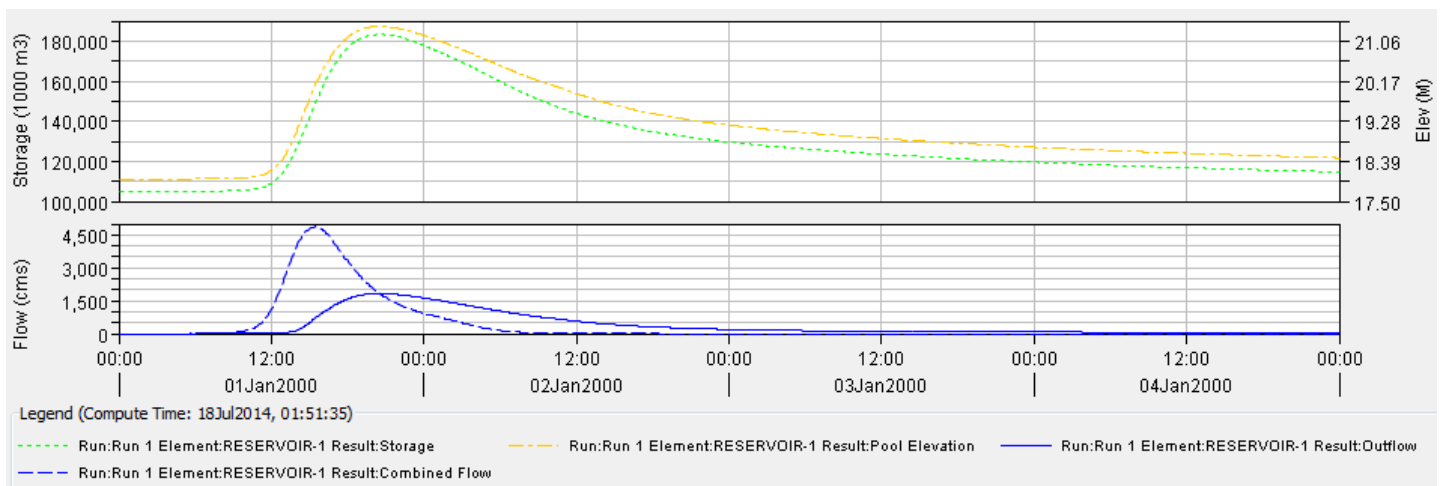
Área inundada = 29.7 km²

Cuenca única

Tr 10.000 años

Condición media

Dos **vertederos**, de **70 y 150 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



Caudal pico entrada embalse = $4864 \text{ m}^3/\text{s}$

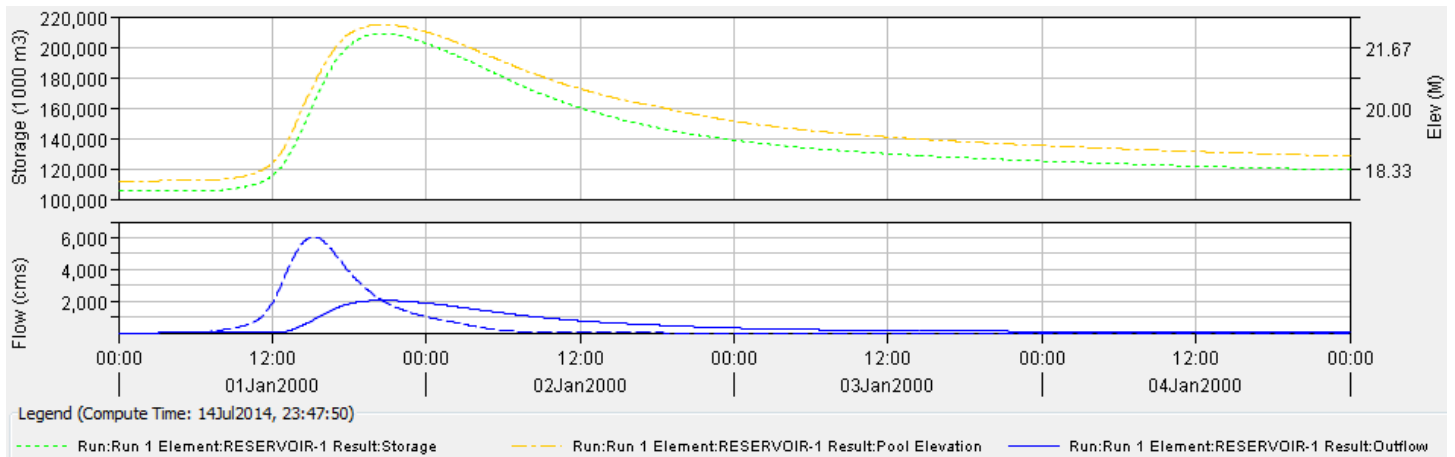
Caudal pico salida embalse = $1828 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.4 m

Área inundada = 28.1 km^2

Condición húmeda

Dos **vertederos, de 70 y 150 m**, ubicados a 18m del fondo (nivel de vertido) y 19m respectivamente.



Caudal pico entrada embalse = $6041 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal pico salida embalse = $2487 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 4.0 m

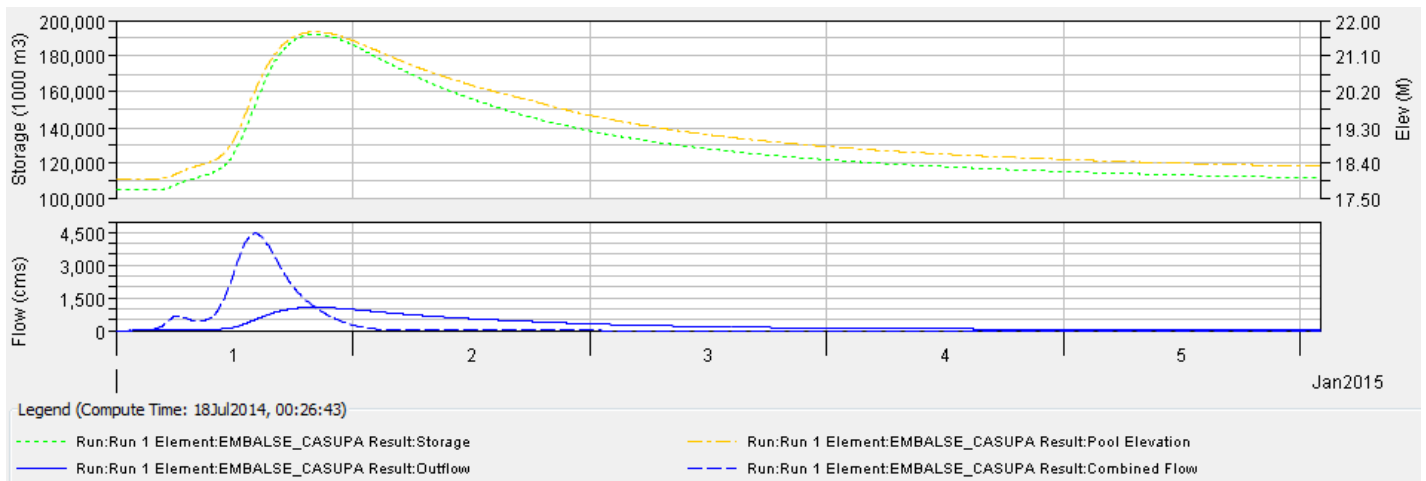
Área inundada = 30.0 km^2

Vertedero único

Tr 1000 años

Condición húmeda

Un **vertedero, de 80 m**, ubicado a 18m del fondo (nivel de vertido).



Caudal pico entrada embalse = $4461 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal pico salida embalse = $1059 \text{ m}^3/\text{s}$

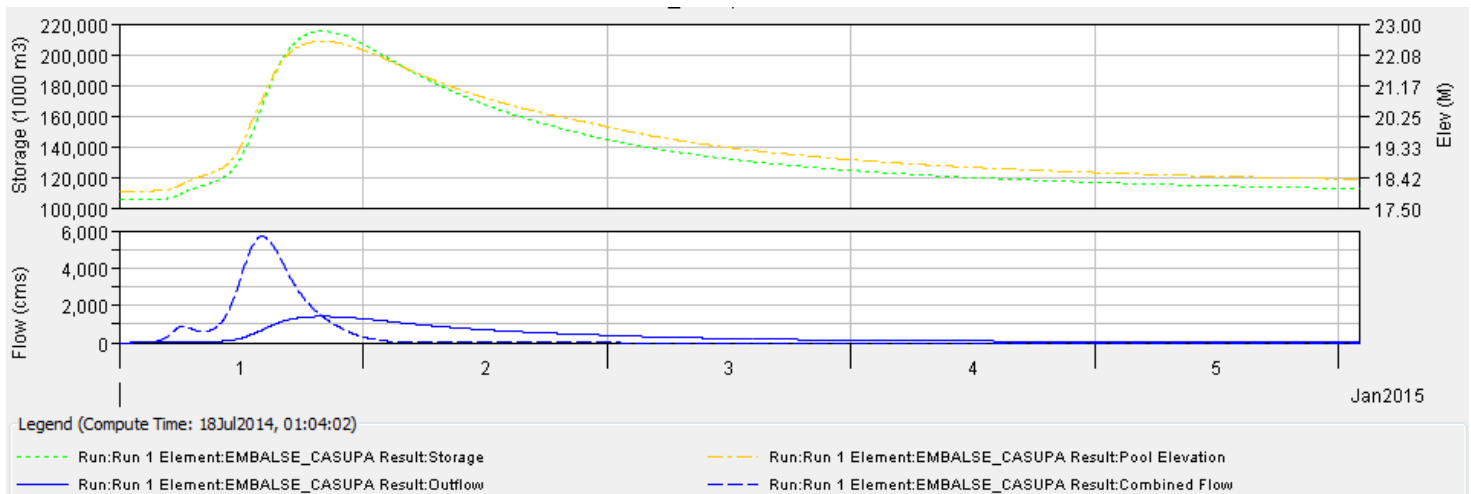
Altura de agua sobre el nivel de vertido = 3.7 m

Área inundada = 28.8 km^2

Tr 10000 años

Condición húmeda

Un **vertedero, de 80 m**, ubicado a 18m del fondo (nivel de vertido).



Caudal pico entrada embalse = $5699 \text{ m}^3/\text{s}$

Caudal pico salida embalse = $1403 \text{ m}^3/\text{s}$

Altura de agua sobre el nivel de vertido = 4.5 m

Área inundada = 31.1 km^2

Tabla comparativa de resultados

	3 Subcuencas										Cuenca única	
	Tr 1000 años					Tr 10000 años					Tr 10000 años	
	Condición media		Condición húmeda			Condición media		Condición húmeda			Condición media	Condición húmeda
	Vertederos 50 y 100m	Vertederos 70 y 150m	Vertederos 50 y 100m	Vertederos 70 y 150m	Vertedero 80m	Vertederos 50 y 100m	Vertederos 70 y 150m	Vertederos 50 y 100m	Vertederos 70 y 150m	Vertedero 80m	Vertederos 70 y 150m	Vertederos 70 y 150m
Caudal pico entrada (m ³ /s)	3346	3346	4461	4461	4461	4523	4523	5699	5699	5699	4864	6041
Caudal pico salida (m ³ /s)	904	1146	1361	1711	1059	1365	1714	1876	2377	1403	1828	2487
Altura sobre nivel de vertido (m)	2.8	2.6	3.5	3.3	3.7	3.5	3.3	4.2	3.9	4.5	3.4	4
Área inundada (km ²)	26.3	25.6	28.5	27.8	28.8	28.5	27.8	30.4	29.7	31.1	28.1	30.0

Comparación de resultados del modelo hidrológico de eventos extremos

Anexo E: Alternativa de disipación de energía- Cuenco amortiguador

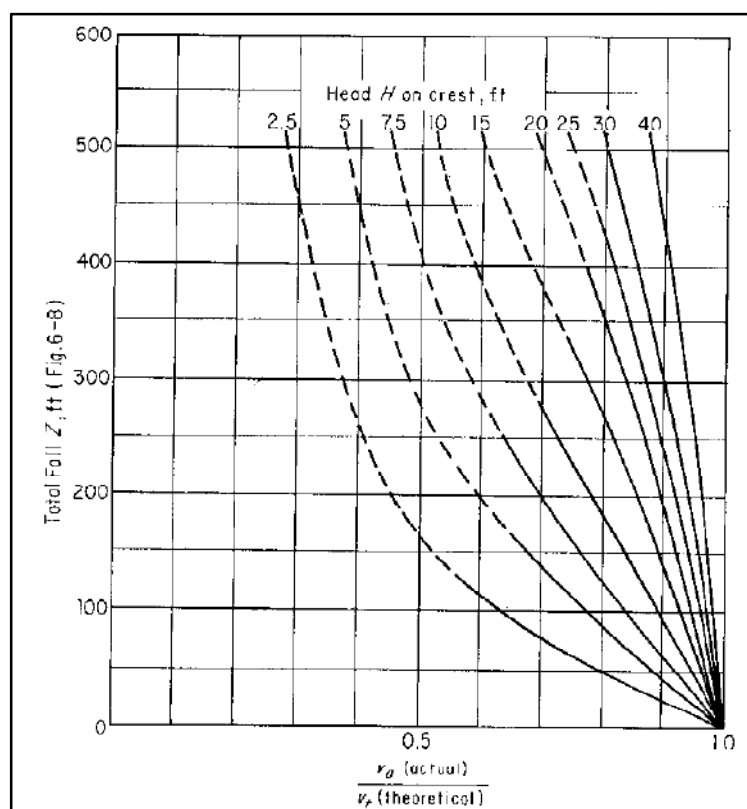
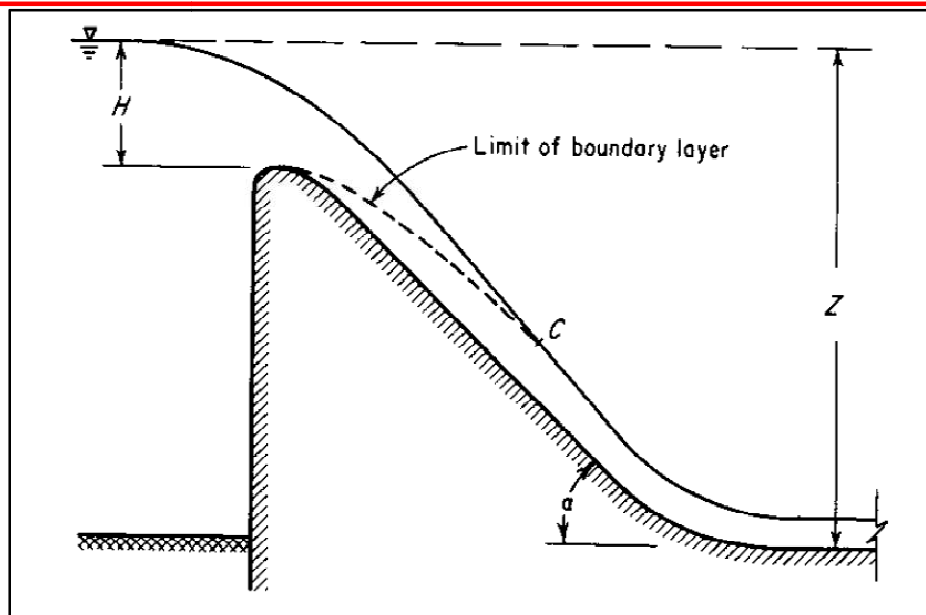
Estructura de disipación de energía - Cuenco amortiguador

Para el diseño estructura de disipación de energía se consideran las siguientes secciones:

Sección	Ubicación
0	Sobre cresta del vertedero
1	Final del vertedero Creager
2	Final cuenco-despues de resalto
3	Luego de escalón
4	Sección natural aa-tirante normal

Se parte de las dimensiones del vertedero central. El mismo tiene 85.8m de largo. Se realiza el diseño para el máximo caudal erogado en la avenida de proyecto, el mismo es $1059 \text{ m}^3/\text{s}$. Luego el caudal unitario $q = 13.0 \text{ m}^3/\text{s/m}$. A partir de la ley de descarga del vertedero, se obtiene la altura sobre la cresta $H_D = 3.26\text{m}$.

Para el cálculo de la velocidad en el pie del vertedero se utiliza la gráfica de Bradley y Peterka, en función de las dimensiones mostradas en la siguiente figura.



0-1 Gráfica de Bradley y Peterka

Para este caso se tiene, para la sección 1, aplicando $V_t = \sqrt{2g(Z - H/2)}$:

Z (pies)	71.08
H (pies)	10.68
V_t (pies/s)	35.90
Vel real/ V_t	0.92
V_1 (m/s)	10.07

Luego, el tirante en la sección 1 (d_1) se obtiene mediante $d_1 = \frac{q}{V_1} = 1.29 \text{ m}$

Se determina el número de Froude en la sección 1 para seleccionar el tipo de estructura de dissipación: $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gd_1}} = 2.83$

Con respecto al número de Froude, según el Bureau of Reclamation, de $Fr = 2.5$ a $Fr = 4.5$ se tiene un resalto inestable o sea que puede propagarse hacia aguas abajo, mientras que en el rango 4.5 a 9.0 el mismo es estable. Se elige trabajar con $Fr = 2.83$ por las siguientes razones:

- Para modificar el Froude, y obtener un resalto estable, se debe aumentar el ancho en el cuenco, lo que implica un aumento de costos.
- Hay un diseño de cuenco propuesto por el Bureau para Fr entre 2.5 y 4.5.
- Frente a un eventual corrimiento del resalto se cuenta con fondo rocoso de buena calidad, por lo que no hay problemas de erosión.

Se selecciona por tanto un estanque tipo I según recomendación del Bureau of Reclamation. A continuación se presentan las dimensiones y los ábacos a utilizar:

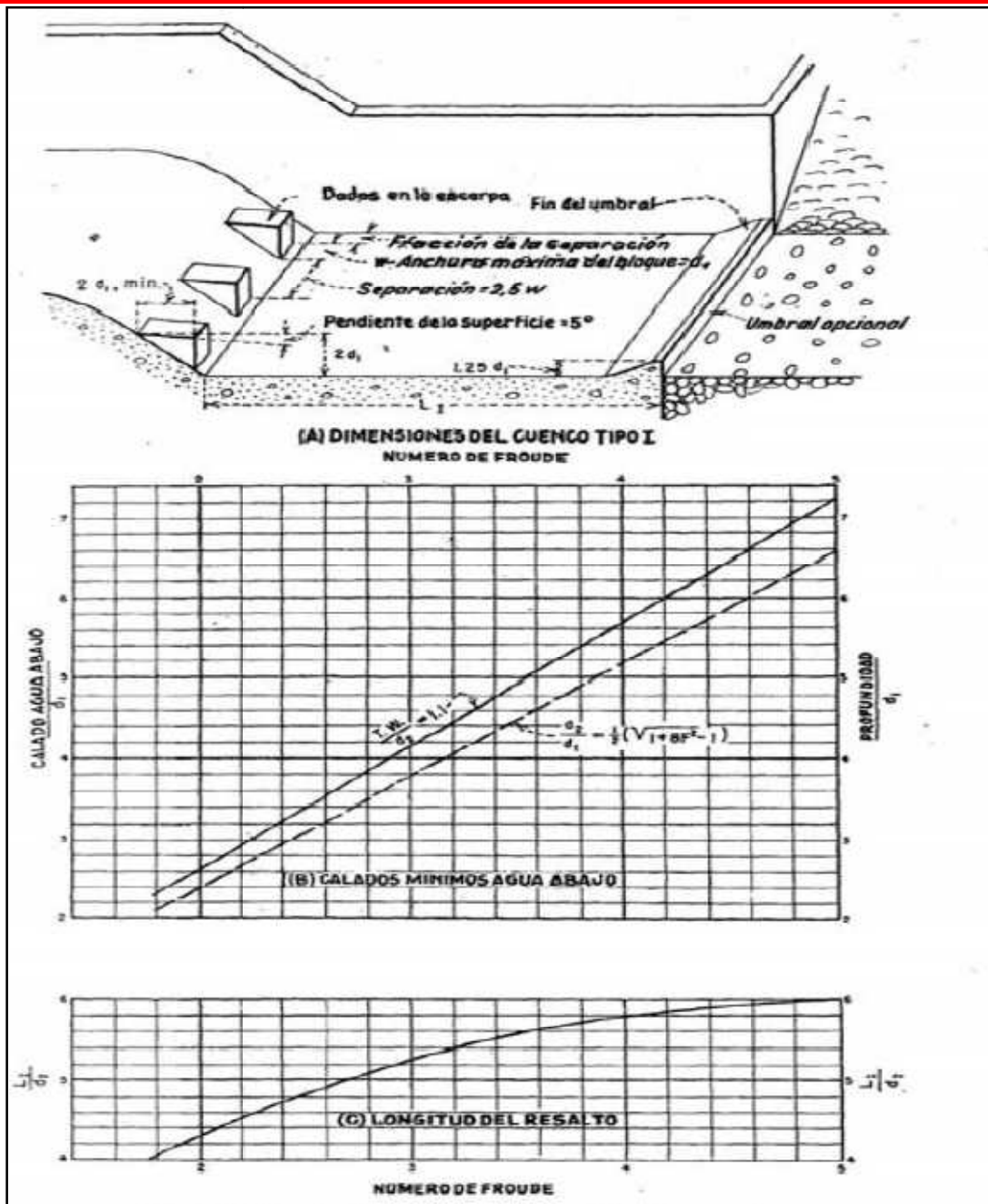


Gráfico 0-2 Ábacos para el dimensionamiento del cuenco

Se sigue el siguiente procedimiento de cálculo para determinar las dimensiones del cuenco¹:

Del ábaco se obtiene: Para la intersección de $Fr_1 = 2.83$ con la recta $\frac{TA}{d_2} = 1.1$, se obtiene:

$$\frac{TA}{d_1} = 3.9.$$

Por tanto $d_2 = 4.57$ m.

Se realiza la verificación para el tirante de agua (TA) mínimo. Se recomienda que los tirantes de agua en el estanque deben ser 10% mayores al tirante conjugado: Para $Fr_1 = 2.83$, $TA_{min}/d_1 = 3.55$, $TA_{min} = 3.55 \cdot 1.29 = 4.58$ m. Por tanto se debe utilizar $TA = TA_{min} + 0.1d_2 = 5.04$ m

La dimensión L_1 se determina con el otro ábaco, para este caso:

$$\frac{L_1}{d_2} = 5.05, L_1 = 23.08 \text{ m}.$$

Transición hacia el arroyo aguas abajo

Se considera la siguiente sección del arroyo, lo suficiente aguas abajo de la presa como para considerar tirante normal.

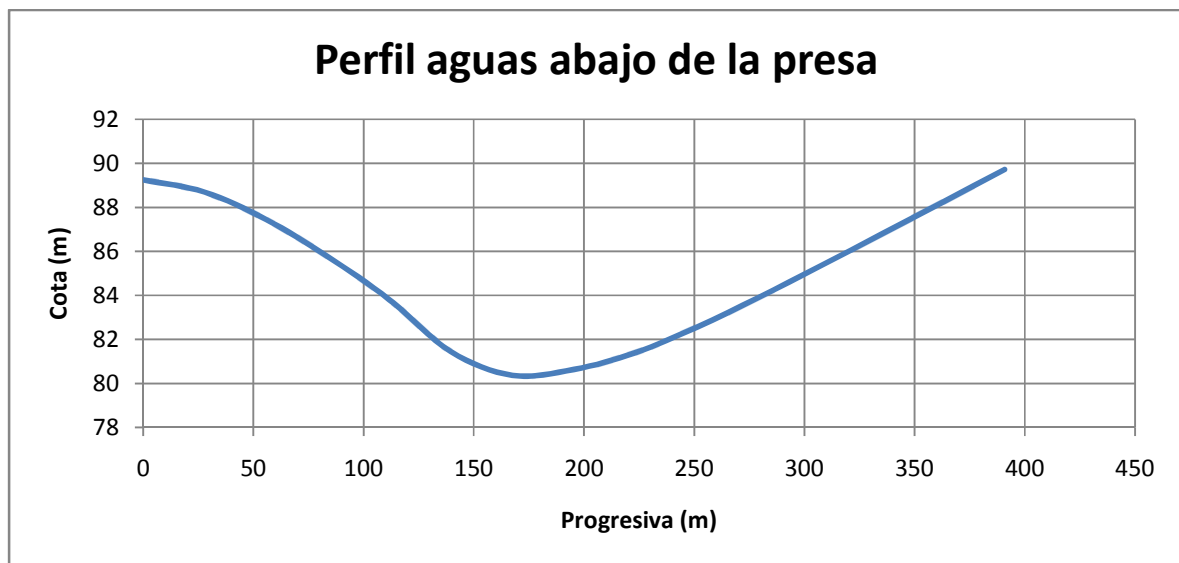


Gráfico 0-3 Perfil aguas abajo de la presa

¹ Design of Small dams – Bureau of Reclamation, Hydraulic design handbook – Larry W Mays

Mediante la utilización software HEC-RAS, se calcula el tirante normal con los siguientes datos:

n	0.03
So (m/m)	0.001
Q (m ³ /s)	1059

El resultado es:

d4 (m)	3.71
V4 (m/s)	3.6
Área4 (m ²)	294

Luego se plantea conservación de la energía entre las secciones 3 y 4:

$$E3 = d3 + \frac{Q^2}{2g(Bd_3)^2} = E4 = d4 + \frac{Q^2}{2g(\text{Área4})^2}, \text{ donde se obtiene } d_3 = 3.8\text{m}$$

Posteriormente se plantea conservación de la energía entre las secciones 2 y 3:

$$E2 = TA + \frac{Q^2}{2g(B.TA)^2} - h_{\text{escalón}} = E3 = d3 + \frac{Q^2}{2g(Bd_3)^2}, \text{ donde se obtiene } h_{\text{escalón}} = 0.98\text{m}.$$

Comparación de costos entre las alternativas de disipación de energía

Cuenca amortiguador

Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Hormigón buena terminación	592	m ³	850	503217
Excavación en roca	3689.4	m ³	220	811668
IVA (22%)				289275
SUBTOTAL (U\$S)				1604160
MONTO IMPONIBLE				236679
TOTAL (U\$S)				1840839

Trampolín dentado

Rubro	Cantidad	Unidad	Precio Unitario U\$S	Precio Total U\$S
Hormigón buena terminación	116	m ³	850	98455.5
Excavación en roca	5045.04	m ³	220	1109908.8
IVA (22%)				265840
SUBTOTAL (U\$S)				1474204
MONTO IMPONIBLE				217506
TOTAL (U\$S)				1691710

La diferencia entre los costos no es significativa debido al costo de excavación que implica el trampolín dentado.



Anexo F: Catálogo compuerta Fontaine Series 20



Designed to be adapted to all applications
Maximum leakage rate is less than half of the AWWA allowable
Low-maintenance gates

General Description

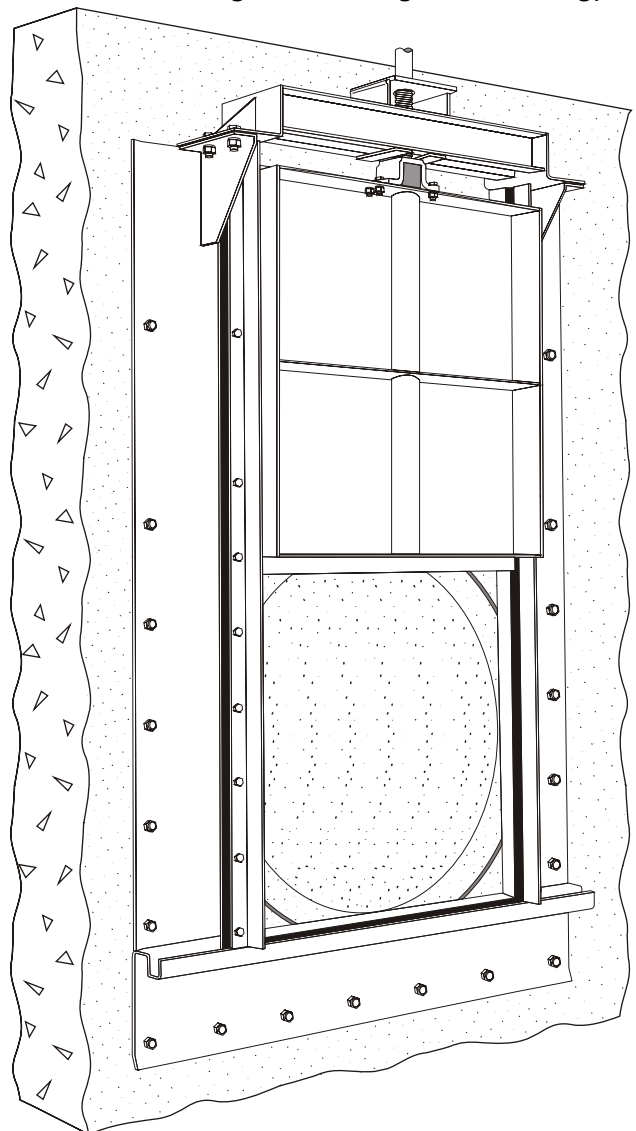
Fontaine's SERIES 20 Sluice Gate is a highly versatile flow control gate with various types of mountings. Adaptable to different applications, the Series 20 can be designed to withstand seating and unseating heads of up to 60 feet (18 m). When required, the SERIES 20 can be designed for higher water heads. The seal design keeps the allowable leakage rate to 0.05 U.S. gpm per foot (0.60 l/min per meter) of seating perimeter for seating head conditions. The unseating head leakage is 0.1 U.S. gpm (1.25 l/min per meter) per foot of perimeter up to 20 feet (6 m). Over 20 feet (6m) of unseating head, the leakage is corrected at a rate of 0.0025 U.S. gpm (0.03 l/min per meter) per foot of perimeter for each additional foot (meter) over 20 feet (6 m). The leakage rate is 50 % of the maximum allowable leakage recommended by AWWA. It is available in sizes from 6" (152 mm) up to 120" (3048 mm). For larger sizes, please contact a Fontaine representative. The design is suitable for square, rectangular or round applications.

Stainless Steel Construction

Because of its stainless steel construction, the SERIES 20 has high corrosion and erosion resistance, and can be operated for many years with a minimum maintenance. Stainless steel provides virtually limitless design flexibility. The result is a lighter weight and easier-to-install gate.

AWWA Standards

SERIES 20 Sluice Gates are built to meet or exceed AWWA C561 latest revision standards pertaining to design safety factors, stem and stem guides positioning, manual lifting devices, leakage, etc. As specified in the AWWA standard, all Fontaine SERIES 20 water gates are tested for leakage and operation before shipping.





SERIES 20

FLOW CONTROL SLUICE GATES

No.	Part	Material
1	Frame	Stainless steel ASTM A-240 Type 304L or 316L
2	Guides and Side seals	Ultra high molecular weight polyethylene (UHMWPE) ASTM D-4020
3	Compression cord	Nitrile ASTM D-2000 M6BG 708, A14, B14, E014, E034
4	Bottom seal	Neoprene ASTM D-2000 Grade 2 BC-510
5	Slide	Stainless steel ASTM A-240 Type 304L or 316L
6	Top seal	Ultra high molecular weight polyethylene (UHMWPE) ASTM D-4020
7	Yoke	Stainless steel ASTM A-240 Type 304L or 316L

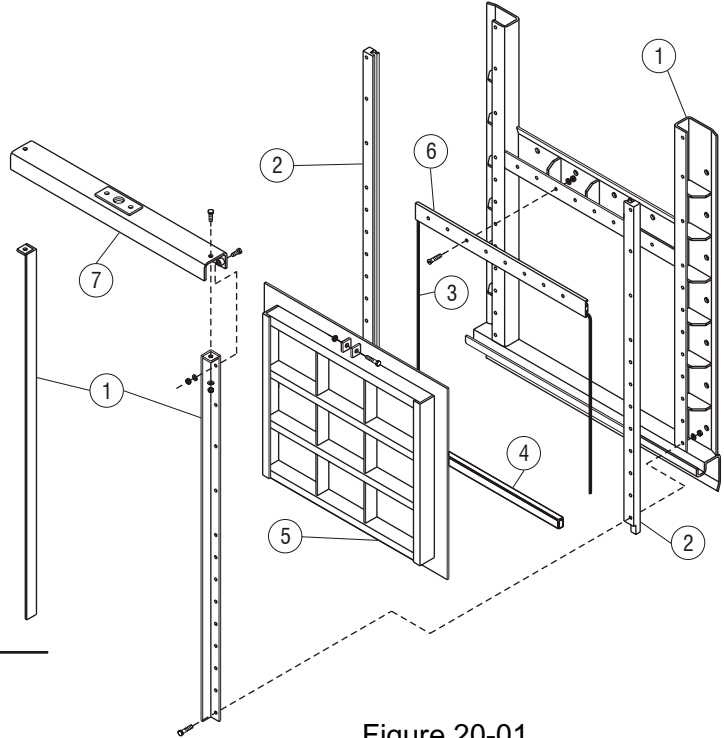


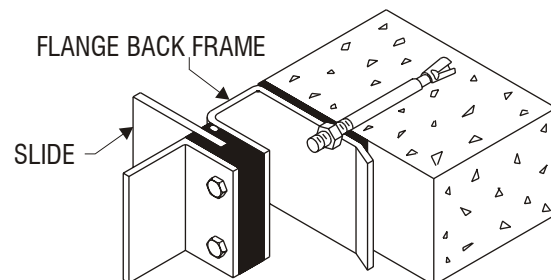
Figure 20-01
Exploded view of a Series 20 Model 203

Flange Back Frame

The stainless steel frame on the SERIES 20 is a flange back type (Detail 20-01) available in open or self-contained configurations, providing a solid one-piece gate. The rigidity provided by the flange back frame makes it easier to handle in transportation and installation with less risk of distortion. The seal bolting is completely separated from the flange anchoring, allowing the flange to be modified to better suit all particular applications. This feature also allows the gate to be completely factory assembled as well as tested for operation and leakage before being shipped. It also eliminates any on-site assembly and adjustments.

Reinforced Slide

The slide is a stainless steel plate reinforced with members welded to the plate, making it a solid single piece.



Detail 20-01
Flange back frame

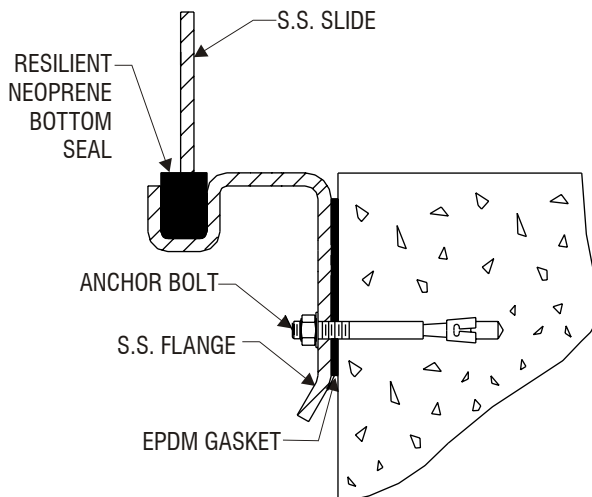
**SERIES 20****FLOW CONTROL SLUICE GATES**

Following Details 20-02 through 20-05 refer to figures 20-08, 09 , 10 on pages 6, 7 and 8.

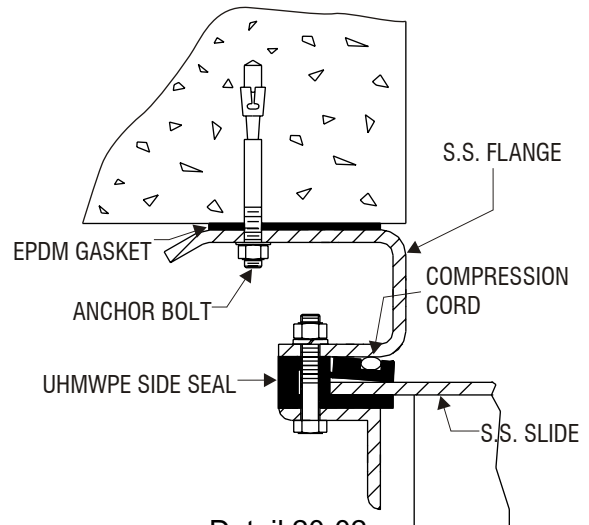
UHMWPE Seals (U.S. and Canadian Patents)

The side and top seals (Detail 20-02, 03) of the SERIES 20 are made of a self-lubricating ultra high molecular weight polyethylene (UHMWPE), allowing no metal-to-metal contact. With a friction coefficient of 0.2, the seals make the gate easier to open even when not operated for a long period of time. The self-adjusting feature is obtained by a continuous compression cord that ensures a tight seal between the slide and the frame in both seating and unseating conditions. The continuous wedging action of the compression cord on the slide enables the SERIES 20 Sluice Gate to control flow by allowing water only through the open portion of the gate.

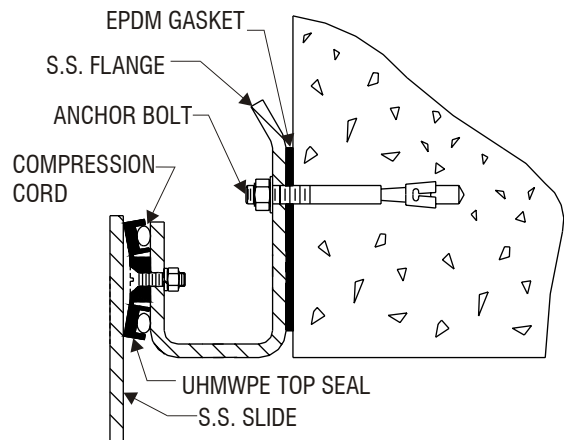
The flush-bottom seal (Detail 20-04, 05), made of resilient neoprene, leaves the opening unobstructed when the slide is in the open position.



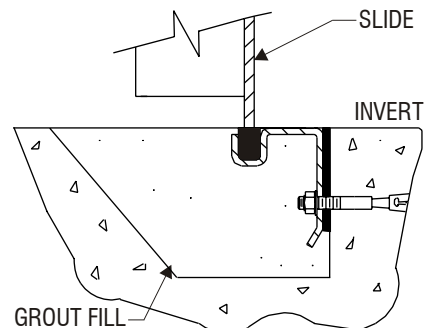
Detail 20-04
Section "C-C" of the flush-bottom frame



Detail 20-02
Section "A-A" of the side frame



Detail 20-03
Section "B-B" of the top frame



Detail 20-05
Flush-bottom frame installed in a concrete box out

Mountings

The Series 20 can be mounted in almost any application. Figures 20-02 through 20-07 show the different mountings (for more mounting details, refer to “Mountings” in the Introduction section):

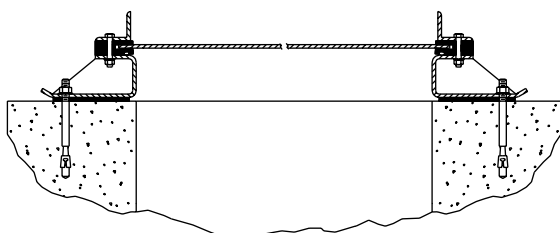


Figure 20-02
Directly mounted on a concrete wall
(CW)

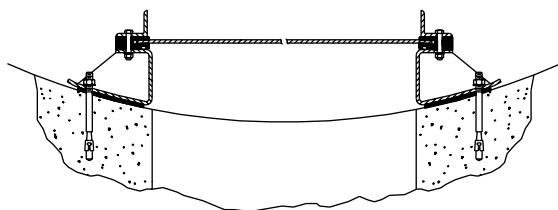


Figure 20-04
Inside a round manhole
(RM)

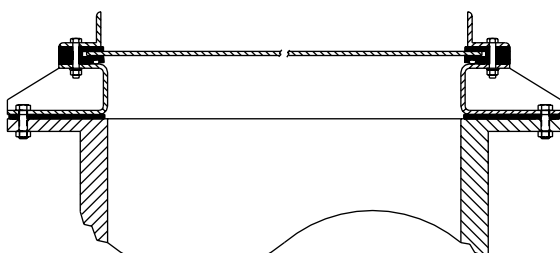


Figure 20-06
On a standard flange
(SF)

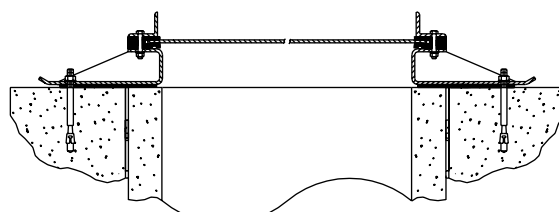


Figure 20-03
In front of a flush pipe on a concrete wall
(CWX)

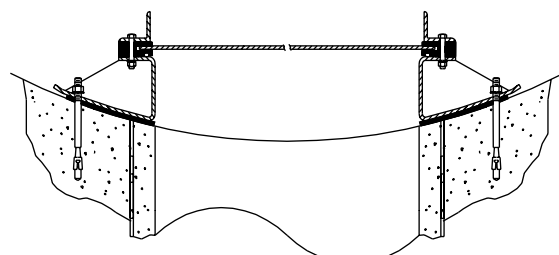


Figure 20-05
In front of a flush pipe
inside a round manhole
(RMX)

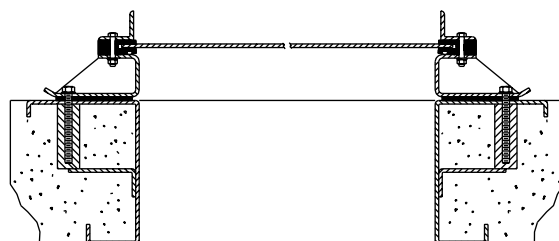
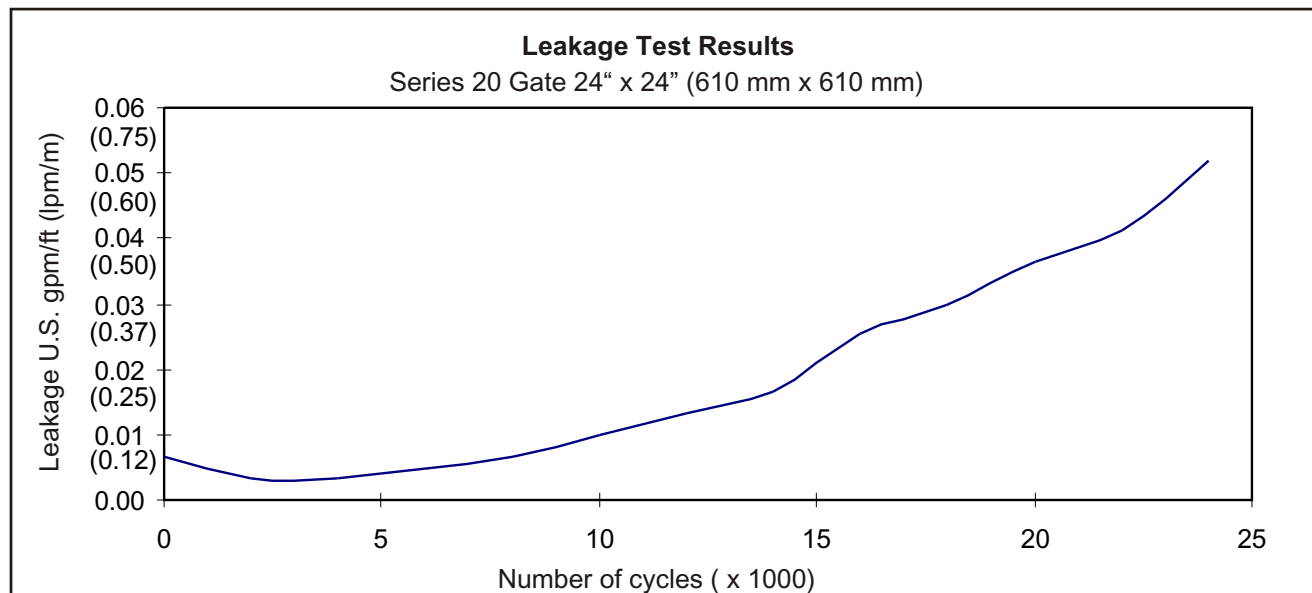


Figure 20-07
On a wall thimble
(WT)

**SERIES 20****FLOW CONTROL SLUICE GATES****Performances**

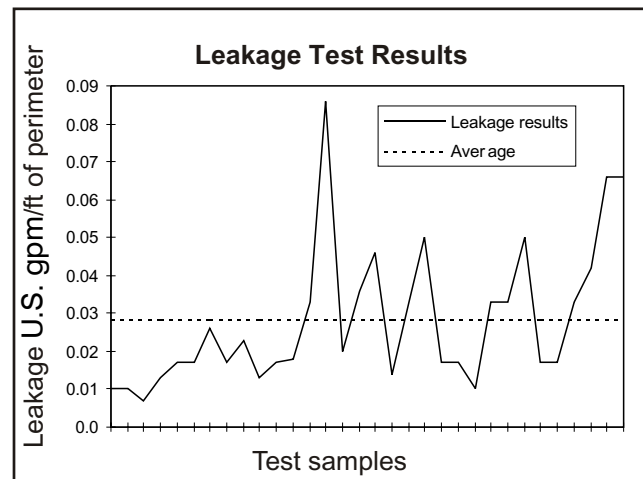
To evaluate and measure the life expectancy and performance of the Series 20 UHMWPE self-adjusting seals, a series of tests have been conducted on a 24" x 24" (610 mm x 610 mm) sluice gate. To simulate the worst conditions, the gate was installed at the exhaust of a sandblast fan. The maximum wear on the seal after 25,000 cycles was 0.05 inches. The leakage after the equivalent of 68 years with one cycle per day was 0.05 U.S. gpm per foot (0.60 l/min per meter) of perimeter at an unseating head of 30 feet. The leakage rate was still less than half the allowable leakage rate per the AWWA C561 standard.



Curve of the number of cycles vs leakage rate

Leakage

The following are the results of tests on several 24" x 24" (610 mm x 610 mm) Series 20 gates tested to meet the AWWA C561 leakage (0.2 U.S. gpm/ft. of perimeter) standard. The average leakage rate in unseating conditions is located at 0.028 U.S. gpm/ft per foot of perimeter. The gates can be adjusted, depending on their use, to a leakage as low as 0.01 U.S. gpm/ft. of perimeter. Each Series 20 gate is tested, and then a leakage test report is written. This report can be provided on request.



Graph of leakage tests results on various gates

**SERIES 20**

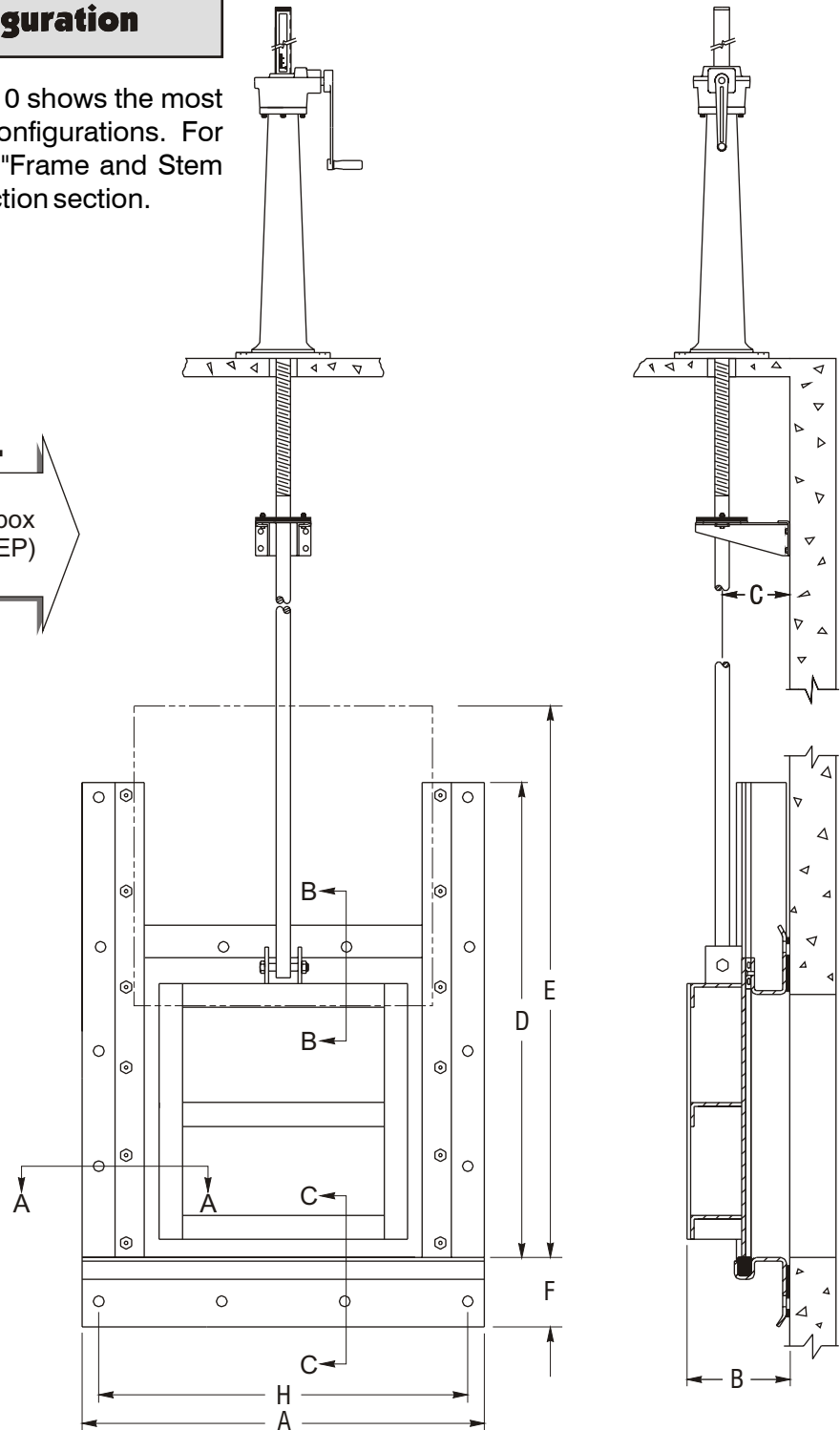
FLOW CONTROL SLUICE GATES

Frame and Stem Configuration

Figures 20-08, 20-09 and 20-10 shows the most common frame and stem configurations. For special applications, refer to "Frame and Stem Configurations" in the Introduction section.

Model 204

Wall-mounted (CW) with
pedestal-mounted gear box
and crank operator (MNEP)
Rising stem (RS1)



(See page 3 for sections A, B, C)

Figure 20-08

**SERIES 20**

FLOW CONTROL SLUICE GATES

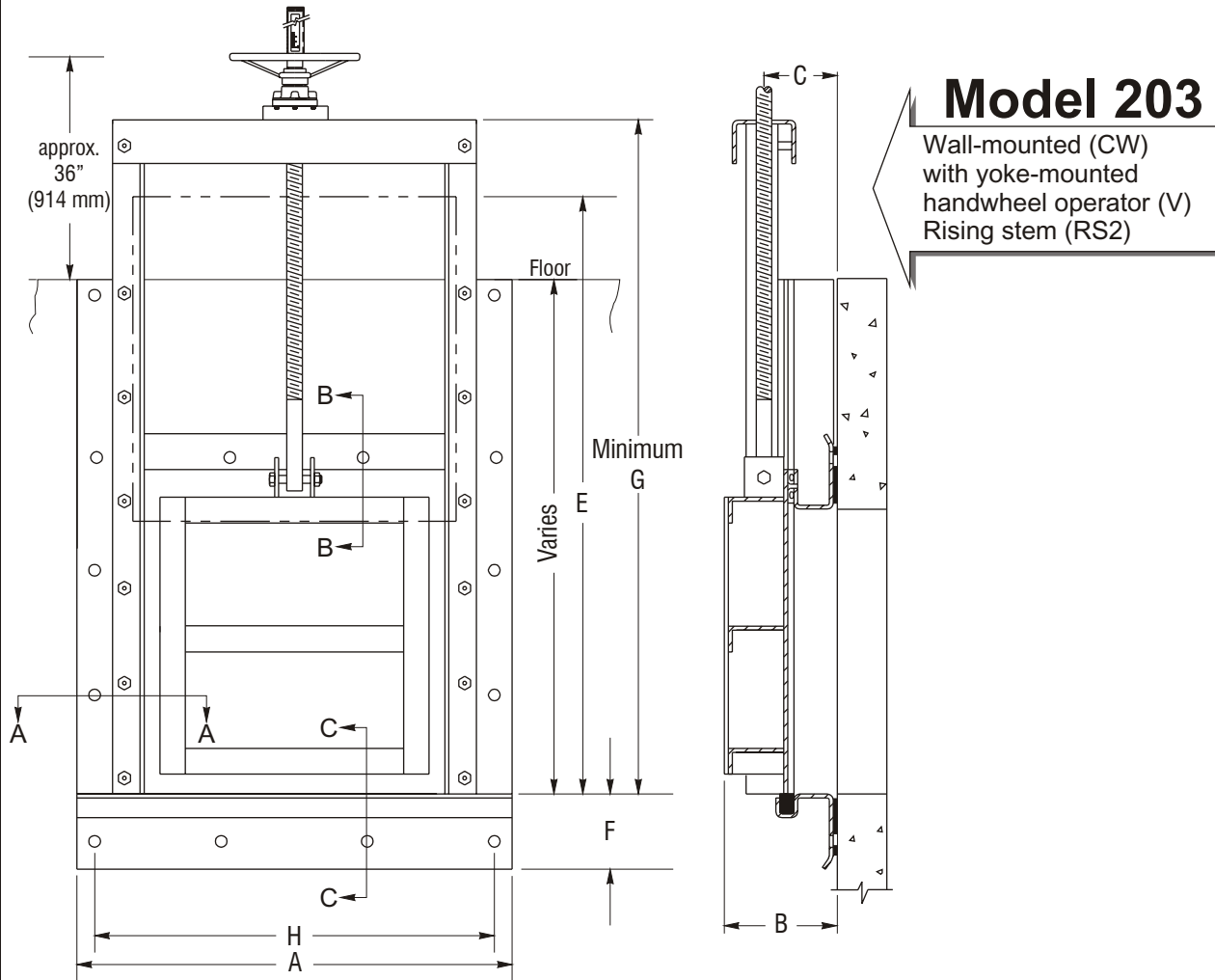
Frame and Stem Configuration

Figure 20-09

(See page 3 for sections A, B, C)

**SERIES 20**

FLOW CONTROL SLUICE GATES

Frame and Stem Configuration**Model 202**

Wall-mounted (CW) with
square nut operator (N)
Non-rising stem (NR1)

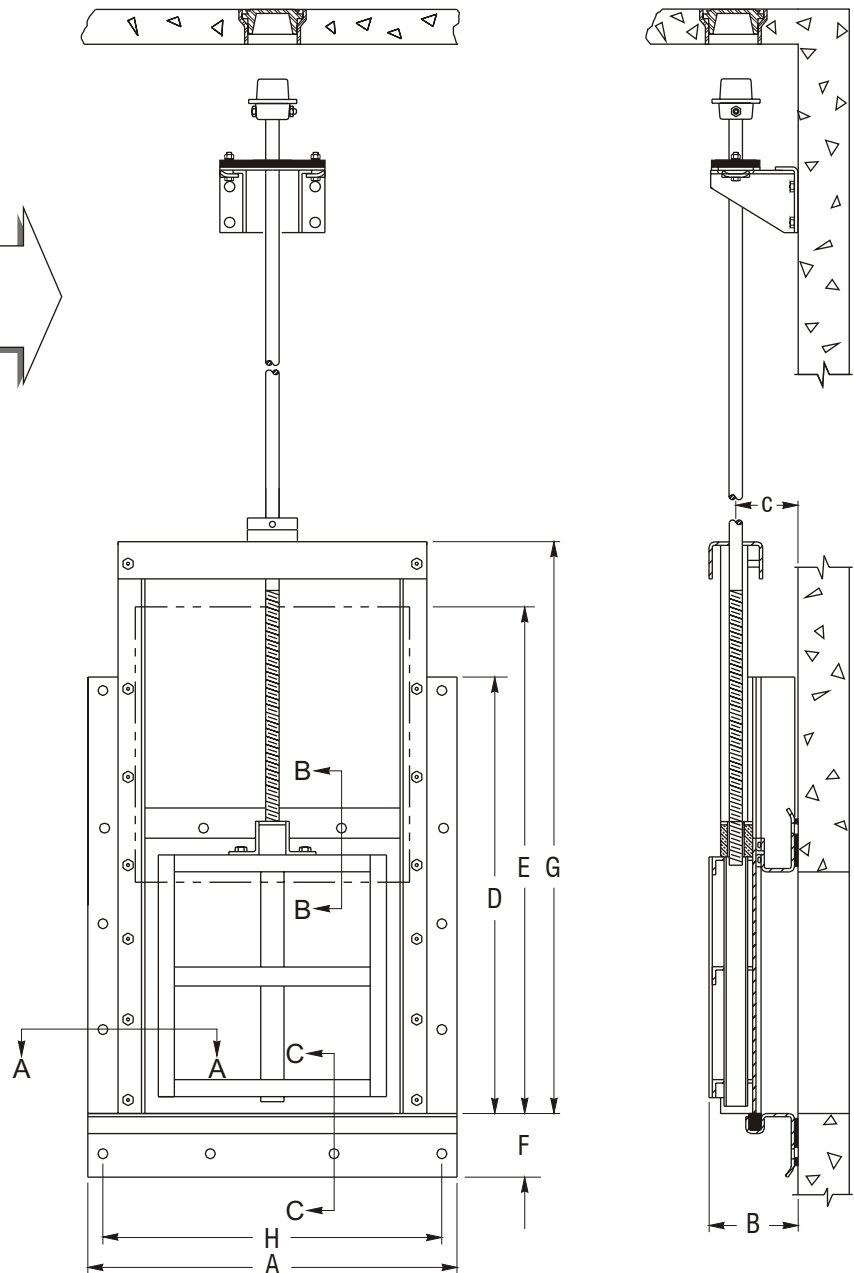


Figure 20-10

(See page 3 for sections A, B, C)



Fontaine

STAINLESS STEEL SLUICE GATES

SERIES 20

FLOW CONTROL SLUICE GATES

Dimensional Chart* (inches)

Dimensions are for gates designed for 30' of seating or unseating head.
Lower or higher pressures will result in difference of material sizes.

Gate size (")	A		B	C		D	E	F		G	H	
	CWX-RCP	CWX		Model 202	Model 204			CWX-RCP	CWX		CWX-RCP	CWX
6	15 1/2	18 1/2	5 13/16	4 9/16	4 9/16	12 1/2	14 7/8	4 3/4	6 1/4	18 5/16	12	15
8	17 1/2	20 5/8	5 13/16	4 9/16	4 9/16	15 7/8	18 7/8	4 3/4	6 5/16	22 5/16	14	17 1/8
10	19 1/2	22 5/8	5 13/16	4 9/16	4 9/16	19 1/8	22 7/8	4 3/4	6 5/16	26 5/16	16	19 1/8
12	21 1/2	24 3/4	5 13/16	4 9/16	4 9/16	22 1/2	26 7/8	4 3/4	6 3/8	30 5/16	18	21 1/4
14	23 1/2	26 7/8	6 5/16	4 5/8	4 9/16	25 7/8	30 7/8	4 3/4	6 7/16	34 5/16	20	23 3/8
15	24 1/2	27 7/8	6 5/16	4 5/8	4 9/16	27 1/2	32 7/8	4 3/4	6 7/16	36 3/8	21	24 3/8
16	25 1/2	28 7/8	6 5/16	4 5/8	4 9/16	29 1/8	34 7/8	4 3/4	6 7/16	38 1/4	22	25 3/8
18	27 1/2	31	6 5/16	4 5/8	4 9/16	32 1/2	38 7/8	4 3/4	6 1/2	42 3/8	24	27 1/2
20	29 1/2	33 1/8	6 9/16	4 9/16	4 9/16	35 7/8	42 7/8	4 3/4	6 9/16	46 3/8	26	29 5/8
21	30 1/2	34 1/8	6 9/16	4 9/16	4 9/16	37 1/2	44 7/8	4 3/4	6 9/16	48 3/8	27	30 5/8
24	33 1/2	37 1/2	6 9/16	4 9/16	4 9/16	42 1/2	50 7/8	4 3/4	6 3/4	54 3/8	30	37 1/2
30	39 1/2	43 1/2	6 5/8	5 1/8	4 5/8	52 1/2	62 7/8	4 3/4	6 3/4	70	36	45 1/2
36	45 1/2	53	7 5/8	5 1/8	4 5/8	62 1/2	74 7/8	4 3/4	8 1/2	82	42	55 1/2
42	51 1/2	59	7 7/8	5 1/8	4 5/8	72 1/2	86 7/8	4 3/4	8 1/2	93 1/2	48	62 1/2
48	57 1/2	65	8 7/8	5 3/8	4 7/8	82 1/2	98 7/8	4 3/4	13	107	54	69 1/2
54	63 1/2	71	9 5/8	5 7/8	5 3/8	92 5/8	110 7/8	6 1/4	13 1/2	120	62	76 1/2
60	69 1/2	77	10 7/8	5 7/8	5 3/8	102 5/8	122 7/8	6 1/4	14	133	68	83 1/2
66	75 1/2	83	11 7/8	5 7/8	5 5/8	112 5/8	134 7/8	6 1/4	***	145	74	***
72	81 1/2	89	12 7/8	5 7/8	5 5/8	122 5/8	146 7/8	6 1/4	***	***	80	***
78	87 1/2	95	13 7/8	5 7/8	5 5/8	132 7/8	158 7/8	6 1/4	***	***	88	***
84	93 1/2	101	14 3/8	***	8 3/8	142 7/8	170 7/8	8	***	***	94	***
90	99 1/2	107	15 1/2	***	8 1/2	152 7/8	182 7/8	8	***	***	100	***
96	105 1/2	113	16 1/2	***	8 1/2	162 7/8	194 7/8	8	***	***	106	***
108	117 1/2	125	17 1/2	***	8 1/2	182 7/8	218 7/8	8	***	***	118	***

CWX-RCP : extra-wide flange for mounting over a reinforced concrete pipe.
CWX : all other type of pipes.

(*) These dimensions are for information only. Do not use for installation or submittal purposes.
(**) Fontaine gates are also available for rectangular openings and in sizes other than those specified in this chart.
(***) Please contact manufacturer for further details.



Fontaine

STAINLESS STEEL SLUICE GATES

SERIES 20

FLOW CONTROL SLUICE GATES

Dimensional Chart* (millimeters)

Dimensions are for gates designed for 30' of seating or unseating head.
Lower or higher pressures will result in difference of material sizes.

Gate size (**)	A		B	C		D	E	F		G	H	
	CWX-RCP	CWX		Model 202	Model 204			CWX-RCP	CWX		CWX-RCP	CWX
150	392	468	148	116	116	314	374	121	159	463	303	379
200	441	521	148	116	116	397	474	121	160	564	352	432
250	491	571	148	116	116	481	574	121	160	664	402	482
300	541	624	148	116	116	564	674	121	162	765	452	535
350	591	677	160	117	116	647	774	121	164	866	502	588
400	641	727	160	117	116	731	874	121	164	943	552	638
450	691	777	160	117	116	814	974	121	164	1069	602	688
500	741	830	160	117	116	897	1074	121	165	1170	652	741
600	841	932	167	116	116	1064	1274	121	167	1371	752	844
700	941	1033	167	116	116	1231	1474	121	167	1716	852	944
800	1041	1143	167	116	116	1397	1674	121	171	1816	952	1054
900	1141	1243	168	130	117	1564	1874	121	171	2069	1052	1154
1000	1241	1432	194	130	117	1731	2074	121	216	2308	1152	1318
1200	1441	1835	200	130	117	2064	2474	121	318	2699	1352	1721
1400	1641	2060	225	137	124	2397	2874	121	330	3076	1552	1946
1500	1818	2186	244	149	137	2564	3074	159	343	3354	1703	2072
1600	1918	***	276	149	137	2731	3274	159	***	***	1803	***
1800	2118	***	276	***	143	3064	3674	159	***	***	2003	***
2000	2318	***	295	***	149	3397	4074	159	***	***	2203	***
2200	2606	***	365	***	213	3731	4474	203	***	***	2454	***
2400	2806	***	365	***	213	4064	4874	203	***	***	2654	***
2800	3206	***	368	***	216	4731	5674	203	***	***	3054	***

CWX-RCP : extra-wide flange for mounting over a reinforced concrete pipe.
CWX : all other type of pipes.

(*) These dimensions are for information only. Do not use for installation or submittal purposes.
(**) Fontaine gates are also available for rectangular openings and in sizes other than those specified in this chart.
(***) Please contact manufacturer for further details.



Typical Specifications

1. GENERAL CONDITIONS

1.1. SCOPE. This section covers Stainless Steel Flow Control Sluice Gates and operators.

1.2. GENERAL. The equipment provided under this section shall be fabricated, assembled, erected, and placed in proper operating condition in full conformity with the drawings, specifications, engineering data, instructions and recommendations of the equipment manufacturer unless exceptions are noted by the engineer.

Gates and operators shall be supplied with all the necessary parts and accessories indicated on the drawings, specified or otherwise required for a complete, properly operating installation, and shall be the latest standard product of a manufacturer regularly engaged in the production of fabricated gates.

Gates supplied under this section shall be Series 20 Stainless Steel Flow Control Sluice Gates as manufactured by H.Fontaine Ltd.

1.3. GOVERNING STANDARDS. Except as modified or supplemented herein, all gates and operators shall conform to the applicable requirements of AWWA C561, latest edition.

1.4. QUALITY ASSURANCE

1.4.1. The manufacturer shall have experience in the production of substantially similar equipment, and shall show evidence of satisfactory operation in at least 50 installations. The manufacturer's shop welds, welding procedures and welders shall be qualified and certified in accordance with the requirement of the latest edition of ASME, Section IX.

1.4.2. Gates shall be shop inspected for proper operation before shipping.

1.4.3. The manufacturer shall be ISO 9001 : 2000 certified.

1.5. SUBMITTALS. The manufacturer shall submit for approval by the purchaser, drawings showing the principal dimensions, general construction and materials used in the gate and lift mechanism.

2. PERFORMANCE

2.1. LEAKAGE. Sluice gates shall be substantially watertight under the design head conditions. Under the design seating head, the leakage shall not exceed 0.05 U.S. gallon per minute per foot (0.60 l/min per meter) of seating perimeter. Under the design unseating head, the leakage for heads of 20 feet (6m) or less shall not exceed 0.1 U.S. gallon per minute per foot (1.25 l/min per meter) of perimeter. For unseating heads greater than 20 feet (6m), the allowable leakage shall not exceed the rate per foot (meter) of perimeter specified by the following equations :

Maximum allowable leakage

Gallons per minute per foot of perimeter :

$$= 0.10 + (0.0025 \times (\text{unseating head in feet} - 20))$$

Liters per minute per meter of perimeter :

$$= 1.25 + (0.1025 \times (\text{unseating head in meters} - 6.1))$$

Example : If we have a gate with 35 feet head, the leakage for the unseating head will be :

$$0.10 + (0.0025 \times (35 - 20)) = 0.1375 \text{ US gpm/ft of perimeter}$$

2.2. DESIGN HEAD. The Sluice gates shall be designed to withstand the design head shown in the schedule.

2.3. SEAL PERFORMANCE TEST. The gate's sealing system should have been tested through a cycle test in an abrasive environment and should show that the leakage requirements are still obtained after 25,000 cycles with a minimum deterioration.

3. PRODUCT

3.1. SLUICE GATES

3.1.1. GENERAL DESIGN. Gates shall be either self-contained or non self-contained of the rising stem, non-rising or telescopic stem configuration as indicated on the gate schedule.

3.1.2. WALL THIMBLE. The wall thimble shall be stainless steel and supplied by the gate manufacturer. Refer to the gate schedule for type and applicable locations. Material thickness should be according to the manufacturer's recommendations and be of sufficient resistance to handle the operating forces.



SERIES 20

FLOW CONTROL SLUICE GATES

3.1.3. FRAME. The gate frame shall be constructed of structural members or formed plate welded to form a rigid one-piece frame. The frame shall be of the flange back design suitable for mounting on a concrete wall (CW), concrete wall with extra-wide flange (CWX), round manhole (RM), round manhole with extra-wide flange (RMX), a wall thimble (WT), or a standard flange (SF). The guide slot shall be made of UHMWPE (ultra high molecular weight polyethylene).

The frame configuration shall be of the flush-bottom type and shall allow the replacement of the top and side seals without removing the gate frame from the concrete or wall thimble.

3.1.4. SLIDE. The slide shall consist of a flat plate reinforced with formed plates or structural members to limit its deflection to 1/720 of the gate's span under the design head.

3.1.5. GUIDES AND SEALS. The guides shall be made of UHMWPE (ultra high molecular weight polyethylene) and shall be of such length as to retain and support at least two thirds (2/3) of the vertical height of the slide in the fully open position.

Side and top seals shall be made of UHMWPE (ultra high molecular weight polyethylene) of the self adjusting type. A continuous compression cord shall ensure contact between the UHMWPE guide and the gate in all positions. The sealing system shall maintain efficient sealing in any position of the slide and allow the water to flow only in the opened part of the gate.

The bottom seal shall be made of resilient neoprene set into the bottom member of the frame and shall form a flush-bottom.

3.2. OPERATORS AND STEM

3.2.1. STEM AND COUPLINGS. The operating stem shall be of stainless steel designed to transmit in compression at least 2 times the rated output of the operating manual mechanism with a 40 lbs (178 N) effort on the crank or handwheel.

The stem shall have a slenderness ratio (L/r) less than 200. The threaded portion of the stem shall have machined cut threads of the Acme type.

Where a hydraulic, pneumatic or electric operator is used, the stem design force shall not be less than 1.25 times the output thrust of the hydraulic or pneumatic cylinder with a pressure equal to the maximum working pressure of the supply, or 1.25 times the output thrust of the electric motor in the stalled condition.

3.2.1.1. For stems in more than one piece and with a diameter of 1¼ inches (45 mm) and larger, the different sections shall be joined together by solid bronze couplings. Stems with a diameter smaller than 1¼ inches (45 mm) shall be pinned to an extension tube.

The couplings shall be grooved and keyed and shall be of greater strength than the stem.

3.2.1.2. Gates having a width greater than two times their height shall be provided with two lifting mechanisms connected by a tandem shaft.

3.2.2. STEM GUIDES. Stem guides shall be fabricated from type 304L (or 316L) stainless steel. The guide shall be equipped with an UHMWPE bushing. Guides shall be adjustable and spaced in accordance with the manufacturer's recommendation. The L/r ratio shall not be greater than 200.

3.2.3. STEM COVER. Rising stem gates shall be provided with a clear polycarbonate stem cover. The stem cover shall have a cap and condensation vents and a clear mylar position indicating tape. The tape shall be field applied to the stem cover after the gate has been installed and positioned.

3.2.4. LIFTING MECHANISM. Manual operators of the types listed in the schedule shall be provided by the gate manufacturer.

All bearings and gears shall be totally enclosed in a weather tight housing. The pinion shaft of crank-operated mechanisms shall be constructed of stainless steel and supported by roller or needle bearings.

Each manual operator shall be designed to operate the gate under the maximum specified seating and unseating heads by using a maximum effort of 40 lbs (178 N) on the crank or handwheel, and shall be able to withstand, without damage, an effort of 80 lbs (356 N).

The crank shall be removable and fitted with a corrosion-resistant rotating handle. The maximum crank radius shall be 15 inches (381 mm) and the maximum handwheel diameter shall be 24 inches (610 mm).

**SERIES 20****FLOW CONTROL SLUICE GATES**

3.2.5. YOKE. Self-contained gates shall be provided with a yoke made of structural members or formed plates. The maximum deflection of the yoke shall be 1/360 of the gate's span.

4. MATERIALS

Part	Material
Frame, yoke, stem guides, slide, stem extension	Stainless steel ASTM A-240 Type 304L or 316L
Side seals, stem guide liner	Ultra high molecular weight polyethylene (UHMWPE) ASTM D-4020
Compression cord	Nitrile ASTM D-2000 M6BG 708, A14, B14, E014, E034
Bottom seal	Neoprene ASTM D-2000 Grade 2 BC-510
Threaded stem	Stainless steel ASTM A-276 Type 303 MX or 316
Fasteners	ASTM F593 and F594 GR1 for type 304 and GR2 for type 316
Pedestal, handwheel, crank	Tenzaloy aluminum
Gasket (between frame and wall)	EPDM ASTM 1056
Stem cover	Polycarbonate ASTM D-3935
Lift nut, couplings	Manganese bronze ASTM B584 UNS-C86500

5. SCHEDULE

Gate Identification		
Gate Type		
Size Width x Height		
Operating Floor Elevation		
Invert Elevation		
Head (Seating / Unseating)		
Mounting		

Gate Type: Open or self-contained

Mounting: CW - Mounted on a concrete wall
 CWX - Mounted on a concrete wall in front of a pipe (specify type of pipe)
 RM - Mounted on a round concrete wall
 RMX - Mounted on a round concrete wall in front of a pipe (specify type of pipe)
 WT - Mounted on a wall thimble
 SF - Mounted on a standard flange

6. EXECUTION

6.1. INSTALLATION. Gates and appurtenances shall be handled and installed in accordance with the manufacturer's recommendations.

6.2. FIELD TESTS

6.2.1. Following the completion of each gate installation, the gates shall be operated through at least two complete open/close cycles. If an electric or hydraulic operator is used, limit switches shall be adjusted following the manufacturer's instructions.

6.2.2. Gates should be checked for leakage by the contractor (refer to the "Performance" section for approval criteria).



Anexo G: Catálogo compuerta CMO Serie A

VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

30/10/2013

Válvula de guillotina UNIDIRECCIONAL, tipo "WAFFER"

- Válvula de guillotina, uni-direccional con diseño "wafer".
- Cuerpo de fundición de una sola pieza con deslizaderas para soportar la tajadera y cuñas de cierre.
- Proporciona grandes caudales con pequeñas pérdidas de carga.
- Múltiples materiales de cierre y empaquetadura disponibles.
- Distancia entre caras de acuerdo al estándar de CMO.
- Dispone de una flecha en el cuerpo indicando la dirección del flujo.

Aplicaciones generales:

-Esta válvula de guillotina es apropiada para líquidos que contengan un máximo del 5% de sólidos en suspensión. Si es utilizada para descargar por gravedad de sólidos secos se recomienda su instalación con la flecha del cuerpo apuntando a la dirección contraria del fluido. Diseñada para aplicaciones tales como:

- | | | |
|----------------------------------|----------|-------------------------|
| -Industria papelera | -Minería | - Descarga de silos |
| -Plantas químicas | -Bombeos | - Industria alimenticia |
| -Tratamiento de aguas residuales | | |

Tamaños: DN50 a DN2000 (mayores dimensiones bajo consulta).

ΔP de trabajo:	-DN50 a DN150: 10kg/cm ²	-DN200: 8kg/cm ²
	-DN250 a DN300: 6kg/cm ²	-DN350 a DN400: 5kg/cm ²
	-DN450 a DN600: 3kg/cm ²	-DN700 a DN1400: 2kg/cm ²

-Las presiones indicadas deben de ser aplicadas en la válvula siguiendo la dirección de la flecha marcada en el cuerpo de la misma. Debido al diseño de la válvula con deslizaderas de soporte para la tajadera es permisible la aplicación de un 30% de estas presiones en el sentido contrario a la flecha.

Bridas estándar: DIN PN10 y ANSI B16.5 (clase 150)

Otras usuales:	DIN PN 6	DIN PN 16	DIN PN25
	BS "D" y "E"	ANSI 150	Otras bajo consulta

Directivas: Directiva de máquinas: **DIR 2006/42/CE (MAQUINAS)**

Directiva de equipos a presión: **DIR 97/23/CE (PED) ART.3, P.3**

Directiva de atmosferas explosivas: **DIR 94/9/CE (ATEX) CAT.3 ZONA 2 y 22 GD** Para información de categorías y zonas, contactar con el dep. técnico- comercial de C.M.O.

Dossier de calidad:

- Todas las válvulas se prueban hidrostáticamente con agua en CMO y es posible suministrar certificados de materiales y pruebas.
- Prueba del cuerpo = presión de trabajo x 1,5.
- Prueba de cierre = presión de trabajo x 1,1.

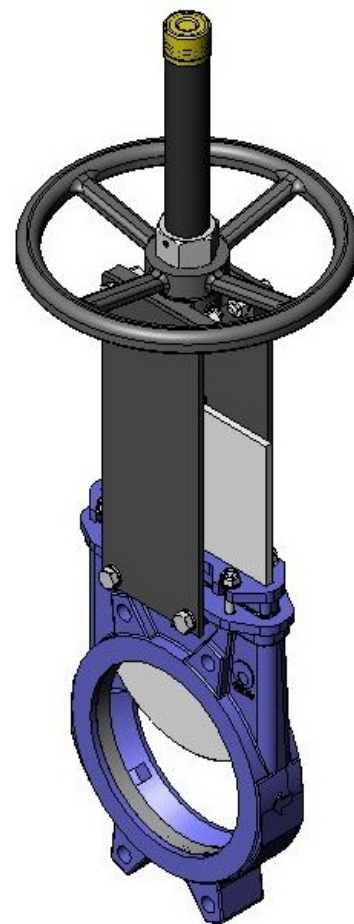


fig. 1

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 1

VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

Ventajas del "Modelo A" de CMO respecto a similares productos

Cuando una válvula de guillotina permanece abierta durante largos periodos de tiempo y las paredes internas del cuerpo son paralelas es necesario un par muy grande para poder cerrarla. El interior del cuerpo del modelo A tiene forma cónica, lo cual proporciona un mayor espacio. De esa forma, cuando se procede a cerrar la válvula los sólidos almacenados en el interior pueden liberarse fácilmente.

Esta válvula se define como uni-direccional y en las válvulas uni-direccionales existe el riesgo de que la tajadera se doble debido a la existencia de presión en contra. Esto no puede ocurrir con la válvula CMO porque el cuerpo lleva interiormente unas deslizaderas que soportan la tajadera y permiten que pueda trabajar bajo una contrapresión de un 30% de la máxima presión de trabajo, sin que la tajadera se doble. La caperuza de protección del husillo es independiente de la tuerca de fijación del volante de forma que se puede desmontar la caperuza sin tener que soltar el volante completo. Esta ventaja permite realizar operaciones habituales de mantenimiento tales como engrase del husillo, etc.

El husillo de la válvula CMO está fabricado en acero inoxidable 18/8. Esta es otra ventaja añadida, ya que algunos fabricantes lo suministran con un 13% de cromo y se oxida rápidamente.

El volante de maniobra está fabricado en fundición nodular GJS-500. Algunos fabricantes lo suministran en hierro fundido normal y corriente lo cual puede producir su rotura en caso de un par de maniobra muy alto o un golpe.

El puente de maniobra se fabrica con un diseño compacto con la tuerca de actuación de bronce protegida en una caja cerrada y engrasada. Esto da la posibilidad de mover la válvula con una llave, incluso sin volante (en otros fabricantes esto no es posible).

Las tapas superior e inferior del accionamiento neumático se fabrican en fundición nodular GJS-400, por lo tanto la resistencia a golpes es alta. Esta característica es esencial en accionamientos neumáticos.

Las juntas del cilindro neumático son comerciales y se pueden conseguir en todo el mundo. Por lo tanto no es necesario contactar con CMO cada vez que las juntas sean necesarias.

LISTA DE COMPONENTES ESTANDAR		
COMPONENTE	VERSION H ² F ²	VERSION INOX
1- Cuerpo	GJL-250	CF8M
2- Tajadera	AISI304	AISI316
3- Deslizadera	RCH1000	RCH1000
4- Prensaestopas	GJS-500	CF8M
5- Empaquetadura	SYNT + PTFE	SYNT + PTFE
6- Junta	EPDM	EPDM
7- Placas Soporte	S275JR	S275JR
8- Anillo	AISI316	AISI316
9- Cierre	EPDM	EPDM
10- Husillo	AISI303	AISI303
11- Puente	ACERO	ACERO
12- Tuerca Husillo	BRONCE	BRONCE
13- Contratuerca	ST44.2 + ZINC	ST44.2 + ZINC
14- Volante	FUNDICION NODULAR	FUNDICION NODULAR
15- Tuerca	ACERO	ACERO
16- Caperuza	ACERO	ACERO
17- Tapón Superior	PLASTICO	PLASTICO

tabla 1

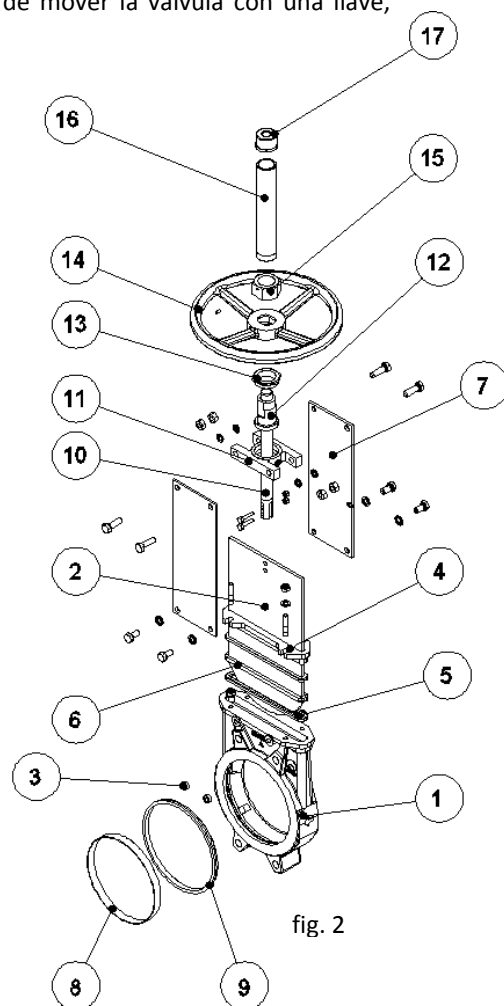


fig. 2

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 2



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO

1- CUERPO

Válvula de guillotina uni-direccional con diseño "wafer". Cuerpo de fundición de una sola pieza con deslizaderas para soportar la tajadera y cuñas de cierre.

Para diámetros mayores a DN1200 la construcción del cuerpo se realiza mecano soldada con los refuerzos necesarios para resistir la máxima presión de trabajo.

Diseñado con paso total para proporcionar grandes caudales con pequeñas pérdidas de carga.

El diseño interno del cuerpo evita el almacenaje de los sólidos en la zona del cierre.

Los materiales de fabricación estándar son hierro fundido GJL-250 y acero inoxidable CF8M. Otros materiales tales como fundición nodular GJS-500, acero al carbono A216WCB y aleaciones de acero inoxidable (AISI316Ti, Duplex, 254SMO, Uranus B6....) están disponibles bajo consulta. Como norma habitual las válvulas de hierro o acero al carbono son pintadas con una protección anti corrosiva de 80 micras de EPOXY (color RAL 5015). Existen a su disposición otros tipos de protecciones anti corrosivas.

2- TAJADERA

Los materiales de fabricación estándar son acero inoxidable AISI304 en válvulas con cuerpo de hierro y acero inoxidable AISI316 en válvulas con cuerpo de CF8M. Otros materiales o combinaciones pueden ser suministrados bajo consulta.

La tajadera se suministra pulida en ambas caras para proporcionar una superficie de contacto suave con la junta de estanqueidad. Al mismo tiempo la tajadera es redondeada para evitar el corte de la junta. Existen diferentes grados de pulidos, tratamientos anti abrasión y modificaciones para adaptar las válvulas a los requerimientos del cliente.

3- ASIENTO: (estanco)

Existen seis tipos de asiento en función de la aplicación de trabajo:

Asiento 1: Cierre metal / metal. Este tipo de cierre no incluye ningún tipo de junta de estanqueidad y la fuga estimada (considerando agua como fluido de prueba) es de 1.5% del caudal en tubería.

Asiento 2: Cierre metal / goma estándar. Este tipo de cierre incluye una junta de estanqueidad que va sujeta al cuerpo interiormente mediante un anillo de sujeción fabricado en AISI316.

Asiento 3: Cierre metal / goma con anillo reforzado. Este tipo de cierre incluye una junta de estanqueidad que va sujeta al cuerpo interiormente mediante un anillo reforzado con dos funciones (proteger la válvula de la abrasión y limpiar la tajadera cuando trabaja con sólidos que se pueden adherir a la tajadera).

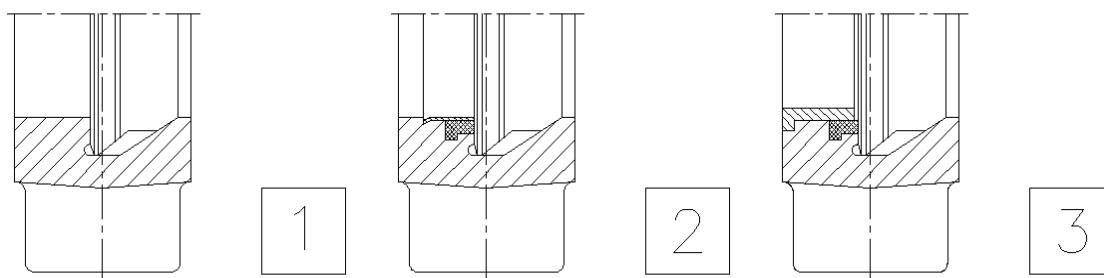


fig. 3

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 3

VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

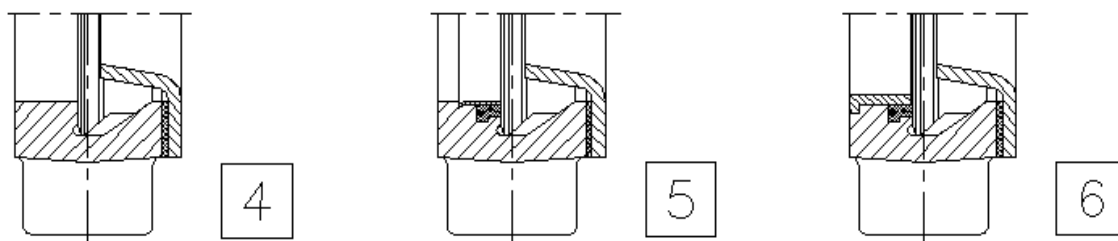



fig. 4

Asientos 4, 5 y 6: Iguales a los asientos 1, 2 y 3 pero incluyendo un deflector. El deflector es un anillo de forma cónica situado a la entrada de la válvula con dos funciones (proteger la válvula de la abrasión y guiar al flujo al centro de la válvula).

 **Nota:** Existen tres materiales disponibles para el anillo reforzado y deflector (acero CA-15, CF8M y Ni-hard).

Materiales de junta estanqueidad

EPDM

Es la junta de estanqueidad estándar en las válvulas CMO. Puede ser utilizada en múltiples aplicaciones pero generalmente se utiliza para agua y productos diluidos en agua a temperaturas no mayores de 90°C*. También puede ser utilizada con productos abrasivos y proporciona a la válvula una estanqueidad del 100%.

NITRILO

Se utiliza en fluidos que contienen grasas o aceites temperaturas no mayores de 90°C*. Proporciona a la válvula una estanqueidad del 100%.

VITON


Apropiado para aplicaciones corrosivas y altas temperaturas de hasta 190°C en continuo y picos de 210°C. Proporciona a la válvula una estanqueidad del 100%.

SILICONA

Principalmente utilizada en industria alimentaria y para productos farmacéuticos con temperaturas no mayores de 200°C. Proporciona a la válvula una estanqueidad del 100%.

PTFE

Apropiado para aplicaciones corrosivas y PH entre 2 y 12. No proporciona a la válvula 100% de estanqueidad. Fuga estimada: 0.5% del caudal en tubería.

 **Nota:** En algunas aplicaciones otros tipos de gomas son utilizadas, tales como hipalón, butilo o caucho natural. Por favor contacto con nosotros en caso de que tengan tal requerimiento.

4- EMPAQUETADURA

La empaquetadura estándar de CMO se compone de tres líneas con una junta de diseño especial de EPDM en la mitad que proporciona la estanqueidad entre el cuerpo y la tajadera, evitando cualquier tipo de fuga a la atmósfera. Se sitúa en una zona fácilmente accesible y puede ser reemplazada sin desmontar la válvula de la línea. A continuación indicamos varios tipos de empaquetadura disponibles en función de la aplicación en la que la válvula se encuentre situada:

VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

ALGODÓN ENSEBADO (Recomendado para servicios hidráulicos): Esta empaquetadura se compone de fibras de algodón trenzado impregnadas de grasa interiormente y exteriormente. Es una empaquetadura de uso general en aplicaciones hidráulicas tanto en bombas como en válvulas.

ALGODÓN SECO: Esta empaquetadura se compone de fibras de algodón. Es una empaquetadura de uso general en aplicaciones con sólidos.

ALGODÓN + PTFE: Esta empaquetadura se compone de fibras de algodón trenzado impregnadas de PTFE interiormente y exteriormente. Es una empaquetadura de uso general en aplicaciones hidráulicas tanto en bombas como en válvulas.

SINTÉTICO + PTFE: Esta empaquetadura se compone de fibras sintéticas trenzadas impregnadas de PTFE interiormente y exteriormente mediante vacío.

Es una empaquetadura de uso general en aplicaciones hidráulicas tanto en bombas como en válvulas y en todo tipo de fluidos, especialmente los más corrosivos, incluidos aceites concentrados y oxidantes. También es utilizada en líquidos con partículas sólidas en suspensión.

GRAFITO: Esta empaquetadura se compone de fibras de grafito de alta pureza. El sistema de trenzado es diagonal y va impregnada de grafito y lubricante que ayuda a reducir la porosidad y mejora su función. Se emplea en un amplio rango de aplicaciones debido a que el grafito es resistente al vapor, agua, aceites, disolventes, alcalinos y la mayoría de los ácidos.

FIBRA CERAMICA: Esta empaquetadura se compone de fibras de material cerámico. Sus aplicaciones principales son con aire o gases a altas temperaturas y bajas presiones.

ASIENTO/JUNTAS			EMPAQUETADURA			
Material	Tª. Máx. (°C)	Aplicaciones	Material	P(bar)	Tª. Máx. (°C)	pH
Metal/Metal	>250	Altas temp./Baja estanqueidad	Algodón ensebado	10	100	6-8
EPDM (E)	90 *	Acidos y aceites no minerales	Algodón seco (AS)	0,5	100	6-8
Nitrilo (N)	90 *	Hidrocarburos, aceites y grasas	Algodón + PTFE	30	120	6-8
Vitón (V)	200	Hidrocarburos y disolventes	Sintético + PTFE	100	-200+270	0-14
Silicona (S)	200	Productos Alimentarios	Grafito	40	650	0-14
PTFE (T)	250	Resistente a corrosión	Fibra Cerámica	0,3	1400	0-14

NOTA: Más detalles y otros materiales bajo consulta. * → EPDM y Nitrilo: es posible hasta Tª Max.: 120°C bajo pedido.

tabla 2

5- HUSILLO

El husillo de las válvulas CMO está fabricado en acero inoxidable 18/8. Esta característica le proporciona una alta resistencia y unas propiedades excelentes frente a la corrosión.

El diseño de la válvula puede ser con husillo ascendente o husillo no ascendente. Cuando el husillo ascendente es requerido se suministra una caperuza que protege al husillo del contacto con el polvo y suciedad, además de mantenerlo lubricado.

6- PRENSA ESTOPAS

El prensa estopas permite aplicar una fuerza y presión uniforme en la empaquetadura para asegurar la estanqueidad.

Como norma habitual, las válvulas con cuerpo en hierro fundido incluyen prensa estopas fabricado en GJS-500, mientras que las válvulas con cuerpo en acero inoxidable lo llevan en CF8M.

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 5



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

7- ACCIONAMIENTOS

Es posible suministrar todo tipo de accionamientos, con la ventaja de que el diseño de CMO es completamente intercambiable.

Este diseño permite al cliente cambiar el accionamiento por sí mismo y normalmente no se necesita ningún tipo de accesorio de montaje extra. Por otro lado, y en caso de ser necesario, CMO lo suministra.

Manuales:

Volante con husillo ascendente
Volante con husillo no ascendente
Volante-cadena
Palanca
Reductor
Otros (cuadrado de maniobra,...)

Automáticos:

Actuador eléctrico
Cilindro neumático
Cilindro hidráulico

Una característica del diseño de las válvulas de CMO S.L. es que todos los accionamientos son intercambiables entre sí

Gran disponibilidad de accesorios:

Topes mecánicos
Dispositivos de bloqueo
Accionamientos manuales de emergencia
Electroválvulas
Posicionadores
Finales de carrera
Detectores de proximidad
Columnas de maniobra (Fig. 5)
...

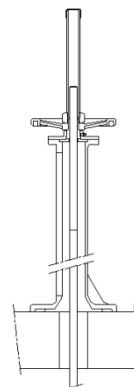
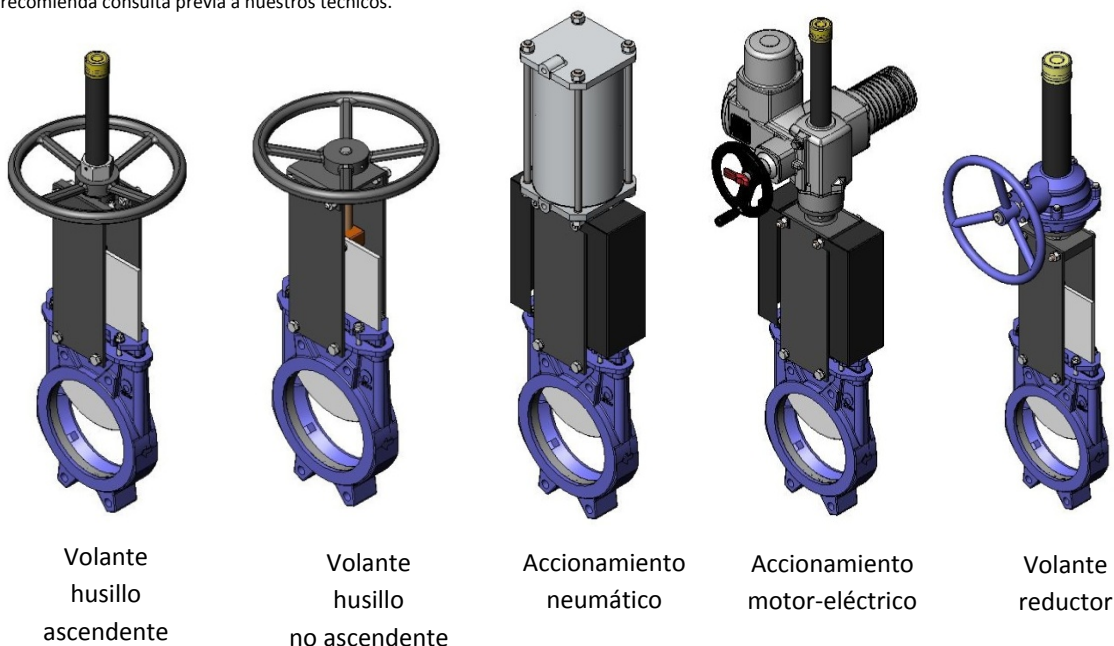


fig. 5

También se han desarrollado los alargamientos de husillo, permitiendo la actuación desde posiciones alejadas de la ubicación de la válvula. para ajustarse a todas las necesidades.

Se recomienda consulta previa a nuestros técnicos.



Volante
husillo
ascendente

Volante
husillo
no ascendente

Accionamiento
neumático

Accionamiento
motor-eléctrico

Volante
reductor

fig. 6

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 6

ACCESORIOS Y OPCIONES

Existen disponibles diferentes tipos de accesorios para adaptar la válvula a condiciones de trabajo específicas, tales como:

Tajadera pulido espejo

La tajadera pulido espejo es especialmente recomendada en la industria alimenticia y, como norma general, en aplicaciones en las que los sólidos se pueden pegar en la tajadera. Es una alternativa para que los sólidos resbalen y no queden adheridos a la tajadera.

Tajadera recubierta de PTFE

Al igual que la tajadera pulido espejo, mejora las prestaciones de la válvula contra productos que puedan adherirse a la tajadera.

Tajadera estrellada

Aporte de estellite en el perímetro inferior de la tajadera para protegerla de la abrasión.

Rascador en la empaquetadura

Su función es limpiar la tajadera durante el movimiento de apertura y evitar posibles daños en la empaquetadura.

Inyecciones de aire en la empaquetadura

Mediante la inyección de aire en la empaquetadura se crea una cámara de aire que mejora la estanqueidad.

Cuerpo encamisado

Recomendado en aplicaciones en las que el fluido se puede endurecer y solidificar dentro del cuerpo de la válvula. Una camisa exterior en el cuerpo mantiene constante la temperatura del mismo evitando la solidificación del fluido.

Insuflaciones en el cuerpo (Fig. 7)

Es posible la realización de varios agujeros en el cuerpo para insuflar aire, vapor u otros fluidos y así limpiar el asiento de la válvula antes de que cierre.

Finales de carrera mecánicos, detectores inductivos y posicionadores

Instalación de finales de carrera o detectores para indicación de posición puntual de la válvula y posicionadores para indicación de posición continua.

Electro válvulas

Para distribución del aire a los accionamientos neumáticos.

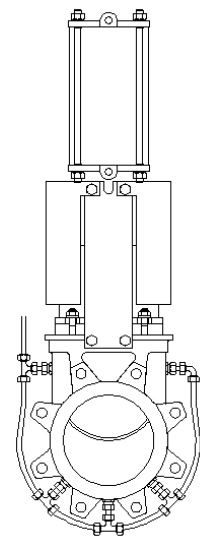


fig. 7



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

Cajas de conexión, cableado y entubado neumático

Es posible suministrar unidades completamente montadas con todos los accesorios necesarios.

Limitadores de carrera mecánicos (topes mecánicos)

Sistema de bloqueo mecánico

Permite bloquear mecánicamente la válvula en una posición fija durante largos periodos.

Accionamiento manual de emergencia (volante / reductor)

Permite actuar la válvula manualmente en caso de fallo de energía o de aire.

Diafragma pentagonal y en V con regla de indicación (Fig.8)

Recomendado para aplicaciones en las que la regulación del caudal sea necesaria.

Permite controlar el caudal en función del porcentaje de apertura de la válvula.

Intercambiabilidad de los accionamientos

Los accionamientos son fácilmente intercambiables entre sí.

Soporte de accionamiento o puente

De acero (o de inoxidable bajo consulta), recubierto de EPOXI, su robusto diseño le confiere una gran rigidez, soportando las condiciones de operación más adversas.

Recubrimiento de epoxi

Todos los cuerpos y componentes de H² F² y de acero al carbono de las válvulas CMO van recubiertas de una capa de EPOXI, que da a las válvulas una gran resistencia a la corrosión, y un excelente acabado superficial.

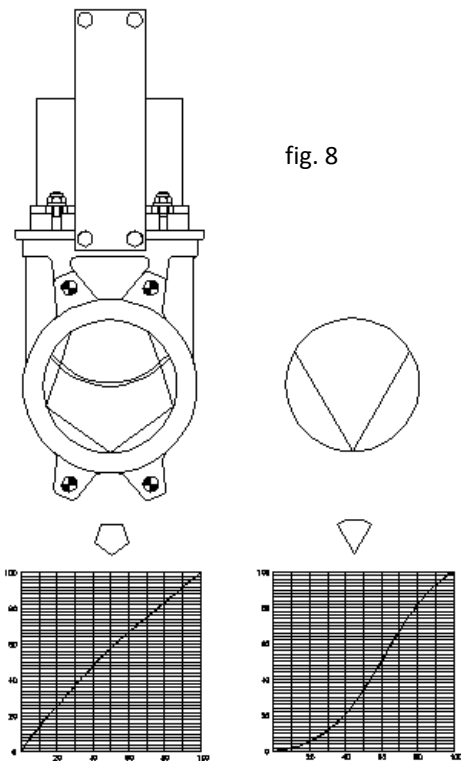
El color estándar de CMO es el azul, RAL-5015.

Protecciones de seguridad para la tajadera

Siguiendo la normativa europea de seguridad (marcado "CE"), a las válvulas automáticas CMO se les incorporan unas protecciones metálicas en el recorrido de la tajadera, evitando así que ningún cuerpo u objeto pueda ser accidentalmente atrapado o arrastrado.

Bonete (Fig. 9)

El bonete proporciona una estanqueidad total hacia el exterior, reduciendo el mantenimiento del prensaestopas.



VERTICAL: % MAXIMO DE CAUDAL

HORIZONTAL: % DE APERTURA DE LA VALVULA

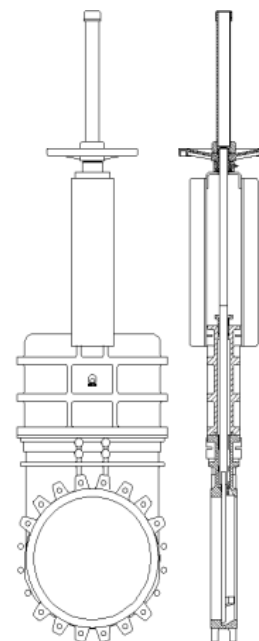


fig. 9



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

TIPOS DE EXTENSIONES

Si la necesidad es accionar la válvula desde una posición alejada, podemos colocar accionamientos de distinto tipo:

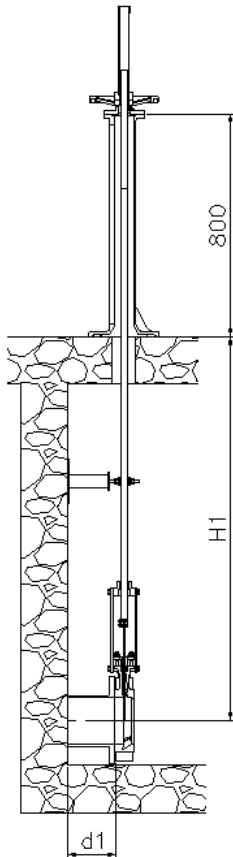


fig. 10

- Extensión: Columna de Maniobra.

Este alargamiento se realiza acoplando un vástago al husillo, definiendo la longitud del vástago, conseguimos la medida de extensión deseada. Normalmente se incorpora una columna de maniobra para soportar el accionamiento.

Las variables de definición son:

H1: Distancia del centro de la válvula a la base de la columna.

d1: Separación desde la pared hasta el final de la brida de conexión.

Características:

- Puede ser acoplado sobre cualquier tipo de accionamiento.
- Se recomienda un soporte-guía de husillo (fig.11) cada 1,5 m.
- La columna de maniobra estándar es de 800mm. de altura (fig. 10). Otras medidas de columna bajo consulta.
- Posibilidad de colocación de una regleta de indicación para conocer el grado de apertura de la válvula.
- Columna inclinada bajo consulta (fig. 12).

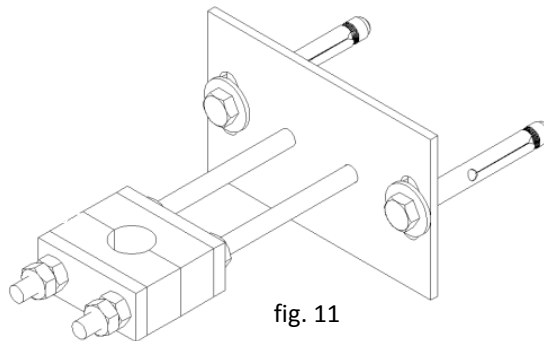


fig. 11

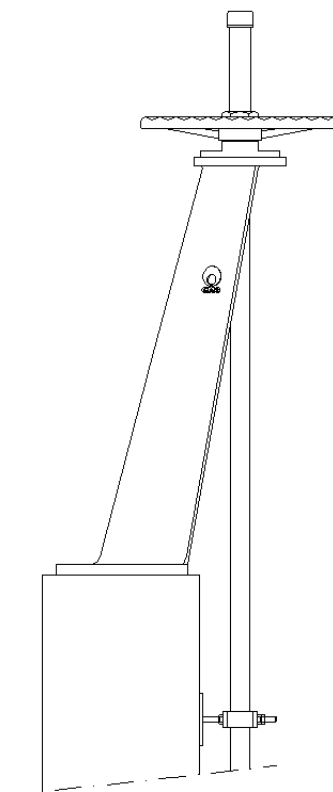


fig. 12

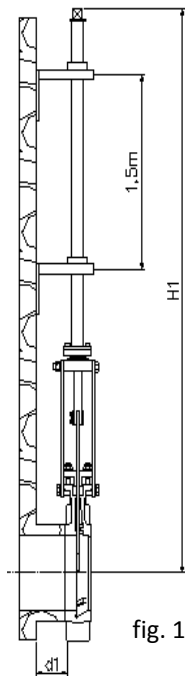
LISTA DE COMPONENTES	
Componente	Versión Estándar
Husillo AISI 304	AISI 303
Vástago	AISI 304
Soporte-guía	Acero al carbono con recubrimiento EPOXI
Deslizadera	Nylon
Columna	GJS-500 con recubrimiento EPOXI

tabla 3



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A



2 - Extensión: Tubo (fig. 13)

Consiste en elevar el accionamiento. El tubo girará solidario al volante cuando la válvula se acciona, ésta siempre permanece a la misma altura.

Las variables de definición son:

H1: Distancia del centro de la válvula a la base de la columna.

d1: Separación desde la pared hasta el final de la brida de conexión.

Características:

- Accionamientos estándar: Volante y "Cuadradillo"
- Se recomienda un soporte-guía del tubo cada 1,5m.
- Los materiales estándar, son: Acero al carbono con recubrimiento EPOXI y acero inoxidable.

fig. 13

3 - Extensión: Placas Soporte Alargadas (fig. 14)

Cuando se trata de una pequeña extensión, se puede conseguir prolongando las placas de soporte. Para reforzar la estructura de las placas soporte, se puede colocar un puente intermedio.

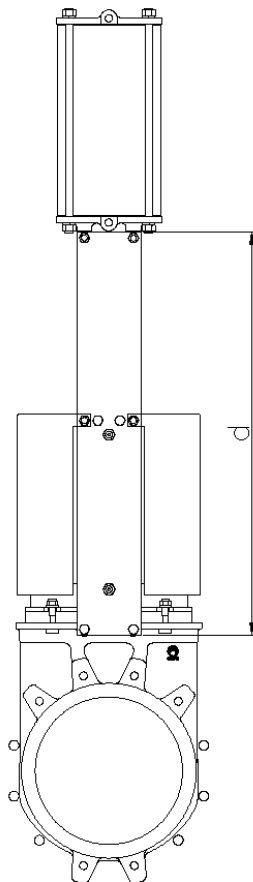


fig. 14

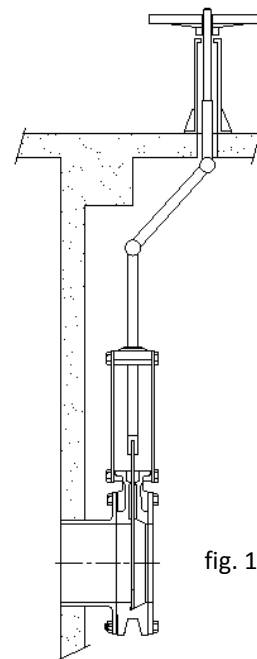


fig. 15

4 - Extensión: Cardan (fig. 15)

Si nos encontramos con una desalineación entre la válvula y el accionamiento, podemos solucionar nuestro problema colocando una articulación tipo cardan.



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

VOLANTE, con husillo ascendente

- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
- D= altura máx.** de la válvula (sin accionamiento)

- Opciones:

- Bloqueadores
- Extensiones: columna, tubo, placas...
- DN superiores a los señalados en la tabla

- Accionamiento compuesto por:

- Volante
- Husillo
- Tuerca
- Caperuza de protección para el husillo

- Disponible: DN50 a DN1200, otros DN bajo consulta.

- A partir de DN600 el accionamiento es con reductor.

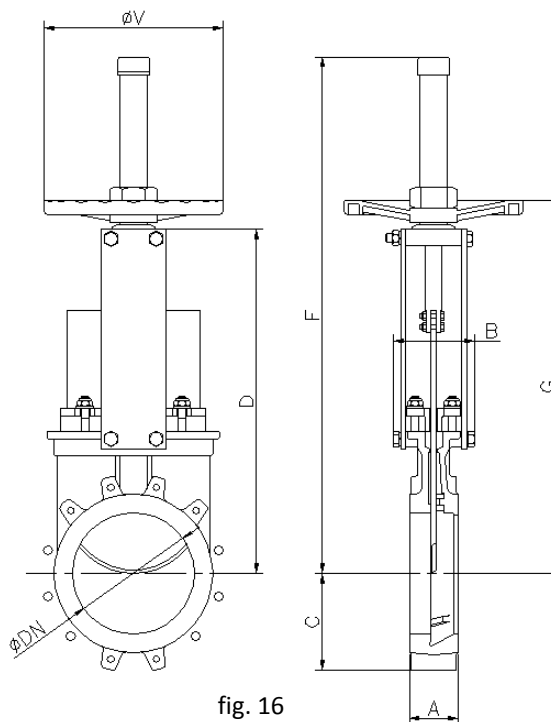


fig. 16

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	PAR (Nm)	A	B	C	D	F	G	ØV	Peso (kg.)
50	10	815	1.86	40	91	61	241	410	280	225	7
65	10	1375	3.14	40	91	68	268	437	308	225	8
80	10	2083	4.76	50	91	91	294	463	333	225	9
100	10	3252	7.43	50	91	104	334	503	373	225	11
125	10	5080	11.6	50	101	118	367	586	407	225	13
150	10	5134	11.7	60	101	130	419	638	458	225	17
200	8	9138	26.1	60	118	159	525	816	578	325	28
250	6	10227	29.2	70	118	196	626	1017	679	325	40
300	6	14748	42.1	70	118	230	726	1117	779	380	56
350	5	16064	62.3	96	290	254	797	1337	906	450	94
400	5	21042	81.6	100	290	287	903	1443	1012	450	116
450	3	20043	77.7	106	290	304	989	1629	1098	450	162
500	3	24883	96.5	110	290	340	1101	1741	1210	450	191
600	3	36081	139.9	110	290	398	1307	2047	1416	450	264
700	2	39945	180.1	110	320	453	1506	--	--	--	441
800	2	43493	237.8	110	320	503	1720	--	--	--	568
900	2	55024	300.9	110	320	583	1953	--	--	--	736
1000	2	68580	374.9	110	320	613	2137	--	--	--	921
1200	2	99025	642.5	150	340	728	2616	--	--	--	1350

tabla 4

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 11



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

VOLANTE, con husillo no ascendente

- Apropriado cuando existen limitaciones dimensionales.

- **J = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)

D= altura máx. de la válvula (sin accionamiento)

- Opciones:

- Cuadradillo de maniobra
- Bloqueadores
- Extensiones: columna, tubo, placas...
- DN superiores a los señalados en la tabla

- Accionamiento Compuesto por:

- Volante
- Husillo
- Casquillos guía en el puente
- Tuerca

- Disponible: DN50 a DN1200, otros DN bajo consulta.

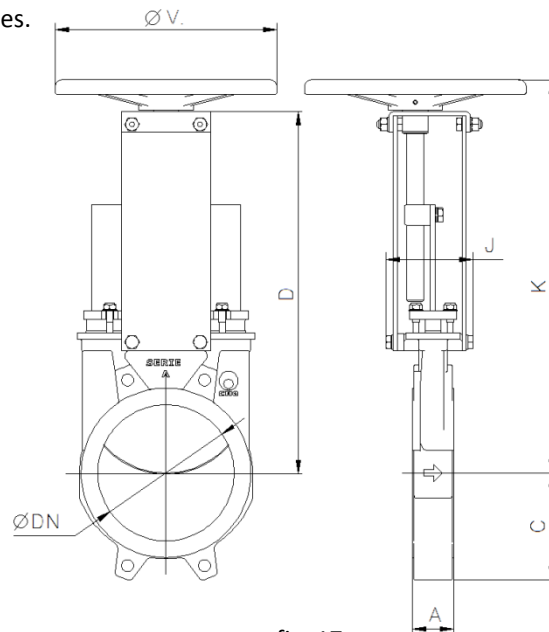


fig. 17

- A partir de DN600 el accionamiento es con reductor.

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	PAR (Nm)	A	C	D	J	K	ØV	Peso (kg.)
50	10	815	1.86	40	61	241	101	280	225	7
65	10	1375	3.14	40	68	268	101	308	225	8
80	10	2083	4.76	50	91	294	101	333	225	9
100	10	3252	7.43	50	104	334	101	373	225	11
125	10	5080	11.6	50	118	367	111	407	225	13
150	10	5134	11.7	60	130	419	111	458	225	17
200	8	9138	26.1	60	159	525	128	578	325	29
250	6	10227	29.2	70	196	626	128	679	325	40
300	6	14748	42.1	70	230	726	128	779	380	53
350	5	16064	62.3	96	254	797	305	906	450	93
400	5	21042	81.6	100	287	903	305	1012	450	126
450	3	20043	77.7	106	304	989	305	1098	450	160
500	3	24883	96.5	110	340	1101	305	1210	450	193
600	3	36081	139.9	110	398	1307	305	1416	450	264
700	2	39945	180.1	110	453	1506	335	--	--	435
800	2	43493	237.8	110	503	1720	335	--	--	580
900	2	55024	300.9	110	583	1953	335	--	--	740
1000	2	68580	374.9	110	613	2137	335	--	--	925
1200	2	99025	642.5	150	728	2616	355	--	--	1350

tabla 5

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 12



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

VOLANTE - CADENA

- Muy utilizado en instalaciones elevadas de accesos difíciles, el volante se coloca en posición vertical

- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
- **D= altura máx.** de la válvula (sin accionamiento)

- Opciones:
 - Bloqueadores
 - Extensiones: columna, tubo, placas...
 - Husillo no ascendente
 - DN superiores a los señalados en la tabla

- Compuesto por:
 - Volante
 - Husillo
 - Tuerca
 - Caperuza

- Disponible: DN 50 a DN 1200, otros DN bajo consulta.

- A partir de DN600 el accionamiento es con reductor, ver * en tabla.

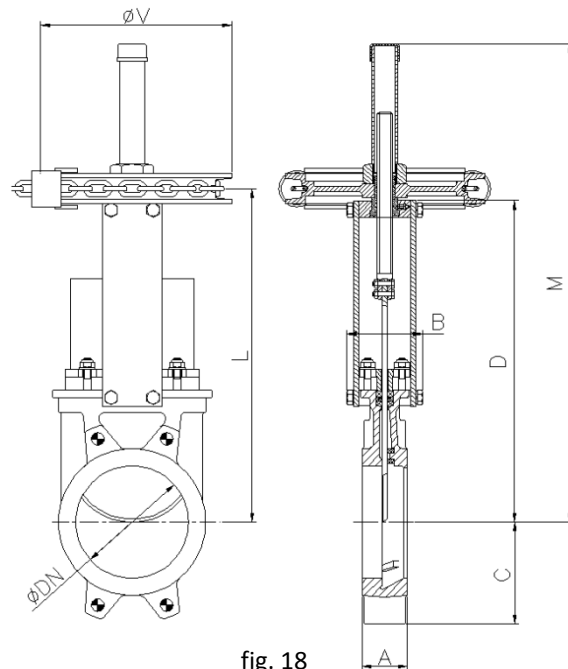


fig. 18

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	PAR (Nm)	A	B	C	D	L	M	ØV	Peso (kg.)
50	10	815	1.86	40	91	61	241	280	410	225	7
65	10	1375	3.14	40	91	68	268	308	437	225	8
80	10	2083	4.76	50	91	91	294	333	463	225	9
100	10	3252	7.43	50	91	104	334	373	503	225	11
125	10	5080	11.6	50	101	118	367	407	586	225	13
150	10	5134	11.7	60	101	130	419	458	638	225	17
200	8	9138	26.1	60	118	159	525	578	816	300	29
250	6	10227	29.2	70	118	196	626	679	1017	300	40
300	6	14748	42.1	70	118	230	726	779	1117	300	53
350	5	16064	62.3	96	290	254	797	906	1337	402	93
400	5	21042	81.6	100	290	287	903	1012	1443	402	126
450	3	20043	77.7	106	290	304	989	1098	1629	402	160
500	3	24883	96.5	110	290	340	1101	1210	1741	402	193
600	3	36081	139.9	110	290	398	1307	1416	2047	402	264
700	2	39945	180.1	110	320	453	1506	1658	2406	402*	435
800	2	43493	237.8	110	320	503	1720	1905	2790	402*	580
900	2	55024	300.9	110	320	583	1953	2115	3130	402*	740
1000	2	68580	374.9	110	320	613	2137	2310	3440	402*	925
1200	2	99025	642.5	150	340	728	2616	2815	4050	402*	1350

tabla 6



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

PALANCA

- Es un accionamiento de maniobrado rápido
- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
D= altura máx. de la válvula (sin accionamiento)
- El accionamiento consta de:
 - Palanca
 - Vástago
 - Casquillo guía
 - Bloqueadores externos, para mantener la posición
- Disponible: DN 50 a DN 300, otros DN bajo consulta.

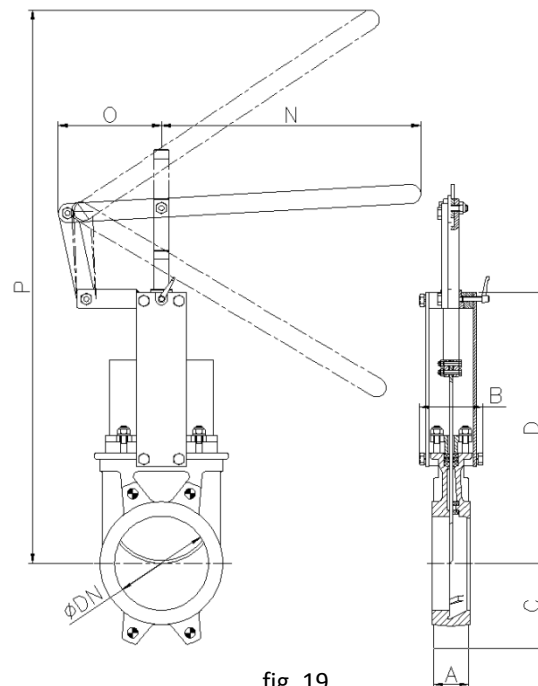


fig. 19

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	A	B	C	D	N	O	P	Peso (kg.)
50	10	815	40	91	61	241	325	155	504	8
65	10	1375	40	91	68	268	325	155	526	9
80	10	2083	50	91	91	294	325	155	549	10
100	10	3252	50	91	104	334	325	155	605	11
125	10	5080	50	101	118	367	425	155	902	14
150	10	5134	60	101	130	419	425	155	956	16
200	8	9138	60	118	159	525	620	290	1027	32
250	6	10227	70	118	196	626	620	290	1416	54
300	6	14748	70	118	230	726	620	290	1525	57

tabla 7



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

REDUCTOR

- Es recomendable para DN mayores de 600.
- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
D= altura máx. de la válvula (sin accionamiento)
- Opciones:
 - Volante con cadena
 - Bloqueadores
 - Extensiones: columna, tubo, placas...
 - **Husillo no ascendente**
- Accionamiento compuesto por:
 - Husillo
 - Puente
 - Reductor cónico
 - Volante
- Ratio de reducción estándar = 4 a 1 .
- Disponible: DN 50 a DN 2000, otros DN bajo consulta.

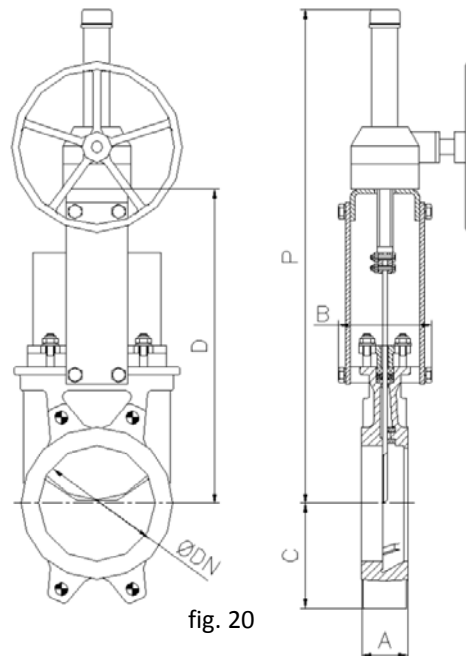


fig. 20

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	PAR (Nm)	A	B	C	D	P	Peso (kg.)
50	10	815	1.86	40	91	61	241	540	17
65	10	1375	3.14	40	91	68	268	566	18
80	10	2083	4.76	50	91	91	294	592	19
100	10	3252	7.43	50	91	104	334	632	20
125	10	5080	11.6	50	101	118	367	665	24
150	10	5134	11.7	60	101	130	419	717	26
200	8	9138	26.1	60	118	159	525	942	50
250	6	10227	29.2	70	118	196	626	1043	63
300	6	14748	42.1	70	118	230	726	1194	77
350	5	16064	62.3	96	290	254	797	1335	106
400	5	21042	81.6	100	290	287	903	1441	134
450	3	20043	77.7	106	290	304	989	1677	173
500	3	24883	96.5	110	290	340	1101	1789	216
600	3	36081	139.9	110	290	398	1307	2045	284
700	2	39945	180.1	110	320	453	1506	2401	430
800	2	43493	237.8	110	320	503	1720	2715	615
900	2	55024	300.9	110	320	583	1953	3043	768
1000	2	68580	374.9	110	320	613	2137	3351	972
1100	2	83196	539.8	150	340	670	2375	3675	1142
1200	2	99026	642.5	150	340	728	2616	4042	1298
1300	2	117653	763.3	150	390	787	2882	4382	1400
1400	2	136884	888.1	150	390	837	3250	4852	N.D.
1500	2	158591	1190.6	170	426	890	3517	5217	N.D.
1600	2	180653	1518.6	170	426	957	3775	5575	N.D.
1700	2	204052	1715.2	190	440	1010	4008	5908	N.D.
1800	2	230715	1939.4	190	440	1057	4242	6242	N.D.
1900	2	258472	2172.6	210	480	1110	4390	6490	N.D.
2000	2	289155	2760.9	210	480	1162	4540	6740	N.D.

N.D.: Peso no declarado

tabla 8

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 15



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

CILINDRO NEUMATICO, DOBLE EFECTO

- Los accionamientos neumáticos de doble efecto de CMO están diseñados para trabajar a una presión se entre 6 y 10 kg/cm².
- 10 Kg/cm² es la mayor presión de aire permisible. Cuando la presión de aire es inferior a 6 Kg/cm², consultar al fabricante.
- Para válvulas de DN50 hasta DN200 la camisa y tapas del cilindro son fabricadas en aluminio, el vástago en AISI304, el émbolo en acero recubierto de goma y las juntas tóricas de nitrilo.
- Para válvulas mayores que DN200 las tapas son fabricadas en función nodular o acero al carbono.
- Bajo consulta también es posible suministrar el accionamiento completamente en acero inox., especialmente para ser instalado en ambientes corrosivos.
- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
D= altura máx. de la válvula (sin accionamiento)
- Disponible: DN50 a DN1200, otros DN bajo consulta.

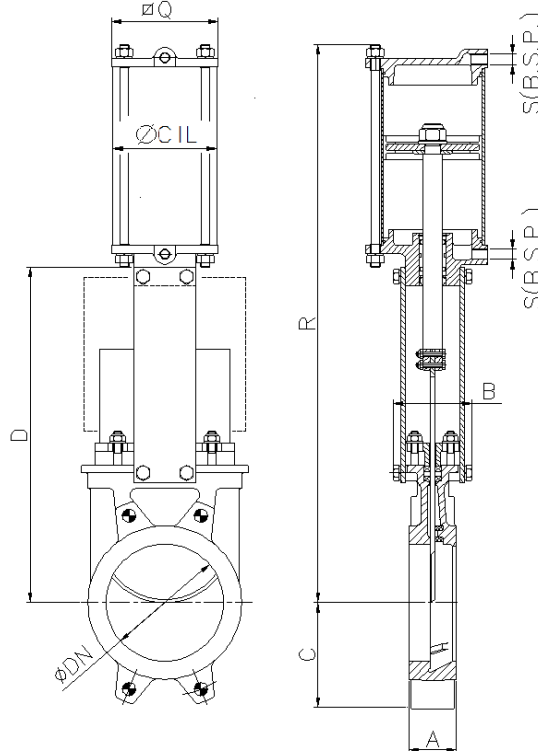


fig. 21

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	A	B	C	D	Ø CIL.	Ø VAST.	ØQ	S (B.S.P.)	R	Peso (kg.)
50	10	815	40	91	61	241	80	20	96	1/4"	416	7
65	10	1375	40	91	68	268	80	20	96	1/4"	456	8
80	10	2083	50	91	91	294	80	20	96	1/4"	498	9
100	10	3252	50	91	104	334	100	20	115	1/4"	562	12
125	10	5080	50	101	118	367	125	25	138	1/4"	636	18
150	10	5134	60	101	130	419	125	25	138	1/4"	717	22
200	8	9138	60	118	159	525	160	30	175	1/4"	874	37
250	6	10227	70	118	196	626	200	30	218	3/8"	1036	58
300	6	14748	70	118	230	726	200	30	218	3/8"	1182	72
350	5	16064	96	290	254	797	250	40	270	3/8"	1381	130
400	5	21042	100	290	287	903	250	40	270	3/8"	1530	155
450	3	20043	106	290	304	989	300	45	382	1/2"	1676	225
500	3	24883	110	290	340	1101	300	45	382	1/2"	1839	257
600	3	36081	110	290	398	1307	300	45	382	1/2"	2146	340
700	2	39945	110	320	453	1506	350	45	426	1/2"	2481	556
800	2	43493	110	320	503	1720	350	45	426	1/2"	2798	679
900	2	55024	110	320	583	1953	400	50	508	1/2"	3167	840
1000	*	*	110	320	613	2137	400	50	508	1/2"	3451	1053
1100	*	*	150	340	670	2375	400	50	508	1/2"	3792	1210
1200	*	*	150	340	728	2616	400	50	508	1/2"	4135	1366

* → Consultar

tabla 9

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 16

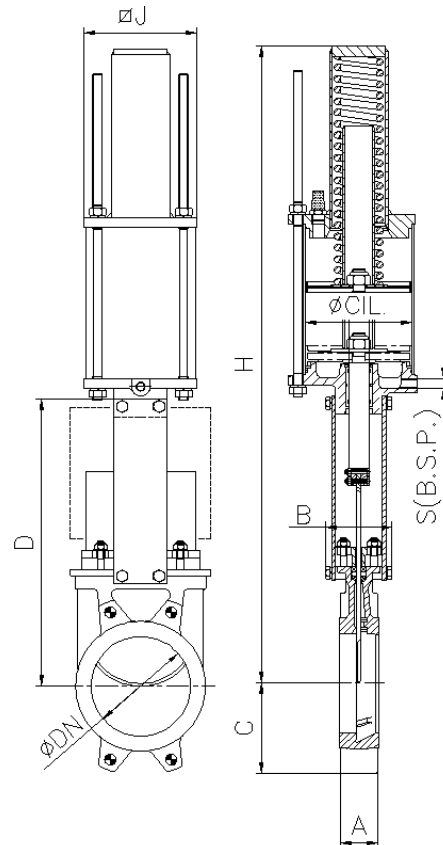


VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

CILINDRO NEUMATICO, SIMPLE EFECTO

- Los accionamientos neumáticos de simple efecto de CMO están diseñados para trabajar a una presión se entre 6 y 10 kg/cm².
- 10 Kg/cm² es la mayor presión de aire permisible. Cuando la presión de aire es inferior a 6 Kg/cm², consultar al fabricante.
- Disponible para cierre o apertura en caso de fallo (muelle cierra o abre).
- La camisa es fabricada en aluminio, las tapas en fundición nodular o acero al carbono, el vástago en AISI304, el émbolo en acero recubierto de goma, las juntas tóricas de nitrilo y el muelle en acero.
- El diseño de **accionamiento es con muelle** para válvulas de diámetros **hasta DN300**. Para mayores diámetros el accionamiento se compone de un cilindro de doble efecto y un tanque de aire que lleva almacenado el volumen de aire necesario para realizar el último movimiento en caso de fallo.



- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
- **D= altura máx.** de la válvula (sin accionamiento)

- Disponible: DN 50 a DN 1200, otros DN bajo consulta.

fig. 22

Nota: Por favor consulte el catálogo "accionamientos neumáticos de CMO" en caso de que requiera mayor información.

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	A	B	C	D	Ø CIL.	ØJ	S (B.S.P.)	Ø VAST.	H	Peso (kg.)
50	10	815	40	91	61	241	125	135	1/4"	25	781	19
65	10	1375	40	91	68	268	125	135	1/4"	25	806	22
80	10	2083	50	91	91	294	125	135	1/4"	25	833	23
100	10	3252	50	91	104	334	125	135	1/4"	25	873	24
125	10	5080	50	101	118	367	160	170	1/4"	30	909	35
150	10	7316	60	101	130	419	160	170	1/4"	30	960	36
200	8	13017	60	118	159	525	200	215	3/8"	30	1355	66
250	6	20352	70	118	196	626	250	270	3/8"	40	1844	130
300	6	29342	70	118	230	726	250	270	3/8"	40	2005	143

tabla 10



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

ACTUADOR ELECTRICO

- Este accionamiento es automático y se compone de las siguientes partes:
 - Motor eléctrico
 - Husillo
 - Puente
- El motor eléctrico se compone de:
 - Volante manual de emergencia
 - Finales de carrera
 - Limitadores de par
- Opciones:
 - Diferentes tipos y marcas
 - Husillo no ascendente
- Bridas ISO 5210 / DIN 3338
- Disponible: DN 50 a DN 2000, otros DN bajo consulta.
- A partir de DN500 el motor se ayuda de un reductor.

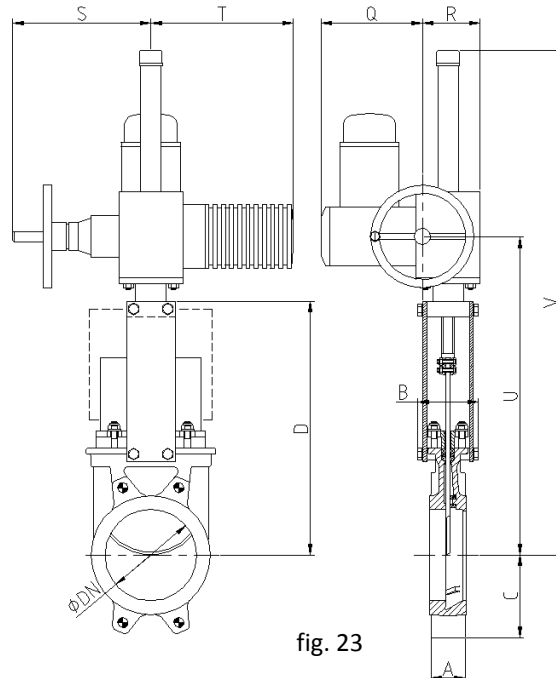


fig. 23

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	PAR (Nm)	A	B	C	D	Q	R	S	T	U	V	Peso (kg.)
50	10	815	1.86	40	91	61	241	197	102	234	265	347	587	24
65	10	1375	3.14	40	91	68	268	197	102	234	265	374	614	25
80	10	2083	4.76	50	91	91	294	197	102	234	265	400	640	26
100	10	3252	7.43	50	91	104	334	197	102	234	265	440	680	27
125	10	5080	11.6	50	101	118	367	197	102	234	265	473	713	30
150	10	5134	11.7	60	101	130	419	197	102	234	265	525	765	32
200	8	9138	26.1	60	118	159	525	197	102	234	265	640	880	42
250	6	10227	29.2	70	118	196	626	197	102	234	265	741	981	55
300	6	14748	42.1	70	118	230	726	197	102	234	265	841	1141	72
350	5	16064	62.3	96	290	254	797	197	115	256	282	944	1347	99
400	5	21042	81.6	100	290	287	903	197	115	256	282	1050	1550	136
450	3	20043	77.7	106	290	304	989	222	153	325	385	1147	1847	166
500	3	24883	96.5	110	290	340	1101	222	153	325	385	1259	1959	245
600	3	36081	139.9	110	290	398	1307	222	153	325	385	1465	2165	362
700	2	39945	180.1	110	320	453	1506	222	153	325	385	1651	2451	432
800	2	43493	237.8	110	320	503	1720	222	153	332	385	1865	2665	630
900	2	55024	300.9	110	320	583	1953	222	153	332	385	2098	2998	764
1000	2	68580	374.9	110	320	613	2137	222	153	332	385	2288	3178	998
1100	2	83196	539.8	150	340	670	2375	227	195	355	510	2575	3675	1194
1200	2	99026	642.5	150	340	728	2616	227	195	355	510	2866	4042	1350
1300	2	117653	763.3	150	390	787	2882	227	195	355	510	3082	4382	1452
1400	2	136884	888.1	150	390	837	3250	222	153	332	385	3395	4852	N.D.
1500	2	158591	1190.6	170	426	890	3517	222	153	332	385	3662	5217	N.D.
1600	2	180653	1518.6	170	426	957	3775	227	195	355	510	3975	5575	N.D.
1700	2	204052	1715.2	190	440	1010	4008	227	195	355	510	4210	5908	N.D.
1800	2	230715	1939.4	190	440	1057	4242	227	195	355	510	4257	6242	N.D.
1900	2	258472	2172.6	210	480	1110	4390	227	195	355	510	4590	6490	N.D.
2000	2	289155	2760.9	210	480	1162	4540	227	195	355	510	4740	6740	N.D.

N.D.: Peso no declarado

tabla 11

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 18



VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

ACCIONAMIENTO HIDRAULICO (Presión de aceite: 135 Kg/cm²)

- **B = anchura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
- **D= altura máx.** de la válvula (sin accionamiento)
- El accionamiento hidráulico, está compuesto por:
 - Cilindro hidráulico
 - Puente
- Disponible: DN 50 a DN 2000
- Posibilidad de diferentes tipos y marcas según las necesidades del cliente.

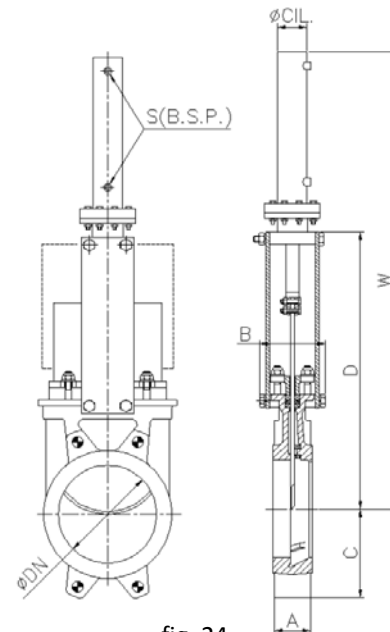


fig. 24

DN	ΔP (Kg/cm ²)	TIRO (Nw)	A	B	C	D	W	Ø CIL.	S (B.S.P.)	Cap. Aceite (dm ³)	Ø VAST.	Peso (kg.)
50	10	815	40	91	61	241	457	25	3/8"	0.03	18	7
65	10	1375	40	91	68	268	500	25	3/8"	0.03	18	8
80	10	2083	50	91	91	294	560	25	3/8"	0.04	18	9
100	10	3252	50	91	104	334	620	32	3/8"	0.09	22	12
125	10	5080	50	101	118	367	683	32	3/8"	0.11	22	15
150	10	5134	60	101	130	419	755	40	3/8"	0.20	28	20
200	8	9138	60	118	159	525	926	50	3/8"	0.42	28	31
250	6	10227	70	118	196	626	1077	50	3/8"	0.52	28	44
300	6	14748	70	118	230	726	1246	50	3/8"	0.62	28	62
350	5	16064	96	290	254	797	1376	50	3/8"	0.73	28	100
400	5	21042	100	290	287	903	1532	63	3/8"	1.31	36	138
450	3	20043	106	290	304	989	1707	63	3/8"	1.47	36	161
500	3	24883	110	290	340	1101	1869	63	3/8"	1.62	36	223
600	3	36081	110	290	398	1307	2176	80	3/8"	3.12	45	325
700	2	39945	110	320	453	1506	2525	80	1/2"	3.62	45	481
800	2	43493	110	320	503	1720	2839	100	1/2"	6.44	56	678
900	2	55024	110	320	583	1953	3172	100	1/2"	7.25	56	861
1000	2	68580	110	320	613	2137	3496	125	1/2"	10.25	70	1103
1100	2	83196	150	340	670	2375	3760	125	1/2"	13.56	70	1266
1200	2	99026	150	340	728	2616	4174	125	1/2"	15.05	70	1430
1300	2	117653	150	390	787	2882	4451	160	1/2"	26.3	70	1647
1400	2	136884	150	390	837	3250	4939	160	1/2"	28.65	70	N.D.
1500	2	158591	170	426	890	3517	5286	160	1/2"	30.7	70	N.D.
1600	2	180653	170	426	957	3775	5658	160	1/2"	32.7	70	N.D.
1700	2	204052	190	440	1010	4008	5991	200	1/2"	53.72	90	N.D.
1800	2	230715	190	440	1057	4242	6325	200	1/2"	57.35	90	N.D.
1900	2	258472	210	480	1110	4390	6578	200	1/2"	60.16	90	N.D.
2000	2	289155	210	480	1162	4540	6828	200	1/2"	63.65	90	N.D.

N.D.: Peso no declarado

tabla 12

C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 19

VÁLVULAS DE GUILLOTINA

SERIE A

INFORMACION SOBRE DIMENSIONES DE BRIDAS

EN 1092-2 PN10

DN	ΔP (Kg/cm ²)	•	o	Métrica	Prof.	ϕK
50	10	4	-	M 16	8	125
65	10	4	-	M 16	8	145
80	10	4	4	M 16	9	160
100	10	4	4	M 16	9	180
125	10	4	4	M 16	9	210
150	10	4	4	M 20	10	240
200	8	4	4	M 20	10	295
250	6	6	6	M 20	12	350
300	6	6	6	M 20	12	400
350	5	10	6	M 20	21	460
400	5	10	6	M 24	21	515
450	3	14	6	M 24	22	565
500	3	14	6	M 24	22	620
600	3	14	6	M 27	22	725
700	2	16	8	M 27	22	840
800	2	16	8	M 30	22	950
900	2	20	8	M 30	20	1050
1000	2	20	8	M 33	20	1160
1100	2	20	12	M 33	20	1270
1200	2	20	12	M 36	22	1380
1300	2	20	12	M 36	26	1490
1400	2	24	12	M 39	26	1590
1500	2	24	12	M 39	35	1700
1600	2	28	12	M 45	40	1820
1700	2	30	14	M 45	40	1920
1800	2	30	14	M 45	40	2020
1900	2	32	16	M 45	45	2120
2000	2	32	16	M 45	45	2230

tabla 13

ANSI B16, clase 150

DN	ΔP (Kg/cm ²)	•	O	R UNC	Prof.	ϕK
2"	10	4	-	5/8"	8	120,6
2 1/2"	10	4	-	5/8"	8	139,7
3"	10	4	-	5/8"	9	152,4
4"	10	4	4	5/8"	9	190,5
5"	10	4	4	3/4"	9	215,9
6"	10	4	4	3/4"	10	241,3
8"	8	4	4	3/4"	10	298,4
10"	6	6	6	7/8"	12	361,9
12"	6	6	6	7/8"	12	431,8
14"	5	8	4	1"	21	476,2
16"	5	10	6	1"	21	539,7
18"	3	10	6	1 1/8"	22	577,8
20"	3	14	6	1 1/8"	22	635
24"	3	14	6	1 1/8"	22	749,3
28"	2	20	8	1 1/4"	22	863,6
30"	2	20	8	1 1/4"	22	914,4
32"	2	18	10	1 1/2"	22	977,9
36"	2	20	12	1 1/2"	20	1085,8
40"	2	24	12	1 1/2"	20	1200,2

tabla 14

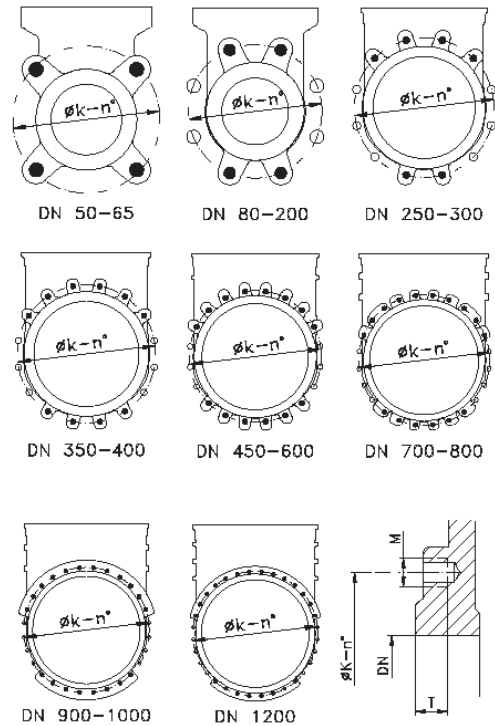
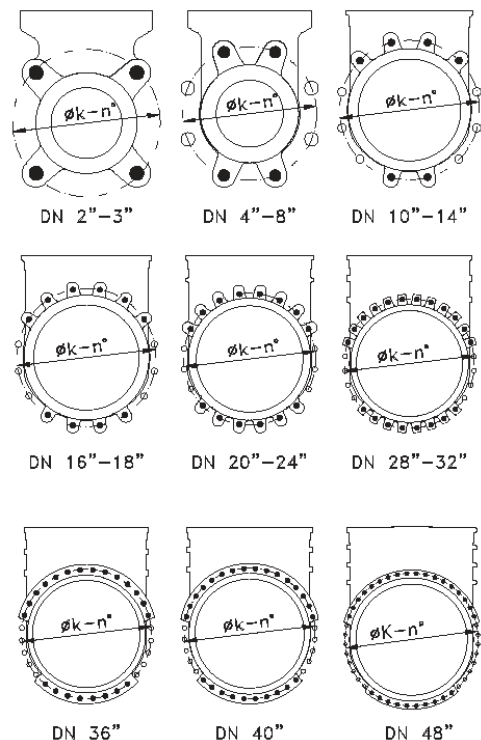


fig. 25

- TALADRO ROSCADO CIEGO
- TALADRO PASANTE



C.M.O.

Amategui Aldea 142, 20400 Txarama-Tolosa (SPAIN)

TEC-A.ES06

Tel. Nacional: 902.40.80.50 Fax: 902.40.80.51 / Tel. Internacional: 34.943.67.33.99 Fax: 34.943.67.24.40

cmo@cmo.es <http://www.cmo.es>

pág. 20