

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO DE LA OBRA DE CIERRE Y LAS OBRAS
COMPLEMENTARIAS EN EL EMBALSE PAMPAS DE
SALASACA**

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FREDDY ISRAEL RODRÍGUEZ BADILLO

firb686@hotmail.com

DIRECTOR: DR. –ING. MARCO CASTRO D.

marco.castro@epn.edu.ec.com

Quito, octubre 2012

DECLARACIÓN

Yo Freddy Israel Rodríguez Badillo, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en éste documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

FREDDY RODRIGUEZ BADILLO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Freddy Israel Rodríguez Badillo, bajo mi supervisión.

**DR. –ING. MARCO CASTRO D.
DIRECTOR DE PROYECTO**

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar a Dios, a mis padres, hermano y familia en general que siempre vieron en mí a una persona capaz de culminar sus estudios con éxito.

Un profundo agradecimiento con Adry, Andrés, Jonathan, Julián, Eduardo y Tito, amigos y compinches de muchas historias que serán recordadas una y otra vez en la posteridad y desde luego a Cris por haber sido una persona muy importante en mi vida.

A los miembros del tribunal por la ayuda brindada, quienes fueron profesores y son un ejemplo a seguir: Dr. Marco Castro, Ing. Rafael Poveda e Ing. Jorge Valverde.

Al Ing. Francisco Beltrán por sus grandes conocimientos en geotecnia que de una u otra forma me fueron transmitidos, además por su buen sentido del humor.

A los compañeros que conocí en el trabajo y que luego se convertirían en buenos amigos: Lore, George, Santiago y Gustavo, en realidad es un gusto poder compartir el tiempo laboral con ustedes.

A ASTEC Cia. Ltda. por el apoyo y la información necesaria para la realización de éste trabajo.

Freddy Israel Rodríguez Badillo

DEDICATORIA

A mis padres por el cariño, esfuerzo, dedicación y sacrificio que representa el educar y formar un hijo, éste trabajo es por y para ellos, como una pequeña muestra de la educación que le dieron a su hijo.

Freddy Israel Rodríguez Badillo

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XV
ÍNDICE DE CUADROS	XX
RESUMEN	XXIII
ABSTRACT	XXIV
CAPITULO 1: GENERALIDADES	
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	2
1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
CAPITULO 2: INGENIERÍA BÁSICA PARA EL DIMENSIONAMIENTO	
2.1. BASES DE CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA	3
2.1.1. CARTOGRAFÍA.....	3
2.1.2. LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS	4
2.1.3. NIVELACIÓN DEL POLÍGONO DE PRECISIÓN	4
2.2. ANÁLISIS DEL CLIMA Y METEOROLOGÍA	4
2.2.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL CLIMA.....	5
2.2.1.1. TEMPERATURA.....	5
2.2.1.2. HUMEDAD RELATIVA.....	5
2.2.1.3. VIENTOS	5
2.2.1.4. EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL.....	6
2.2.1.5. PRECIPITACIONES	6
2.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO–SEDIMENTOLÓGICO DEL SITIO DE CIERRE	7
2.3.1. CAUDALES MEDIOS MENSUALES	7
2.3.1.1. CURVA DE DURACIÓN GENERAL	8
2.3.2. TRANSPORTE Y DEPÓSITO DE SEDIMENTOS.....	10
2.4. ESTUDIOS DE GEOLOGÍA - GEOTECNIA Y MECÁNICA DE SUELOS..	10
2.4.1. GEOLOGÍA REGIONAL	11
2.4.1.1. UNIDADES LITOESTRATIGRÁFICAS	11
2.4.1.2. TECTÓNICA REGIONAL.....	11
2.4.1.3. GEOMORFOLOGÍA.....	13
2.4.1.3.1.ZONAS ELEVADAS Y FLANCOS DE FUERTE PENDIENTE....	13
2.4.1.3.2.ZONAS INTERMEDIAS, CON PENDIENTES MODERADAS A SUAVES	13
2.4.1.3.3.TERRAZA FLUVIO-GLACIAR 1	14
2.4.1.3.4.TERRAZA FLUVIO-GLACIAR 2	15
2.4.2. GEOLOGÍA LOCAL	15
2.4.2.1. LAVAS ANDESÍTICAS – DACÍTICAS.....	15
2.4.2.2. MORRENAS	16

2.4.2.3. DEPÓSITOS FLUVIO-GLACIARES 1.....	16
2.4.2.4. DEPÓSITOS FLUVIO-GLACIARES 2.....	16
2.4.2.5. TERRAZA ALUVIAL.....	17
2.4.2.6. COLUVIALES	17
2.4.3. PELIGROSIDAD SÍSMICA.....	19
2.5. ANÁLISIS DE LA DEMANDA DE AGUA	20
2.6. VOLÚMENES DE EMBALSAMIENTO – ALTURA ÓPTIMA.....	21
2.6.1. GARANTÍA SELECCIONADA	21
2.6.2. ALTURA DE LA PRESA SELECCIONADA	22

CAPITULO 3: CRITERIOS GEOTECNICOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

3.1. ESTUDIO DE MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA.....	23
3.1.1. MATERIALES CERCANOS AL SITIO DE LA PRESA.....	23
3.1.1.1. SECTOR DEL EJE DE LA PRESA.....	23
3.1.1.3. SECTOR DEL “PARQUEADERO”.....	23
3.1.1.3. SECTOR TISALEO.....	24
3.1.2. MATERIALES DEL FLANCO NORTE Y SUR DEL VALLE	24
3.1.3. MATERIALES PARA AGREGADOS DE HORMIGÓN Y/O FILTROS	24
3.2. RESULTADOS DE LAS PERFORACIONES Y ENSAYOS DE... LABORATORIO PARA LA CIMENTACIÓN DE LA PRESA	25
3.2.1. SONDEO PS-PE-1	25
3.2.1.1. ESTRATIGRAFÍA	25
3.2.1.2. PERMEABILIDAD.....	27
3.2.1.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	27
3.2.2. SONDEO PS-PE-2	29
3.2.2.1. ESTRATIGRAFÍA	29
3.2.2.2. PERMEABILIDAD.....	30
3.2.2.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	31
3.2.3. SONDEO PS-PE-3	31
3.2.3.1. ESTRATIGRAFÍA	32
3.2.3.2. PERMEABILIDAD.....	32
3.2.3.3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS	33
3.2.4. MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO EN EL SECTOR PRESA	34
3.2.4.1. PERFIL GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO A-A’.....	34
3.2.4.2. PERFIL GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO B-B’.....	37
3.3 TIPO DE PRESA	39
3.3.1. CLASIFICACIÓN SEGÚN LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	39
3.3.1.1. PRESAS DE HORMIGÓN	39
3.3.1.2. PRESAS DE MATERIALES SUELTOS	39
3.3.1.2.1 HOMOGÉNEA	40
3.3.1.2.2 HETEROGÉNEA.....	41
3.3.2. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA SELECCIÓN DEL TIPO..... DE PRESA.....	43
3.3.2.1. TOPOGRAFÍA	43
3.3.2.2. HIDROLOGÍA	44
3.3.2.3. MATERIALES DISPONIBLES	44
3.3.2.4. GEOLOGÍA-GEOTECNIA.....	44
3.3.3. SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA.....	45

3.3.4.	CIMENTACIÓN.....	46
3.3.4.1.	CAPACIDAD DE SOPORTE Y ESTABILIDAD GENERAL	46
3.3.4.2.	ASENTAMIENTOS Y DEFORMACIONES	47
3.3.4.3.	CONTROL DE FILTRACIONES	47
3.3.5.	NÚCLEO.....	47
3.3.5.1.	FISURACIÓN DEL NÚCLEO	48
3.3.5.2.	PRECAUCIONES CONTRA LA FISURACIÓN.....	51
3.3.5.3.	TIPO Y PRE-DIMENSIONAMIENTO DEL ANCHO DEL... NÚCLEO.....	51
3.3.6.	FILTROS.....	53
3.3.6.1.	FUNCIÓN DE LOS FILTROS	53
3.3.6.2.	NORMAS PARA EL DISEÑO DE LOS FILTROS	54
3.3.6.2.1.	CRITERIOS DE ESTABILIDAD	55
3.3.6.2.2.	CRITERIOS DE PERMEABILIDAD	58
3.3.6.2.3.	CRITERIOS DE AUTOESTABILIDAD	59
3.3.6.2.4.	ESPESOR DE LOS FILTROS	60
3.4.	MÉTODOS TEÓRICOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS Y COMPORTAMIENTO DE SUS MATERIALES.....	61
6.3.1.	CRITERIOS DE FALLA DE MOHR-COULOMB	61
6.3.2.	ESTABILIDAD DE LA PRESA	63
3.4.2.1.	CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD (F.S.)	63
3.4.2.2.	ESTABILIDAD BAJO CONDICIONES DE FILTRACIÓN EN... UNA PRESA	68
3.4.2.3.	ESTABILIDAD BAJO CONDICIONES SÍSMICAS	68
3.4.3.	ANÁLISIS DE LA RED DE FLUJO	70
3.4.3.1.	MOVIMIENTO DE AGUA A TRAVÉS DE SUELOS.....	70
3.4.3.2.	INFLUENCIA DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA EN... LA RED DE FLUJO.....	72
3.4.4.	ANÁLISIS TENSODEFORMACIONAL	73
3.4.4.1.	MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	74
3.4.4.2.	MODELOS CONSTITUTIVOS	75
3.4.4.3.	CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.....	76
3.5	CRITERIOS EN FACTORES DE SEGURIDAD Y PARÁMETROS ADICIONALES	78

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL CUERPO DE LA PRESA Y CIMENTACIÓN MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA GEO- STUDIO

4.1	DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO GEOSTUDIO.....	81
4.2	PARÁMETROS PARA EL DISEÑO CON EL MODELO GEO-STUDIO.....	81
4.2.2.	PARÁMETROS PARA EL MODELO SLOPE/W	82
4.2.3.	PARÁMETROS PARA EL MODELO SEEP/W	85
4.2.3.1.	PERMEABILIDAD DE LOS MATERIALES DE LA PRESA.....	86
4.2.3.2.	PERMEABILIDAD DE LA CIMENTACIÓN.....	88
4.2.3.	PARÁMETROS PARA EL MODELO SIGMA/W	88
4.2.3.1.	MÓDULO EDOMÉTRICO PARA LA CIMENTACIÓN.....	89
4.2.3.2.	MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA LOS MATERIALES DE... LA PRESA	92
4.2.3.3.	COEFICIENTE DE POISSON.....	93

4.2.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA PRESA	93
4.2.4.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS TALUDES	94
4.2.4.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DEL NÚCLEO	94
4.2.4.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DEL BORDE LIBRE	94
4.3.	DIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA CON EL MODELO GEOSTUDIO.....	95
4.3.1.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	95
4.3.1.1.	ESTABILIDAD DEL TALUD AGUAS ARRIBA	96
4.3.1.2.	ESTABILIDAD DEL TALUD AGUAS ABAJO.....	101
4.3.2.	ANÁLISIS DE LA RED DE FLUJO	103
4.3.2.1.	RED DE FLUJO SIN INYECCIONES DE..... IMPERMEABILIZACIÓN.....	104
4.3.2.2.	RED DE FLUJO CON INYECCIONES DE..... IMPERMEABILIZACIÓN.....	107
4.3.3.	ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL.....	111
4.3.3.1.	ASENTAMIENTOS Y ESFUERZOS GENERADOS EN LA..... SECCIÓN 0+109.....	112
4.3.3.2.	ASENTAMIENTOS Y ESFUERZOS GENERADOS EN LA..... SECCIÓN 0+188.....	115
4.3.3.3.	ASENTAMIENTOS Y ESFUERZOS GENERADOS EN LA..... SECCIÓN 0+315.....	118
4.3.3.4.	ASENTAMIENTOS Y ESFUERZOS GENERADOS EN LA..... SECCIÓN 0+436.....	121
4.4.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	124
4.4.1.	RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ESTABILIDAD	124
4.4.1.1.	ESTABILIDAD AGUAS ARRIBA.....	125
4.4.1.2.	ESTABILIDAD AGUAS ABAJO	126
4.4.1.3.	COMPROBACIÓN DE RESULTADOS DE LOS MODELOS DE..... ESTABILIDAD.....	128
4.4.2.	RESULTADOS DE LOS MODELOS DE RED DE FLUJO.....	128
4.4.2.1.	MODELOS SIN PANTALLAS DE IMPERMEABILIZACIÓN.....	129
4.4.2.2.	MODELOS CON PANTALLAS DE IMPERMEABILIZACIÓN....	130
4.4.2.3.	COMPROBACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS..... MODELO DE LA RED DE FLUJO	131
4.4.3.	RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ASENTAMIENTOS Y..... TENSIONES.....	131
4.5.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD	133
4.5.1.	MODELO SLOPE/W (ANÁLISIS DE ESTABILIDAD)	133
4.5.1.1.	MÉTODOS DE ANÁLISIS.....	133
4.5.1.2.	PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LOS ESPALDONES...	134
4.5.2.	MODELO SEEP/W (ANÁLISIS DE RED DE FLUJO)	135
4.5.3.	MODELO SIGMA/W (ANÁLISIS TENSODEFORMACIONAL)	136
4.5.3.1.	ANÁLISIS DE LA DIMENSIÓN DE LOS ELEMENTOS..... FINITOS.....	137
4.5.4.	DESCRIPCIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO FINAL	140
4.5.4.1.	ESPALDONES.....	140
4.5.4.2.	FILTROS.....	140
4.5.4.3.	NÚCLEO.....	141
4.5.4.4.	CIMENTACIÓN.....	141

CAPÍTULO 5: CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS

5.1.	OBRA DE DESVÍO DE LOS CAUDALES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.	143
5.1.1.	TIPOS DE DERIVACIÓN Y DESVÍO DE CAUDALES	143
5.1.1.1.	SELECCIÓN DEL TIPO DE DERIVACIÓN	143
5.1.2.	ALTURA DE LA ATAGUÍA	144
5.1.3.	CONSIDERACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL TÚNEL ...	145
5.1.3.1.	COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO (COEFICIENTE DE MANNING)	145
5.1.3.2.	FLUJO GRADUALMENTE VARIADO EN EL TÚNEL	147
5.1.3.3.	TRAZADO EN PLANTA DEL TÚNEL	150
5.1.3.4.	UBICACIÓN DE LA MÁXIMA SOBREELEVACIÓN. RÉGIMEN SUBCRÍTICO	151
5.1.4.	OBRAS DE DESCARGA PARA LOS CAUDALES DE DESVÍO	151
5.1.4.1.	PERFIL HIDRODINÁMICO DEL AZUD	151
5.1.4.2.	RADIO DE ENLACE PERFIL-CUENCO DISIPADOR	153
5.1.4.3.	CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA	153
5.1.4.4.	CANAL DE RESTITUCIÓN	156
5.2.	OBRA DE CAPTACIÓN Y/O DESAGÜE DE FONDO	156
5.2.1.	CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA CONDUCCIÓN	157
5.2.1.1.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA CAPTACIÓN	157
5.2.1.2.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL DESAGÜE DE FONDO	158
5.2.2.	CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS PARA EL DISEÑO DE LA TOMA Y DESAGÜE DE FONDO	159
5.2.2.1.	PÉRDIDAS EN LA REJILLA DE ENTRADA	160
5.2.2.2.	PÉRDIDAS DEBIDO A LA ENTRADA	161
5.2.2.3.	PÉRDIDAS POR TRANSICIÓN EN LA ENTRADA	161
5.2.2.4.	PÉRDIDA LOCALIZADA POR CODO A 90°	162
5.2.2.5.	PÉRDIDAS DE CARGA CONTINUAS O POR FRICCIÓN	163
5.2.2.6.	PÉRDIDA LOCALIZADA POR TRANSICIÓN EN LA TUBERÍA	163
5.2.2.7.	PÉRDIDA LOCAL POR VÁLVULA MARIPOSA	164
5.2.2.8.	PÉRDIDA LOCAL POR CAMBIO DE DIRECCIÓN	164
5.3.	VERTEDERO DE EXCESOS	166
5.3.1.	LAMINACIÓN DE AVENIDAS	166
5.3.1.1.	PERÍODO DE RETORNO PARA EL HIDROGRAMA DE ENTRADA	166
5.3.1.2.	CÁLCULO DE LA LAMINACIÓN DEL EMBALSE	167
5.3.2.	VERTEDERO DE EXCESOS FRONTAL	169
5.3.2.1.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL CIMACIO TIPO USBR	169
5.3.2.2.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL CIMACIO TIPO WES	170
5.3.2.3.	RADIO DE ENLACE Y CALADO A LA SALIDA DEL CIMACIO	172
5.3.2.4.	TRANSICIÓN VERTEDERO - RÁPIDA	172
5.3.2.5.	TRANSICIÓN EN RÉGIMEN SUPERCRÍTICO	172
5.3.2.5.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LA RÁPIDA DE EXCESOS	176

5.3.2.6.	FLUJO GRADUALMENTE VARIADO SIN INTRODUCCIÓN..... DE AIRE.....	176
5.3.2.7.	FLUJO CON INTRODUCCIÓN DE AIRE.....	176
5.4.	DISIPADOR DE ENERGÍA.....	182
5.4.1.	CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DEL DISIPADOR DE..... ENERGÍA – TIPO CUENCO.....	182
5.5.	RECOLECCIÓN DE LAS AGUAS INFILTRADAS.....	186
CAPÍTULO 6: DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO		
6.1	DESCRIPCIÓN DE VARIANTES.....	187
6.1.1.	VARIANTE I.....	187
6.1.1.1.	ESTRUCTURAS DE DESVÍO.....	187
6.1.1.2.	ESTRUCTURA DE EXCESOS.....	188
6.1.1.3.	OBRA DE CAPTACIÓN Y DESAGÜE DE FONDO.....	188
6.1.1.4.	DISIPADOR DE ENERGÍA Y DESCARGA.....	191
6.1.2.	VARIANTE II.....	193
6.1.2.1.	ESTRUCTURAS DE DESVÍO.....	193
6.1.2.2.	ESTRUCTURA DE EXCESOS.....	193
6.1.2.3.	OBRA DE CAPTACIÓN Y DESAGÜE DE FONDO.....	194
6.1.2.4.	DISIPADOR DE ENERGÍA Y DESCARGA.....	195
6.1.3.	VARIANTE III.....	196
6.1.3.1.	ESTRUCTURAS DE DESVÍO.....	196
6.1.3.2.	ESTRUCTURAS DE EXCESOS.....	197
6.1.3.2.1.	VERTEDERO DE EXCESOS FRONTAL – TIPO WES O USB	197
6.1.3.2.2.	RÁPIDA DE EXCESOS.....	198
6.1.3.2.3.	DISIPADOR DE ENERGÍA.....	199
6.1.3.3.	OBRA DE CAPTACIÓN.....	199
6.1.4.	VARIANTE IV.....	199
6.1.4.1.	OBRAS DE DESVÍO.....	200
6.1.4.2.	ESTRUCTURAS DE EXCESOS.....	200
6.1.4.2.1.	VERTEDERO DE EXCESOS LATERAL – TIPO USBR.....	200
6.1.4.2.2.	CANAL CUBIERTO.....	200
6.1.4.2.3.	DERIVACIÓN LATERAL.....	202
6.1.4.2.4.	DISIPADOR DE ENERGÍA DE EXCESOS.....	202
6.1.4.3.	OBRA DE CAPTACIÓN.....	204
6.2	ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE VARIANTE.....	204
6.2.1.	ANÁLISIS TÉCNICO.....	204
6.2.1.1.	OBRAS DE DESVÍO.....	205
6.2.1.2.	ESTRUCTURAS DE EXCESOS.....	205
6.2.1.3.	OBRA DE CAPTACIÓN Y DESAGÜE DE FONDO.....	207
6.2.1.4.	RESULTADOS EVALUACIÓN TÉCNICA.....	207
6.2.2.	ANÁLISIS CONSTRUCTIVO.....	209
6.2.2.1.	OBRAS DE DESVÍO.....	209
6.2.2.2.	ESTRUCTURAS DE EXCESOS.....	209
6.2.2.3.	OBRA DE CAPTACIÓN Y DESAGÜE DE FONDO.....	211
6.2.2.4.	RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN CONSTRUCTIVA.....	211
6.3.3.	ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS... 213	
6.2.4.	RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN GENERAL.....	214

6.3	OBRAS DE DESVÍO DE LOS CAUDALES DURANTE LA..... CONSTRUCCIÓN PARA LA VARIANTE SELECCIONADA	214
6.3.1.	DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN DEL TÚNEL DE DESVÍO	214
6.3.1.1.	COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL FLUJO (COEFICIENTE..... DE MANNING).....	215
5.2.	CANAL LATERAL DE DESVÍO DEL TÚNEL.....	216
6.3.1.3.	SECCIÓN TIPO BAÚL DEL TÚNEL	216
6.1.1.3.1.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL FGV	218
6.1.1.3.2.	SOBREELEVACIÓN EN LA CURVATURA DEL TRAZADO EN PLANTA	220
6.3.2.	ALTURA DE LOS MUROS DE ALA DE LA ATAGUÍA.....	221
6.3.3.	PERFIL HIDRODINÁMICO DEL AZUD	221
6.3.3.1.	PERFIL TIPO UBSR	221
6.3.3.2.	PERFIL TIPO WES	222
6.3.3.3.	RADIO DE ENLACE PERFIL - CUENCO	223
6.3.4.	CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA.....	223
6.3.5.	CANAL DE DESCARGA.....	223
6.4.	VERTEDERO DE EXCESOS Y DISIPADOR DE ENERGÍA PARA..... VARIANTE SELECCIONADA.....	225
6.4.1.	LAMINACIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO	225
6.4.4.1.	HIDROGRAMA DE DISEÑO.....	225
6.4.4.2.	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL ANCHO DEL VERTEDERO	226
6.4.2.	PERFIL HIDRODINÁMICO DEL VERTEDERO DE EXCESOS	229
6.4.3.	RADIO DE ENLACE	230
6.4.4.	TRANSICIÓN EN FLUJO SUPERCRÍTICO	230
6.4.4.1.	DISEÑO DE LA TRANSICIÓN.....	230
6.4.4.2.	PROFUNDIDAD DE LOS FRENTE DE ONDA.....	231
6.4.4.3.	RESGUARDO DEL CANAL	232
6.4.5.	RÁPIDA DE DESCARGA	232
6.4.5.1.	FLUJO GRADUALMENTE VARIADO SIN INTRODUCCIÓN DE AIRE.....	233
6.4.5.2.	FLUJO GRADUALMENTE VARIADO AUTOAERADO.....	235
6.4.5.3.	ALTURA DE LOS MUROS DEL CANAL DE LA RÁPIDA.....	235
6.4.6.	DISIPADOR DE ENERGÍA Y DESCARGA AL CAUCE.....	237
6.4.6.1.	CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA.....	237
6.4.6.2.	CANAL DE DESCARGA Y ENROCADO DE PROTECCIÓN ...	238
6.5.	OBRA DE CAPTACIÓN.....	238
6.5.1.	NIVEL MÍNIMO DE OPERACIÓN PARA LA TOMA	239
6.5.1.1.	CURVA DE DESCARGA CON LA REJILLA OBSTRUIDA	239
6.5.1.2.	CURVA DE DESCARGA CON LA REJILLA LIBRE DE..... OBSTRUCCIONES.....	240
6.6.	DESAGÜE DE FONDO	242
6.6.1.	CAPACIDAD DEL DESAGÜE DE FONDO.....	242
6.6.2.	VACIADO DEL EMBALSE.....	243
6.7.	RECOLECCIÓN DE LAS AGUAS DE FILTRACIÓN	244
 CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
7.1.	CONCLUSIONES DEL DISEÑO DE LA PRESA	245
7.2.	CONCLUSIONES DEL DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS	247

7.3.	RECOMENDACIONES DEL DISEÑO DE LA PRESA.....	249
7.4.	RECOMENDACIONES DEL DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS .	249
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	251
ANEXOS		
	ANEXO No 1	254
MANUAL BÁSICO DEL USUARIO DEL PROGRAMA GEOSTUDIO 2007 V 7.17		
	SLOPE/W	255
1.1.	INTRODUCCIÓN AL MODELO SLOPE/W.....	255
1.1.1.	CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA	255
1.1.1.1.	MÉTODOS DE CÁLCULO	255
1.1.1.2.	GEOMETRÍA Y ESTRATIGRAFÍA.....	255
1.1.1.3.	DETERMINACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA	256
1.1.1.4.	PRESIÓN HIDROSTÁTICA	256
1.1.1.5.	MODELOS DE COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE..... LOS SUELOS	256
1.2.	EJEMPLO PASO A PASO.....	257
1.2.1.	GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	257
1.2.2.	INICIO DEL PROGRAMA	258
1.2.3.	DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO	259
1.2.4.	GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES	260
1.2.5.	CONDICIONES DE BORDE	262
1.2.6.	EJECUCIÓN Y RESULTADOS DEL MODELO	264
1.2.7.	ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO Y RESULTADOS	264
	SEEP/W	266
2.1.	INTRODUCCIÓN AL MODELO SEEP/W	266
2.1.1.	CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA	266
2.1.1.1.	TIPOS DE ANÁLISIS	266
2.1.1.2.	GEOMETRÍA Y ESTRATIGRAFÍA.....	266
2.1.1.3.	MODELOS DE COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE..... LOS SUELOS	266
2.1.1.4.	CONDICIONES DE CONTORNO	267
2.2.	EJEMPLO PASO A PASO.....	267
2.2.1.	GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	267
2.2.2.	INICIO DEL PROGRAMA	268
2.2.3.	DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO	268
2.2.4.	GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES	268
2.2.5.	CONDICIONES DE BORDE	270
2.2.6.	EJECUCIÓN Y RESULTADOS DEL MODELO	273
	SIGMA/W	275
3.1.	INTRODUCCIÓN AL MODELO SIGMA/W	275
3.1.1.	CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA	275
3.1.1.1.	TIPOS DE ANÁLISIS	275
3.1.1.2.	GEOMETRÍA Y ESTRATIGRAFÍA.....	275
3.1.1.3.	MODELOS DE COMPORTAMIENTO Y PROPIEDADES DE..... LOS SUELOS	276
3.1.1.4.	CONDICIONES DE CONTORNO	276
3.2.	EJEMPLO PASO A PASO.....	276

3.2.1. GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	276
3.2.2. INICIO DEL PROGRAMA	277
3.2.3. DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO	277
3.2.4. GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES	277
3.2.5. CREACIÓN DE LOS SUB-ESCENARIOS	279
3.2.6. CONDICIONES DE BORDE	281
3.2.7. EJECUCIÓN Y RESULTADOS DEL MODELO	282
ANEXO No 2	
REGISTRO DE CALICATAS, TRINCHERAS Y AFLORAMIENTOS.....	285
ANEXO No 3	
RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS CALICATAS,..... TRINCHERAS Y AFLORAMIENTOS	288
ANEXO No 4	
REGISTRO DE LAS PERFORACIONES	291
ANEXO No 5	
RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE LAS MUESTRAS DE LOS SONDEOS	293
ANEXO No 6	
CÁLCULO DE LAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE LOS FILTROS	295
ANEXO No 7	
PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA.....	299
ANEXO No 8	
MODELOS GEOSTUDIO	301
ANEXO 8.1: MODELOS DE ESTABILIDAD.....	302
ANEXO 8.2: MODELOS DE RED DE FLUJO	312
ANEXO 8.3: MODELOS DE ASENTAMIENTOS Y TENSIONES	320
ANEXO 8.4: CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA	332
ANEXO No 9	
PRESUPUESTO DE CONTRUCCIÓN	334
ANEXO No 10	
DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO.....	336
ANEXO No 11	
PLANOS	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPITULO 1	
FIGURA 1.1: UBICACIÓN GENERAL DEL PROYECTO.....	2
CAPITULO 2	
FIGURA 2.1: CURVA DE DURACIÓN GENERAL EN EL SITIO DE PRESA.....	9
FIGURA 2.2: ESQUEMA GEOLÓGICO REGIONAL.....	12
FIGURA 2.3: FALLAS Y LINEAMIENTOS REGIONALES	14
FIGURA 2.4: UNIDADES GEOLÓGICAS DEL SITIO DEL EMBALSE	18
CAPITULO 3	
FIGURA 3.1: UBICACIÓN GENERAL DE LAS TRINCHERAS Y CALICATAS....	25
FIGURA 3.2: UBICACIÓN DE LOS SONDEOS GEOMECAÑICOS	33
FIGURA 3.3: UBICACIÓN DE LOS PERFILES GEOLÓGICOS-GEOTÉCNICOS	35
FIGURA 3.4: PERFIL GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO A-A'	36
FIGURA 3.5: PERFIL GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO B-B'	38
FIGURA 3.6: PRESA DE ATAZAR (TIPO ARCO), MADRID-ESPAÑA.....	40
FIGURA 3.7: TIPOS DE DRENAJE PARA UNA PRESA HOMOGÉNEA	42
FIGURA 3.8: TIPOS DE PRESAS HETEROGÉNEAS.....	43
FIGURA 3.9: TIPOS DE FISURAS TRANSVERSALES EN LA PRESA	49
FIGURA 3.10: FISURA LONGITUDINAL VERTICAL DEL NÚCLEO.....	50
FIGURA 3.11: FISURAS INTERIORES HORIZONTALES EN EL NÚCLEO	50
FIGURA 3.12: AUTOSELLADO DEL FILTRO.....	55
FIGURA 3.13: LÍMITES DEL MATERIAL DE UN FILTRO PARA DETERMINADO SUELO BASE	59
FIGURA 3.14: CARACTERIZACIÓN DE LA POTENCIALIDAD DE SUFUSIÓN DE LOS SUELOS	60
FIGURA 3.15: ENVOLVENTE DE FALLA DE UN SUELO.....	62
FIGURA 3.16: MÉTODO DE LAS DOVELAS.....	64
FIGURA 3.17: FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA DOVELA	67
FIGURA 3.18: EJEMPLO RED DE FLUJO SUBTERRÁNEO	71
FIGURA 3.19: FUNCIÓN TÍPICA DEL CONTENIDO VOLUMÉTRICO DE... UN LIMO	73
FIGURA 3.20: ESQUEMA DE ANÁLISIS TENSIONAL Y DEFORMACIONAL DE UNA MASA DE SUELO BAJO LA APLICACIÓN DE UNA CARGA LINEAL.....	74
FIGURA 3.21: MODELO LINEAL ELÁSTICO	75
FIGURA 3.22: MODELO NO LINEAL HIPERBÓLICO	76
FIGURA 3.23: MODELO ELASTOPLÁSTICO.....	76
CAPITULO 4	
FIGURA 4.1: CURVAS GRANULOMÉTRICAS DEL NÚCLEO Y FILTROS.....	87
FIGURA 4.2: MÓDULO EDOMÉTRICO DE ARENAS Y GRAVAS EN... MATRIZ LIMOSA	90
FIGURA 4.3: CURVA MÓDULO EDOMÉTRICO – DEFORMACIÓN UNITARIA... DE ARENAS Y GRAVAS EN MATRIZ LIMOSA	90
FIGURA 4.4: MÓDULO EDOMÉTRICO DE ARENAS Y LIMOS.....	91

FIGURA 4.5: CURVA MÓDULO EDOMÉTRICO – DEFORMACIÓN UNITARIA..... DE ARENAS Y LIMOS	91
FIGURA 4.6: MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL NÚCLEO..... (CANGAHUA TISALEO)	93
FIGURA 4.7: ESQUEMA PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA.....	95
FIGURA 4.8: ESTABILIDAD FINAL DE CONSTRUCCIÓN AGUAS ARRIBA.... TALUD 1:1.5 FALLA TRASLACIONAL (ABS 0+109).....	96
FIGURA 4.9: ESTABILIDAD FINAL DE CONSTRUCCIÓN AGUAS ARRIBA.... TALUD 1:1.5 FALLA CIRCULAR (ABS 0+109).....	97
FIGURA 4.10: ESTABILIDAD OPERACIÓN EMBALSE LLENO AGUAS ARRIBA... TALUD 1:1.5. FALLA TRASLACIONAL (ABS 0+109).....	97
FIGURA 4.11: ESTABILIDAD OPERACIÓN EMBALSE LLENO AGUAS ARRIBA... TALUD 1:1.5 FALLA CIRCULAR (ABS 0+109).....	98
FIGURA 4.12: ESTABILIDAD OPERACIÓN EMBALSE LLENO AGUAS ARRIBA... TALUD 1:1.5. FALLA CIRCULAR (ABS 0+109 FALLA REPRESENTATIVA).....	98
FIGURA 4.13: ESTABILIDAD DESEMBALSE RÁPIDO AGUAS ARRIBA TALUD... 1:1.5 (ABS 0+109).....	99
FIGURA 4.14: ESTABILIDAD EMBALSE LLENO Y SISMO AGUAS ARRIBA.... TALUD 1:1.5 (ABS 0+109).....	100
FIGURA 4.15: ESTABILIDAD EMBALSE LLENO Y SISMO AGUAS ARRIBA.... TALUD 1:2 (ABS 0+109).....	101
FIGURA 4.16: ESTABILIDAD OPERACIÓN EMBALSE LLENO AGUAS ABAJO.... TALUD 1:1.5 (ABS 0+109).....	102
FIGURA 4.17: ESTABILIDAD OPERACIÓN EMBALSE LLENO Y SISMO AGUAS.. ABAJO TALUD 1:1.5 (ABS 0+109)	103
FIGURA 4.18: ESTABILIDAD OPERACIÓN EMBALSE LLENO Y SISMO AGUAS., ABAJO TALUD 1:2 (ABS 0+109)	103
FIGURA 4.19: IMPLANTACIÓN DE LAS SECCIONES DE ANÁLISIS	105
FIGURA 4.20: RED DE FLUJO EMBALSE LLENO TALUD 1:2 (ABS 0+109) ...	106
FIGURA 4.21: RED DE FLUJO EMBALSE LLENO TALUD 1:2 (ABS 0+188) ...	106
FIGURA 4.22: RED DE FLUJO EMBALSE LLENO CON IMPERMEABILIZACIÓN... (P=10 M) TALUD 1:2 (ABS 0+188)	108
FIGURA 4.23: RED DE FLUJO EMBALSE LLENO CON IMPERMEABILIZACIÓN... (P=20 M) TALUD 1:2 (ABS 0+188)	109
FIGURA 4.24: RED DE FLUJO EMBALSE LLENO CON IMPERMEABILIZACIÓN.. (P=30 M) TALUD 1:2 (ABS 0+188)	110
FIGURA 4.25: ASENTAMIENTO DEL CUERPO DE LA PRESA ABS 0+109... (TALUD 1:2)	112
FIGURA 4.26: DEFORMACIÓN ABSOLUTA BASE DE LA PRESA ABS 0+109... (TALUD 1:2)	113
FIGURA 4.27: ESFUERZOS GENERADOS EN “Y” ABS 0+109 (TALUD 1:2) ..	114
FIGURA 4.28: ESFUERZOS GENERADOS EN “X” ABS 0+109 (TALUD 1:2) ..	115
FIGURA 4.29: ASENTAMIENTO DEL CUERPO DE LA PRESA ABS 0+188.... (TALUD 1:2)	116
FIGURA 4.30: DEFORMACIÓN ABSOLUTA BASE DE LA PRESA ABS 0+188.... (TALUD 1:2)	117
FIGURA 4.31: ESFUERZOS GENERADOS EN “Y” ABS 0+188 (TALUD 1:2) ..	117
FIGURA 4.32: ESFUERZOS GENERADOS EN “X” ABS 0+188 (TALUD 1:2) ..	118

FIGURA 4.33: ASENTAMIENTO DEL CUERPO DE LA PRESA ABS 0+315.... (TALUD 1:2)	119
FIGURA 4.34: DEFORMACIÓN ABSOLUTA BASE DE LA PRESA ABS 0+315.... (TALUD 1:2)	119
FIGURA 4.35: ESFUERZOS GENERADOS EN “Y” ABS 0+315 (TALUD 1:2) ..	120
FIGURA 4.36: ESFUERZOS GENERADOS EN “X” ABS 0+315 (TALUD 1:2) ..	121
FIGURA 4.37: ASENTAMIENTO DEL CUERPO DE LA PRESA ABS 0+436.... (TALUD 1:2)	122
FIGURA 4.38: DEFORMACIÓN ABSOLUTA BASE DE LA PRESA ABS 0+436.... (TALUD 1:2)	122
FIGURA 4.39: ESFUERZOS GENERADOS EN “Y” ABS 0+436 (TALUD 1:2) ..	123
FIGURA 4.40: ESFUERZOS GENERADOS EN “X” ABS 0+436 (TALUD 1:2) ..	124
FIGURA 4.41: ESTABILIDAD DESEMBALSE RÁPIDO Y SISMO AGUAS..... ARRIBA TALUD 1:2 (ABS 0+109) Y MGEL	134
FIGURA 4.42: ESTABILIDAD DESEMBALSE RÁPIDO Y SISMO AGUAS..... ARRIBA TALUD 1:2 (ABS 0+109); (ESCOLLERA: $\varnothing=39^\circ$;.... $\gamma=1.7\text{KN/M}^3$).....	135
FIGURA 4.43: RED DE FLUJO EMBALSE LLENO CON IMPERMEABILIZACIÓN... (P=30 M) TALUD 1:2 (ABS 0+188)	136
FIGURA 4.44: MALLA DE ELEMENTOS FINITOS (L=5 M).....	137
FIGURA 4.45: DEFORMACIÓN BASE DE LA PRESA (ELEMENTOS L=5 M)..	138
FIGURA 4.46: MALLA DE ELEMENTOS FINITOS (ELEMENTOS L= 2 M).....	138
FIGURA 4.47: DEFORMACIÓN BASE DE LA PRESA (ELEMENTOS L= 2 M).	139
FIGURA 4.48: MALLA DE ELEMENTOS FINITOS (ELEMENTOS L= 1 M).....	139
FIGURA 4.49: DEFORMACIÓN BASE DE LA PRESA (ELEMENTOS L= 1 M).	140
FIGURA 4.50: ESQUEMA DEL DIMENSIONAMIENTO FINAL DE LA PRESA.	142
 CAPITULO 5	
FIGURA 5.1: TRAMO DE UN CANAL F.G.V.....	149
FIGURA 5.2: SOBREELEVACIÓN POR CURVATURA EN RÉGIMEN..... SUBCRÍTICO	152
FIGURA 5.3: ESQUEMA TANQUE AMORTIGUADOR TIPO I	155
FIGURA 5.4: PERFIL TÍPICO DEL DEPÓSITO DE SEDIMENTOS	159
FIGURA 5.5: ESQUEMA DE LAS PÉRDIDAS EN UN SISTEMA DE..... CONDUCCIÓN	160
FIGURA 5.6: ESQUEMA DE CODO A 90°	162
FIGURA 5.7: COEFICIENTES DE PÉRDIDAS EN TRANSICIÓN	164
FIGURA 5.8: FLUJO EN CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA CONDUCCIÓN.....	165
FIGURA 5.9: COEFICIENTES DE DESCARGA DE UN VERTEDERO CON..... PARAMENTO VERTICAL	170
FIGURA 5.10: ÁBACOS PARA DETERMINAR LOS COEFICIENTES K Y n DE..... LA ECUACIÓN DEL PERFIL HIDRODINÁMICO USBR	171
FIGURA 5.11: RED DE FLUJO SUPERCRÍTICO Y FRENTE DE ONDA	173
FIGURA 5.12: TIPOS DE TRANSICIÓN	173
FIGURA 5.13: FRENTE DE ONDAS TRANSICIÓN TIPO EMBUDO.....	174
FIGURA 5.14: ESQUEMA DE LA FORMACIÓN DEL FLUJO AUTOAERADO..	177
FIGURA 5.15: DISTRIBUCIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE AIRE PARA..... FLUJO UNIFORME AUTOAERADO.....	180

FIGURA 5.16: RELACIÓN ENTRE LOS COEFICIENTES λ_c/λ_a EN FUNCIÓN... DE c_{\square}	180
FIGURA 5.17: RELACIÓN ENTRE LOS COEFICIENTES y_{wn}/y_a EN FUNCIÓN DE c_{\square} Y $c_{\square n}$	181
FIGURA 5.18: TIPOS DE RESALTO SEGÚN LA USBR	183
FIGURA 5.19: TIPOS DE CUENCOS DISIPADORES.....	185
FIGURA 5.20: ÁBACOS PARA DIMENSIONAMIENTO DEL CUENCO TIPO III	185
CAPITULO 6	
FIGURA 6.1: ESTRUCTURAS DE ENTRADA Y DESVÍO V. I.....	188
FIGURA 6.2: TORRE DEL VERTEDERO TIPO MORNING GLORY V. I – VISTA... 3D.....	189
FIGURA 6.3: GEOMETRÍA VERTEDERO TIPO MORNING GLORY V. I.....	189
FIGURA 6.4: GEOMETRÍA CAPTACIÓN - DESAGÜE DE FONDO EN PERFIL VARIANTE I	190
FIGURA 6.5: CAPTACIÓN - DESAGÜE DE FONDO-VISTA 3D_VARIANTE I... ..	191
FIGURA 6.6: GEOMETRÍA CUENCO DISIPADOR EN PERFIL VARIANTE I... ..	191
FIGURA 6.7: GEOMETRÍA CUENCO DISIPADOR EN PLANTA VARIANTE I.. ..	192
FIGURA 6.8: VISTA FRONTAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA VARIANTE I	192
FIGURA 6.9: ATAGUÍA Y ESTRUCTURAS DE DESVÍO.....	193
FIGURA 6.10: TORRE DEL VERTEDERO TIPO MORNING GLORY VARIANTE II	194
FIGURA 6.11: GEOMETRÍA DE LA CAPTACIÓN - DESAGÜE DE FONDO VARIANTES II, III Y IV	195
FIGURA 6.12: GEOMETRÍA CUENCO DISIPADOR EN PLANTA VARIANTE II	196
FIGURA 6.13: VISTA FRONTAL DEL DISIPADOR DE ENERGÍA VARIANTE III Y IV.....	197
FIGURA: 6.14: CORTE TRANSVERSAL DEL VERTEDERO VARIANTE II.....	198
FIGURA 6.15: SECCIÓN DEL CANAL DE LA RÁPIDA DE EXCESOS..... VARIANTE III	198
FIGURA 6.16: DISIPADOR DE ENERGÍA TIPO USBR III.....	199
FIGURA 6.17: PERFIL HIDRODINÁMICO DEL VERTEDERO LATERAL..... VARIANTE IV.....	201
FIGURA 6.18: PLANTA VERTEDERO LATERAL VARIANTE IV.....	201
FIGURA 6.19: SECCIÓN DEL CANAL CUBIERTO VARIANTE IV	201
FIGURA 6.20: VISTA FRONTAL DE LA DERIVACIÓN LATERAL	202
FIGURA 6.21: DISIPADOR DE ENERGÍA DE EXCESOS EN PLANTA..... VARIANTE IV	202
FIGURA 6.22: TIPOS DE ESCALONES DEL DISIPADOR.....	203
FIGURA 6.23: SECCIÓN CANAL DE DESCARGA.....	203
FIGURA 6.24: DIMENSIONAMIENTO DEL CANAL LATERAL.....	216
FIGURA 6.25: ESQUEMA DIMENSIONES MÍNIMAS DEL TÚNEL.....	217
FIGURA 6.26: ESQUEMA DEL TÚNEL	217
FIGURA 6.27: ESQUEMA DE LA SALIDA DEL TÚNEL	218
FIGURA 6.28: ESQUEMA PERFIL DEL FLUJO EN EL TÚNEL $Q= 24.4 \text{ m}^3/\text{s}$..	219
FIGURA 6.29: ESQUEMA PERFIL DEL FLUJO EN EL TÚNEL $Q= 34.1 \text{ m}^3/\text{s}$..	220
FIGURA 6.30: PERFIL HIDRODINÁMICO DEL AZUD DEL TÚNEL DE..... DESVÍO.....	222
FIGURA 6.31: SISTEMA PERFIL-ENLACE-CUENCO DISIPADOR.....	224

FIGURA 6.32: DIMENSIONAMIENTO CANAL DE DESCARGA	224
FIGURA 6.33: HIDROGRAMA DE ENTRADA PARA LA LAMINACIÓN.....	226
FIGURA 6.34: CURVA DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE PAMPAS DE..... SALASACA	227
FIGURA 6.35: CURVA DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE PAMPAS DE..... SALASACA	228
FIGURA 6.36: PERFIL HIDRODINÁMICO DEL VERTEDERO DE EXCESOS..	229
FIGURA 6.37: TRANSICIÓN Y ONDAS DE CHOQUE	231
FIGURA 6.38: PROFUNDIDAD FRENTE DE ONDA.....	232
FIGURA 6.39: PERFIL DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO EN LA..... RÁPIDA. DE EXCESOS.....	234
FIGURA 6.40: PERFIL DEL FLUJO GRADUALMENTE VARIADO..... AUTOAERADO EN LA RÁPIDA DE EXCESOS	236
FIGURA 6.41: CURVA DE DESCARGA DE LA TOMA, D=300 mm_(REJILLAS..... OBSTRUIDAS 50% Y VÁLVULAS TOTALMENTE ABIERTAS) ...	240
FIGURA 6.42: CURVA DE DESCARGA DE LA TOMA, D=500 mm (REJILLAS..... OBSTRUIDAS 50% Y VÁLVULAS TOTALMENTE ABIERTAS) ...	241
FIGURA 6.43: CURVA DE DESCARGA DE LA TOMA, D = 300 mm (REJILLA..... LIBRE Y VÁLVULAS TOTALMENTE ABIERTAS)	241
FIGURA 6.44: CURVA DE DESCARGA DE LA TOMA, D = 500 mm (REJILLA..... LIBRE Y VÁLVULAS TOTALMENTE ABIERTAS)	242
FIGURA 6.45: CÁLCULO DEL CANAL DE RECOLECCIÓN DE LAS AGUAS..... INFILTRADAS.....	244
 ANEXO 1	
FIGURA A1.1: CONFIGURACIÓN GENERAL DEL MODELO.....	258
FIGURA A1.3: EDICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO	260
FIGURA A1.4: DIBUJO DE REGIONES	261
FIGURA A1.4: CREACIÓN DE MATERIALES EN EL MODELO SLOPE/W	262
FIGURA A1.5: ENTRADA Y SALIDA DEL CÍRCULO DE FALLA	263
FIGURA A1.6: MODELO CON CONDICIONES DE BORDE	263
FIGURA A1.7: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD	264
FIGURA A2.1: GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA A PARTIR DE UN..... ESCENARIO ANTERIOR.....	269
FIGURA A2.2: CREACIÓN DE MATERIALES EN EL MODELO SEEP/W	270
FIGURA A2.3: GENERACIÓN DE LAS C.B. EN EL MODELO SEEP/W.....	271
FIGURA A2.4: ASIGNACIÓN DE LA C.B. AGUAS ARRIBA EN EL MODELO..... SEEP/W	272
FIGURA A2.5: ASIGNACIÓN DE LA C.B. AGUAS ABAJO EN EL MODELO..... SEEP/W	272
FIGURA A2.7: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE RED DE FLUJO	274
FIGURA A2.8: VECTORES DE FLUJO	274
FIGURA A3.2: CREACIÓN DE MATERIALES EN EL MODELO SIGMA/W	279
FIGURA A3.3: CREACIÓN DE SUB-ESCENARIOS EN EL MODELO..... SIGMA/W	280

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 2.1: HIETOGRAMAS PARA LA ZONA 33	7
CUADRO 2.2: CAUDALES MEDIOS MENSUALES GENERADOS (m ³ /s)	8
CUADRO 2.3: CURVA DE DURACIÓN GENERAL EN EL SITIO DE PRESA.....	9
CUADRO 2.4: ACELERACIONES EN LA ZONA DEL PROYECTO	20
CUADRO 2.5: ALTURA DE PRESA PARA DETERMINADA DEMANDA Y..... GARANTÍA.....	22
CUADRO 3.1: RESUMEN UNIDADES GEOLÓGICAS ENCONTRADAS..... SONDEO PS-PE-1.....	27
CUADRO 3.2: RESUMEN DE LOS VALORES DE PERMEABILIDAD..... SONDEO PS-PE-1.....	28
CUADRO 3.3: VALORES DEL SPT – SONDEO PS-PE-1.....	28
CUADRO 3.4: RESUMEN UNIDADES GEOLÓGICAS ENCONTRADAS..... SONDEO PS-PE-2.....	30
CUADRO 3.5: VALORES DEL SPT – SONDEO PS-PE-2.....	31
CUADRO 3.6: RESUMEN UNIDADES GEOLÓGICAS ENCONTRADAS..... SONDEO PS-PE-3.....	32
CUADRO 3.7: RESUMEN DE LOS VALORES DE PERMEABILIDAD..... SONDEO PS-PE-3.....	32
CUADRO 3.8: VALORES DEL SPT - PS-PE-3	33
CUADRO 3.9: RESUMEN MATERIALES PARA LA PRESA SELECCIONADA ..	46
CUADRO 3.10: CRITERIOS DE DISEÑO DE FILTROS SEGÚN FOSTER Y..... FELL, 1999.....	57
CUADRO 3.11: CRITERIOS DE PERMEABILIDAD PARA FILTROS D ₁₅ Y D ₅₀ (USBR).....	59
CUADRO 3.12: MÉTODOS Y ECUACIONES DE LA ESTÁTICA RESUELTAS..	65
CUADRO 3.13: MÉTODOS Y ECUACIONES DE LA ESTÁTICA RESUELTAS..	65
CUADRO 3.14: FACTORES DE SEGURIDAD EN DIVERSOS CASOS	78
CUADRO 4.1: ÁNGULO DE ROZAMIENTO EN PRESAS DE ESCOLLERA..... COMPACTADA.....	83
CUADRO 4.2: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO DE..... CIMENTACIÓN.....	84
CUADRO 4.3: PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LOS MATERIALES DE..... LA PRESA.....	84
CUADRO 4.4: GRANULOMETRÍA DEL NÚCLEO Y FILTROS	87
CUADRO 4.5: MÓDULO EDOMÉTRICO PARA GRAVA Y ARENA EN... MATRIZ LIMOSA	89
CUADRO 4.6: MÓDULO EDOMÉTRICO DE ARENAS Y LIMOS.....	91
CUADRO 4.7: MÓDULO DE ELASTICIDAD PARA EL NÚCLEO.....	92
CUADRO 4.8: COEFICIENTES DE POISSON PARA EL MODELO SIGMA/W...	93
CUADRO 4.9: PERMEABILIDAD DE LOS MATERIALES PARA EL MODELO..... SEEP/W	104
CUADRO 4.10: RESUMEN CAUDAL INFILTRADO EN LA PRESA SIN..... IMPERMEABILIZACIÓN	107
CUADRO 4.11: CAUDAL INFILTRADO EN LA PRESA CON..... IMPERMEABILIZACIÓN (P=10 M)	108

CUADRO 4.12: CAUDAL INFILTRADO EN LA PRESA CON IMPERMEABILIZACIÓN (P=20 M)	109
CUADRO 4.13: CAUDAL INFILTRADO EN LA PRESA CON IMPERMEABILIZACIÓN (P=30 M)	110
CUADRO 4.14: ESTADOS DE CARGA IDEALIZADOS Y MODELADOS	112
CUADRO 4.15: FACTORES DE SEGURIDAD AGUAS ARRIBA CON TALUD 1V:1.5H	125
CUADRO 4.16: FACTORES DE SEGURIDAD AGUAS ARRIBA CON TALUD 1V:2H	126
CUADRO 4.17: FACTORES DE SEGURIDAD AGUAS ABAJO CON TALUD 1V:1.5H	127
CUADRO 4.18: FACTORES DE SEGURIDAD AGUAS ABAJO CON TALUD 1V:2H	128
CUADRO 5.1: CAUDALES DE CRECIDA PARA TR DADO	145
CUADRO 5.2: FACTORES PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING	146
CUADRO N° 5.3: VALORES DE KC PARA CODOS A 90°	162
CUADRO N° 5.4: PERÍODOS DE RETORNO PARA CRECIENTES DE DISEÑO	167
CUADRO 5.5: COEFICIENTES K Y n DE LA ECUACIÓN DEL PERFIL HIDRODINÁMICO WES	171
CUADRO 5.6: MEDICIONES DE \bar{c} DEL EXPERIMENTO DE STRAUB	179
CUADRO 5.7: RECOMENDACIONES DE LA USBR PARA LOS CUENCOS DISIPADORES	184
CUADRO 6.1: GEOMETRÍA DE LA TUBERÍA DE CAPTACIÓN-DESAGÜE DE FONDO VARIANTE I	190
CUADRO 6.2: GEOMETRÍA DE LA TUBERÍA DE CAPTACIÓN-DESAGÜE DE FONDO VARIANTES II, III Y IV	195
CUADRO 6.3: PORCENTAJE ASIGNADO A CADA COMPONENTE	204
CUADRO 6.4: VARIABLES CUALITATIVAS Y CUANTITATIVAS PARA LOS CRITERIOS TÉCNICOS	205
CUADRO 6.5: EVALUACIÓN TÉCNICA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LA OBRA DE DESVÍO	206
CUADRO 6.6: EVALUACIÓN TÉCNICA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE EXCESOS	206
CUADRO 6.7: EVALUACIÓN TÉCNICA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LA OBRA DE CAPTACIÓN Y DESAGÜE DE FONDO	208
CUADRO 6.8: RESUMEN DE LA EVALUACIÓN TÉCNICA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LAS OBRAS HIDRÁULICAS	208
CUADRO 6.9: VARIABLES CUALITATIVAS Y CUANTITATIVAS CONSTRUCTIVAS	209
CUADRO 6.10: EVALUACIÓN CONSTRUCTIVA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LA OBRA DE DESVÍO	210
CUADRO 6.11: EVALUACIÓN CONSTRUCTIVA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LAS ESTRUCTURAS DE EXCESOS	210
CUADRO 6.12: EVALUACIÓN CONSTRUCTIVA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LAS OBRAS DE CAPTACIÓN Y DESAGÜE DE FONDO	212
CUADRO 6.13: RESUMEN DE LA EVALUACIÓN CONSTRUCTIVA DE LAS ALTERNATIVAS PARA LAS OBRAS HIDRÁULICAS	212

CUADRO 6.14: COSTO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS POR..... ALTERNATIVAS	213
CUADRO 6.15: EVALUACIÓN DE LOS COSTOS DIRECTOS DE LAS OBRAS.... HIDRÁULICAS.....	213
CUADRO 6.16: EVALUACIÓN GENERAL DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS.....	214
CUADRO N° 6.17: RESUMEN DE CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE..... MANNING	215
CUADRO N° 6.18: MÁXIMAS SOBREELEVACIONES EN CURVATURAS	221
CUADRO N° 6.19: RESULTADOS DE LA LAMINACIÓN PARA VARIOS..... ANCHOS DEL VERTEDERO.....	228
CUADRO NO. 6.20: DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DEL CUENCO..... TIPO III.....	237
ANEXO 1	
CUADRO A1.1: PROPIEDADES GEO-MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	257
CUADRO A1.2: PUNTOS DE LA GEOMETRÍA DEL MODELO	261
CUADRO A2.1: PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS MATERIALES.....	268
CUADRO A3.1: PROPIEDADES ELÁSTICAS DE LOS MATERIALES	277

RESUMEN

Hoy en día el déficit de agua en ciudades o provincias que se encuentran con un crecimiento geométrico de su población es común, sobre todo si carecen de fuentes continuas de agua de donde aprovechar el recurso, en éste caso se aborda la obra de cierre sobre el Río Pachanlica ubicado en la provincia de Tungurahua y sus correspondientes obras hidráulicas necesarias para aprovechar el recurso hídrico.

En el presente trabajo se expone tanto los criterios de diseño así como el diseño propiamente dicho de la obra de cierre y las obras hidráulicas del embalse.

El tipo de presa seleccionada de acuerdo a las características geotécnicas del suelo de fundación entre otras, es de materiales sueltos, heterogénea con núcleo impermeable para el control de infiltraciones a través del cuerpo de la presa.

En el diseño de la presa se contempla el análisis de estabilidad de la misma bajo condiciones normales al fin de su construcción, operación y vaciado rápido, además se incluye un análisis pseudoestático para idealizar la posible ocurrencia de un evento sísmico que pueda darse durante la vida útil de la presa, por otro lado también se analiza y controla los caudales de infiltración a través de inyecciones de impermeabilización en la cimentación, para el control del flujo subterráneo de agua y los asentamientos que se pueden esperar tanto en la presa como en su cimentación.

Las obras hidráulicas están constituidas por el túnel de desvío que es diseñado para una avenida cuyo período de retorno corresponde a 10 años y cuya capacidad es chequeada con la crecida de 25 años; la obra de toma y desagüe de fondo son una misma estructura sumergida que posee una tubería de acero, la misma que transporta el agua captada y es conducida al interior del túnel de desvío; un vertedero de excesos frontal cuyo diseño obedece al caudal laminado máximo para una crecida de 1000 años de período de retorno, acompañado de las obras auxiliares tales como la rápida de excesos y su correspondiente estructura de disipación de energía, para sus posterior entrega al cauce.

ABSTRACT

Nowadays is common the water deficit in cities and provinces which are growing geometrically in population, especially if this places do not have a continuing source of water. For this reason is presented the project of a closing work on the Pachanlica River. This project is located in Tungurahua.

This work presents the design criteria and the design both the dam and the reservoir complementary works.

The type of dam selected, according to the geotechnical characteristics of the soil foundation, is loose material. This material is heterogeneous. The dam has an impermeable core to control the infiltrations and waterproofing injections to monitor the underground flow. The design of the dam includes their stability under normal conditions at the end of its construction, during the operation and when it is emptied. The design includes a pseudo static analysis which idealizes a seismic event that may occur during the operation of the dam. The study also reviews and monitors the infiltration flows and settlements that may occur as in the dam as in the foundation.

The hydraulic structures are: the diversion tunnel which has been designed for a return period of 10 years and it was checked with a return period of 25 years; the intake; submerged outlet which pipe is driven into the diversion tunnel and a frontal spillway which design belong to a flow with a return period of 1000 years. It has its energy dissipation structure.

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

Ante la gran necesidad de cubrir la demanda del recurso hídrico en la provincia de Tungurahua, actualmente se está desarrollando un amplio y extenso plan de acción que permita satisfacer la deficiencia de agua en términos locales y estacionales, así como lograr un manejo sostenible del recurso natural hídrico y garantizar la cobertura de los requerimientos en los centros poblados para abastecimiento de agua potable y en las zonas de explotación agrícola para riego. Éstas demandas, en los últimos años, sufren cada vez de un marcado y prolongado déficit.

Para ello se ha impulsado el desarrollo de proyectos relacionados con la regulación y optimización del aprovechamiento de cursos naturales de las cuencas altas, tales como la del río Pachanlica (Qda. Olalla) y de sus afluentes. Se pretende alcanzar la regulación de los caudales de éstas aguas con el objeto de garantizar oportuna y adecuadamente el abastecimiento de agua de riego de un importante sector geográfico de la provincia de Tungurahua, al interior de los cantones Mocha, Quero, Cevallos y Pelileo.

1.2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto de almacenamiento de agua denominado como Embalse “Pampas de Salasaca” se ubica en la cuenca alta del río Pachanlica, y su principal objetivo es la regulación de los caudales existentes, sobre la cota 3.860 msnm, en las estribaciones del nevado Carihuayrazo. El objetivo de la disponibilidad de éste volumen del recurso hídrico es el de garantizar el riego en los sectores al interior de los cantones Mocha, Quero, Cevallos y Pelileo.

La zona del proyecto se ubica entre los cantones Mocha y Tisaleo de la provincia de Tungurahua, a una distancia de 50 km desde la capital provincial Ambato. El

proyecto a ser desarrollado mediante el cierre del valle por donde corre la Quebrada Olalla, impulsará la infraestructura de riego en mérito a la disponibilidad de una reserva importante de agua para la provincia.

La obra de cierre se ubica en la Quebrada Olalla, entre las coordenadas 755000E - 9 845 528N, y 755026E – 9 846 000N. La figura 1.1 muestra la ubicación general del proyecto.

1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

La finalidad de la ejecución del proyecto es regular los caudales del río Pachanlica y viabilizar el abastecimiento de agua tanto para riego como para agua potable de un importante sector de la provincia antes mencionados.

El embalse permite en los meses lluviosos almacenar un importante volumen de agua para ser distribuido durante todo el año a lo largo de las acequias existentes de riego.

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar las distintas alternativas, diseñar y seleccionar la opción más favorable desde el punto de vista técnico-hidráulico, costo directo y constructivo para la obra de cierre y obras complementarias del Embalse Pampas de Salasaca.

Figura 1.1: Ubicación General del Proyecto



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Obtener la máxima regulación del embalse y su altura óptima
- Analizar las condiciones de ingeniería básica locales y parámetros de diseño tanto para la obra de cierre como para las obras complementarias
- Seleccionar el tipo de presa adecuado de acuerdo a criterios geotécnicos
- Analizar y diseñar el cuerpo de la presa utilizando el paquete computacional GEOSTUDIO
- Seleccionar la alternativa de las obras complementarias más viable desde el punto de vista técnico-hidráulico, costo directo y constructivo

CAPITULO 2

INGENIERÍA BÁSICA PARA EL DIMENSIONAMIENTO

En éste capítulo se expone un resumen de los estudios realizados, así como el respectivo análisis de los mismos, es decir la exposición de los resultados y comentarios de estos, en los cuales se muestra la información requerida para iniciar los diferentes análisis que componen el diseño de la presa y las obras complementarias en el embalse Pampas de Salasaca

2.1. BASES DE CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

Para la ubicación tanto de la obra de cierre como de las obras hidráulicas se utiliza la cartografía existente y los levantamientos topográficos a escala 1:1.000 y 1:250 realizados para la factibilidad del proyecto, para ello se toma como referencia el trazado seleccionado durante el estudio de prefactibilidad¹ sobre los planos en escala 1:5.000, que fueron obtenidos por restitución aéreo fotogramétrica.

La topografía ésta georeferenciada y enlazada a la red del Instituto Geográfico Militar, para su levantamiento se uso 6 Hitos GPS que fueron enlazados a un BM de control horizontal y vertical del IGM, de los cuales 2 fueron colocados en la etapa de prefactibilidad y 4 son colocados en la etapa de factibilidad del proyecto.

Desde los Hitos GPS indicados, existentes y nuevos, se materializan poligonales de precisión en circuito cerrado, por el área del embalse. Las coordenadas obtenidas en ésta poligonal se comprueban con las coordenadas obtenidas con los GPS y se encuentran diferencias mínimas totalmente admisibles.

2.1.1. CARTOGRAFÍA

Se utiliza la cartografía existente en el sector, específicamente la carta del IGM correspondiente al cantón Quero cuya escala es 1: 50,000 y que sirve como base

¹ C.E.G.A.D. - E.P.N, "Estudio de Prefactibilidad del Embalse Pampas de Salasaca"; Quito, enero 2004

para la ubicación del vaso del embalse y la presa a diseñar, así como la base sobre la cual se inician los estudios geológicos.

2.1.2. LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS

Desde las poligonales de enlace ó desde los Hitos GPS, con la ayuda de las estaciones totales, se realiza los levantamientos topográficos para una escala 1:1000, en el área del embalse, y en escala 1:250, en el sector de la presa. La toma de datos se realiza en forma radial y se levantan todos los accidentes encontrados y detalles como caminos, cercas, bordes de ríos, esteros y, en general, todos los elementos existentes en las áreas levantadas.

Para los levantamientos de los fondos de ríos y quebradas importantes, se utiliza estaciones totales laser. Ésta es la única manera de tomar información en estos sitios, dada la naturaleza difícil de éstas áreas.

2.1.3. NIVELACIÓN DEL POLÍGONO DE PRECISIÓN

Mediante nivelación geométrica, en circuito cerrado, se nivela, desde los GPS antiguos, todos los Pl's de la poligonal de precisión. Ésta nivelación geométrica se realiza para asegurar las cotas de todos los puntos levantados con la estación total.

2.2. ANÁLISIS DEL CLIMA Y METEOROLOGÍA

En éste tipo de proyectos la caracterización climática y meteorológica es relevante, pues estos factores definen en gran medida el régimen hidrológico, el cual es necesario evaluarlo cualitativamente a fin de determinar los caudales de diseño para las diferentes obras a ejecutarse, además es importante identificar las temporadas secas en donde se debe aprovechar al máximo de éste tiempo para la construcción de la presa, la misma que involucra .procesos de compactación de materiales y que se debe ejecutar en un clima seco para obtener resultados satisfactorios.

Entre las características climáticas de mayor interés en éste proyecto se tiene las siguientes: temperatura, humedad relativa, evaporación, velocidad y dirección del

viento, y precipitaciones, considerando todo el rango de variación de estos parámetros, desde mínimos hasta máximos.

2.2.1. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL CLIMA

El clima en general está en buena medida condicionado por la ubicación geográfica de la zona de interés. A continuación se hace un análisis de las principales variables consideradas para la caracterización del clima, analizando su ocurrencia y variación a lo largo del tiempo.

2.2.1.1. Temperatura

Se utiliza la información de varias estaciones meteorológicas tales como la Ambato (M-028), Quero (M-328), Tisaleo (M-377), localizadas en la cuenca hidrográfica del río Pastaza, de la cual forma parte la subcuenca de la quebrada Olalla

La temperatura media entonces en el sitio de la presa sería de 6°C, mientras que las temperaturas extremas absolutas (máximas y mínimas), de acuerdo a la información registrada en las estaciones, variarían aproximadamente entre 20°C y -5°C. La cuenca está localizada en consecuencia en un piso térmico muy alto (temperatura media inferior a 10°C). Adicionalmente, el mes más caliente es noviembre, mientras que el mes más frío se presenta en julio, durante la temporada de mayores precipitaciones.

2.2.1.2. Humedad relativa

Se refiere a la cantidad de vapor de agua presente en la atmósfera, expresada en porcentaje. En general, en la zona de interés, resulta alta, siendo la media del orden de 90%.

2.2.1.3. Vientos

En la zona baja se presentan velocidades medias de 2 m/s, pero en las partes altas serían de 5 m/s (18 KPH), alcanzando las máximas hasta los 16 m/s⁽²⁾.

² C.E.G.A.D. - E.P.N, "Estudio de Prefactibilidad del Embalse Pampas de Salasaca"; Quito, enero 2004

2.2.1.4. Evapotranspiración potencial

En concordancia con la información disponible, la evapotranspiración potencial se estima mediante la metodología propuesta por Thornthwaite, ya que éste procedimiento empírico es adecuado para sitios húmedos, tal como es el caso de la zona en estudio, para intervalos de tiempo mensuales, encontrándose que para la cuenca de interés sería algo menor a 600 mm/año.

2.2.1.5. Precipitaciones

La zona presenta un régimen de precipitaciones con dos estaciones lluviosas, correspondientes a un régimen ecuatorial; la temporada más lluviosa se presenta entre marzo y junio, con abril como el mes más lluvioso, mientras que la segunda temporada lluviosa se presenta entre septiembre y noviembre, mientras que el período seco se muestra de diciembre a febrero, con enero como el mes más seco. En el caso de la cuenca de la quebrada Olalla, que se encuentra por sobre los 3.500 msnm, frecuentemente se observan neblinas, y las lluvias generalmente son de larga duración, aunque de baja intensidad.

Respecto a la distribución de las lluvias de corta duración empleadas para la estimación de crecidas, ante la carencia de registros, se acude a la utilización de las relaciones propuestas por el INAMHI, en su “Estudio de lluvias intensas” [1999], para las diferentes zonas en que se divide al país. Para la zona 33, en la que se localiza la cuenca de la quebrada Olalla, se han propuesto las siguientes ecuaciones:

$$\text{Para } 5 \text{ min} < t < 23 \text{ min:} \quad I(\text{Tr}) = 170,39 * I_{d,\text{Tr}} * t^{-0,5052} \quad (2.1)$$

$$\text{Para } 23 \text{ min} < t < 1440 \text{ min:} \quad I(\text{Tr}) = 515,76 * I_{d,\text{Tr}} * t^{-0,8594} \quad (2.2)$$

Donde:

t: Duración de la lluvia (min.)

Tr: Período de retorno (años)

I(Tr): Intensidad de precipitación (mm/h)

I_{d,Tr}: Intensidad de lluvia para 24 horas (mm/h)

En el cuadro 2.1 se muestra la cantidad de lluvia (mm) para determinado período de retorno y tiempo de duración de la lluvia obtenido a partir de la intensidad de precipitación calculada con las ecuaciones del INHAMHI

Cuadro 2.1: Hietogramas para la Zona 33

Tr (años)	Tiempo (h)							
	0,083	0,250	1	2	3	6	12	24
5	11,3	19,5	27,5	30,3	32,1	35,4	39,0	43,0
10	12,6	21,7	30,6	33,7	35,7	39,3	43,4	47,8
25	14,5	24,9	35,2	38,8	41,0	45,2	49,9	55,0
50	16,4	28,2	39,7	43,8	46,4	51,1	56,4	62,1
100	18,3	31,4	44,3	48,9	51,7	57,0	62,9	69,3
500	22,5	37,2	52,8	57,7	61,7	67,0	74,9	83,0
1000	24,0	39,8	56,3	61,9	65,3	72,0	80,0	88,3

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

2.3. ANÁLISIS HIDROLÓGICO – SEDIMENTOLÓGICO DEL SITIO DE CIERRE

En el análisis hidrológico y sedimentológico se contempla la evaluación de los caudales medios mensuales, caudales máximos para determinado período de retorno (TR) y la cantidad de sólidos que se depositaría en el embalse, así como el tiempo que llevaría éste fenómeno.

2.3.1. CAUDALES MEDIOS MENSUALES

Los caudales medios mensuales han sido determinados a partir de las precipitaciones mensuales de la estación M-377 de Tisaleo con el modelo de Témez³. En el cuadro 2.2 se muestra los resultados del modelo con su respectivo caudal medio mensual para cada año de 1964 al 2004.

³ ASTEC, "Estudio de Hidrología a Nivel de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca"; Quito, enero 2011.

2.3.1.1. Curva de Duración General

Con la serie de caudales mensuales generados se elabora la respectiva curva de duración general, que se resume en el Cuadro 2.2, mientras que su representación gráfica se muestra en la figura 2.1

Cuadro 2.2: Caudales Medios Mensuales Generados (m³/s)

SITIO DE INTERÉS - Sección de cierre. Embalse Pampas de Salasaca, Q. Olalla													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1964	0,075	0,088	0,127	0,190	0,191	0,205	0,196	0,223	0,288	0,183	0,146	0,107	0,168
1965	0,077	0,053	0,045	0,214	0,134	0,147	0,133	0,141	0,117	0,205	0,225	0,144	0,136
1966	0,112	0,147	0,209	0,143	0,133	0,136	0,181	0,144	0,146	0,119	0,113	0,144	0,144
1967	0,132	0,107	0,093	0,088	0,081	0,183	0,203	0,203	0,158	0,208	0,145	0,105	0,142
1968	0,098	0,113	0,150	0,120	0,097	0,163	0,203	0,133	0,116	0,139	0,102	0,070	0,125
1969	0,051	0,045	0,207	0,287	0,215	0,254	0,179	0,208	0,158	0,204	0,249	0,185	0,187
1970	0,161	0,259	0,204	0,192	0,271	0,258	0,215	0,192	0,170	0,137	0,147	0,127	0,194
1971	0,155	0,126	0,208	0,202	0,170	0,218	0,196	0,248	0,315	0,373	0,331	0,226	0,231
1972	0,294	0,284	0,281	0,272	0,220	0,291	0,283	0,192	0,167	0,128	0,141	0,122	0,223
1973	0,108	0,144	0,133	0,257	0,250	0,184	0,228	0,216	0,306	0,198	0,149	0,116	0,191
1974	0,104	0,146	0,200	0,143	0,257	0,181	0,216	0,157	0,157	0,163	0,259	0,179	0,180
1975	0,133	0,184	0,169	0,197	0,196	0,349	0,319	0,316	0,278	0,359	0,248	0,197	0,245
1976	0,172	0,176	0,165	0,224	0,235	0,280	0,269	0,200	0,170	0,133	0,139	0,115	0,190
1977	0,081	0,098	0,191	0,195	0,145	0,247	0,164	0,216	0,319	0,207	0,150	0,109	0,177
1978	0,080	0,081	0,219	0,319	0,217	0,292	0,195	0,184	0,158	0,112	0,074	0,052	0,165
1979	0,040	0,040	0,046	0,144	0,148	0,123	0,108	0,114	0,126	0,104	0,077	0,072	0,095
1980	0,092	0,140	0,123	0,214	0,167	0,191	0,156	0,141	0,116	0,184	0,148	0,108	0,148
1981	0,075	0,137	0,149	0,179	0,169	0,164	0,203	0,151	0,117	0,140	0,127	0,116	0,144
1982	0,150	0,109	0,092	0,170	0,204	0,163	0,194	0,157	0,131	0,138	0,158	0,237	0,159
1983	0,162	0,209	0,198	0,394	0,342	0,212	0,162	0,125	0,157	0,441	0,180	0,172	0,229
1984	0,160	0,149	0,242	0,302	0,282	0,276	0,229	0,164	0,461	0,250	0,248	0,186	0,246
1985	0,129	0,090	0,071	0,099	0,339	0,185	0,173	0,177	0,180	0,134	0,102	0,084	0,147
1986	0,061	0,055	0,052	0,105	0,135	0,143	0,171	0,172	0,206	0,202	0,144	0,111	0,130
1987	0,084	0,173	0,207	0,338	0,262	0,186	0,163	0,150	0,140	0,131	0,098	0,067	0,167
1988	0,054	0,219	0,175	0,255	0,280	0,250	0,282	0,244	0,211	0,285	0,346	0,197	0,233
1989	0,206	0,198	0,394	0,228	0,283	0,469	0,289	0,198	0,194	0,202	0,151	0,105	0,243
1990	0,079	0,086	0,095	0,127	0,162	0,189	0,166	0,135	0,114	0,260	0,169	0,151	0,144
1991	0,115	0,088	0,116	0,143	0,183	0,204	0,186	0,194	0,142	0,123	0,256	0,142	0,158
1992	0,098	0,095	0,172	0,181	0,159	0,144	0,155	0,119	0,135	0,104	0,192	0,115	0,139
1993	0,110	0,146	0,342	0,265	0,256	0,194	0,235	0,189	0,172	0,162	0,169	0,144	0,199
1994	0,202	0,173	0,185	0,337	0,264	0,274	0,280	0,252	0,196	0,176	0,207	0,342	0,241
1995	0,196	0,133	0,104	0,144	0,170	0,173	0,288	0,198	0,169	0,128	0,162	0,141	0,167
1996	0,174	0,272	0,252	0,249	0,261	0,237	0,186	0,169	0,176	0,144	0,134	0,119	0,198
1997	0,120	0,141	0,181	0,141	0,163	0,181	0,226	0,179	0,158	0,143	0,374	0,208	0,185
1998	0,160	0,159	0,145	0,255	0,394	0,300	0,271	0,225	0,165	0,179	0,130	0,095	0,207
1999	0,101	0,234	0,210	0,300	0,243	0,310	0,208	0,214	0,330	0,190	0,169	0,358	0,239
2000	0,225	0,305	0,275	0,298	0,738	0,400	0,260	0,247	0,222	0,160	0,113	0,152	0,283
2001	0,136	0,094	0,148	0,189	0,163	0,203	0,185	0,150	0,153	0,114	0,123	0,115	0,148
2002	0,097	0,100	0,170	0,242	0,244	0,228	0,185	0,154	0,160	0,205	0,225	0,151	0,180
2003	0,136	0,117	0,144	0,166	0,182	0,225	0,174	0,129	0,105	0,155	0,123	0,213	0,156
2004	0,122	0,128	0,144	0,274	0,315	0,228	0,233	0,178	0,162	0,145	0,222	0,214	0,197
Qmed	0,125	0,142	0,171	0,214	0,227	0,225	0,208	0,183	0,186	0,182	0,175	0,149	0,182
Qmáx	0,294	0,305	0,394	0,394	0,738	0,469	0,319	0,316	0,461	0,441	0,374	0,358	0,283
Qmín	0,040	0,040	0,045	0,088	0,081	0,123	0,108	0,114	0,105	0,104	0,074	0,052	0,095
S(Q)	0,052	0,065	0,074	0,073	0,107	0,072	0,048	0,043	0,074	0,074	0,070	0,065	0,042
Cv	0,420	0,455	0,429	0,343	0,469	0,319	0,229	0,235	0,400	0,404	0,401	0,435	0,228

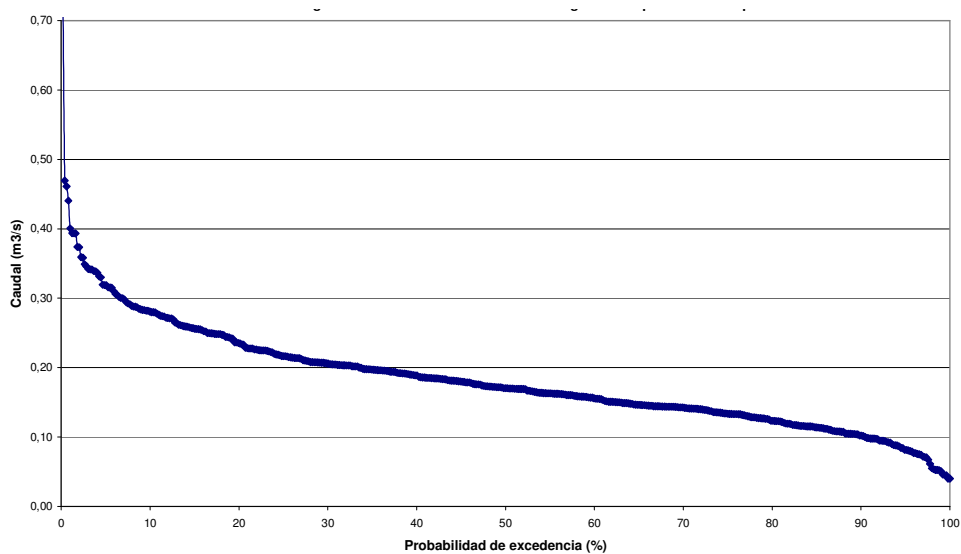
Caudales generados a base de las precipitaciones mensuales de Tisaleo, con el modelo de Témez

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

Cuadro 2.3: Curva de Duración General en el Sitio de Presa

Probabilidad	Caudal	
P (%)	Qp (m ³ /s)	
0,2	0,738	Máximo
5	0,319	
10	0,280	
20	0,235	
30	0,206	
40	0,189	
50	0,170	
60	0,155	
70	0,142	
80	0,123	
90	0,102	
95	0,080	
100	0,040	Mínimo

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

Figura 2.1: Curva de Duración General en el Sitio de Presa

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

2.3.2. TRANSPORTE Y DEPÓSITO DE SEDIMENTOS⁴

La estimación del volumen de sedimentos que llegaría al embalse se determina indirectamente, acudiendo a índices empíricos, pues en la cuenca de la quebrada Olalla no se dispone de mediciones sostenidas y confiables.

El hecho de que se están protegiendo en Tungurahua las áreas de páramos, conducen a asumir de manera "conservadora", una erosión específica de 200 ton/km²/año, en base a una publicación del Centro Ecuatoriano de Investigación Geográfica [CEDIG, 1997], en la que se revisa la información de 11 cuencas vertientes de la sierra y llega a la conclusión de que los índices de erosión varían desde 250-300 ton/km²/año a 3.760 ton/km²/año, además se señala que la aplicación de medidas conservacionistas puede reducirla de manera significativa, y a bajo costo, lo que para la cuenca en estudio representaría un volumen similar a 25.000 m³ en 25 años de vida útil del proyecto (considerando un peso específico del sedimento de 1,6 ton/m³). Se califica a éste valor como "conservador" y en caso de que la erosión sea menor, se dispondrá adicionalmente de un pequeño volumen para los propósitos de regulación del embalse, pero que se estima no significaría variación en la garantía de suministro de agua para riego.

2.4. ESTUDIOS DE GEOLOGÍA - GEOTECNIA Y MECÁNICA DE SUELOS⁵

La zona del proyecto se encuentra ubicada en las estribaciones de la Cordillera Occidental entre las latitudes 1° y 2° S hacia el flanco este del Volcán Carihuairazo.

Geomorfológicamente la zona forma parte de un valle glacial caracterizado por su forma en "U" sobre una altitud que bordea los 3950 m.

⁴ ASTEC, "Estudio de Hidrología a Nivel de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca"; Quito, enero 2011.

⁵ ASTEC, "Estudio de Geología-Geotecnia a Nivel de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca"; Quito, enero 2011.

2.4.1. GEOLOGÍA REGIONAL

Éste numeral trata acerca de la configuración geológica a nivel regional del sitio en donde pretende emplazar las diferentes obras.

2.4.1.1. Unidades Litoestratigráficas

Regionalmente en todo el sector existe la presencia de una serie de volcanes jóvenes conformando ambientes de depósitos volcanoclásticos Holocénicos, depósitos de caída, glaciales, fluvioglaciares, depósitos sedimentarios y coluviales actuales.

Materiales provenientes de los volcanes Chimborazo, Carihuairazo y Puñalica caracterizan a toda la región, como se lo observa en la figura 2.2.

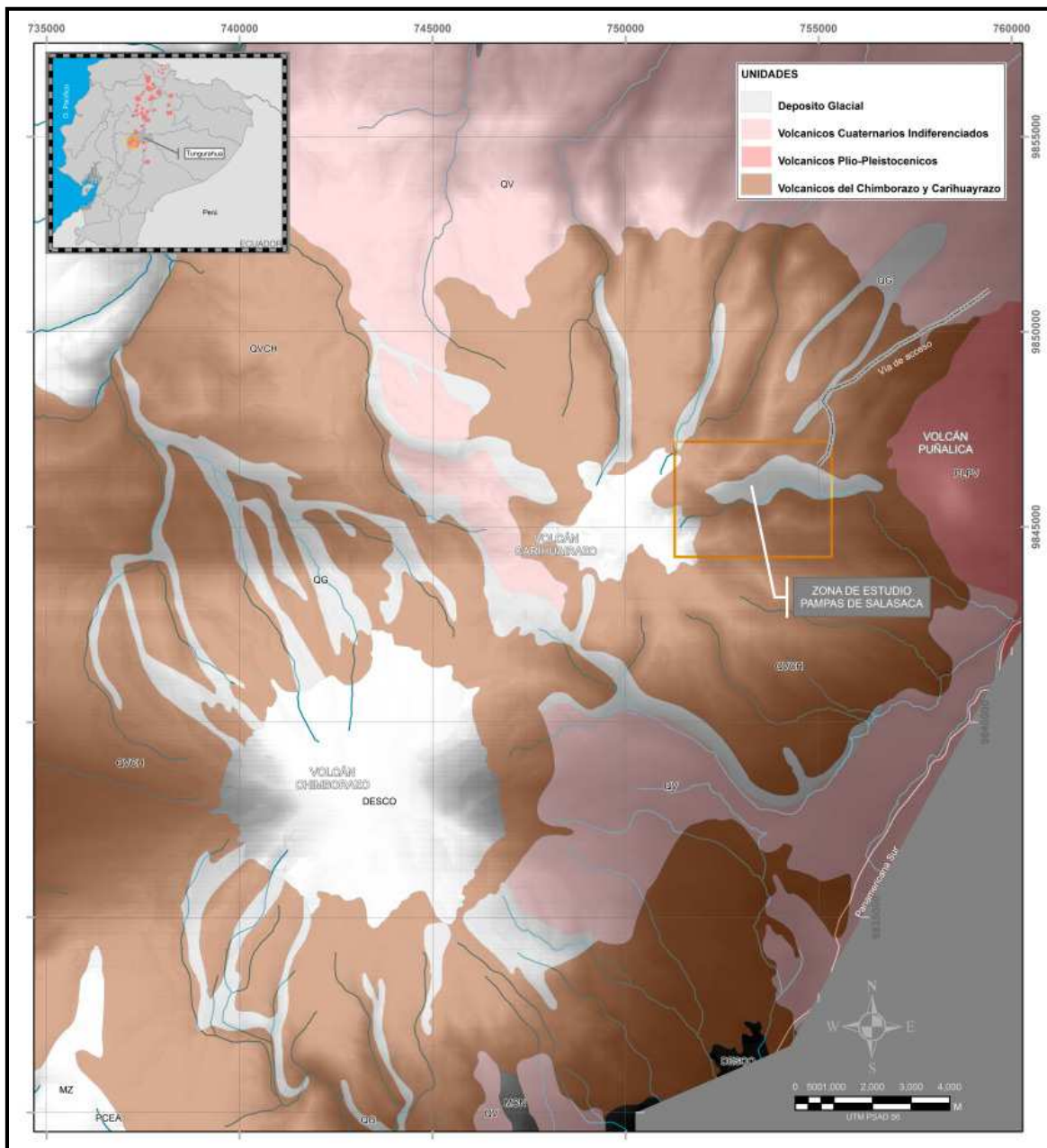
El volcán Chimborazo se encuentra conformado por una serie de valles glaciales, caracterizados por la presencia de depósitos morrénicos detríticos y mal sorteados de hasta 250 m de altura cubiertos por depósitos glaciares posteriores, mientras que el volcán Carihuairazo es catalogado como un estrato-volcán con claros indicios de fuertes explosiones que han moldeado escarpes de avalancha especialmente hacia el sector Oeste-Norte-Oeste. El volcán Puñalica en general está compuesto por andesitas y tefras de composición básica, su actividad es reciente posiblemente Holocénica.

2.4.1.2. Tectónica Regional

Los rumbos de las fallas regionales son NNE – SSO, NE-SO y N-S. La falla Pallatanga (ahora falla Pangor, que va en sentido NNE a lo largo del valle del río Pangore) es el ramal mayor del sistema complejo de fallas Pallatanga (McCourt et al, 1997). Ésta estructura está correlacionada con la falla Calacalí Pujilí que marca el límite estructural E de la Cordillera Occidental hacia el norte. Los depósitos volcánicos de edad Mioceno a recientes han ocultado los rasgos de fallamientos en toda la región.

Es necesario mencionar que al Oeste del nevado Chimborazo un nuevo sistema de fallas de rumbo N-S es posiblemente activo. Sin embargo, su dinámica sería local.

Figura 2.2: Esquema Geológico Regional



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

En la zona de estudio no se observan fallas activas relacionadas con la tectónica regional. Es posible encontrar fallamiento de tipo radial con direcciones E y ESE asociado al volcanismo cuaternario. Éste fallamiento no tiene un marcado control tectónico. Por ejemplo, al norte del volcán la disposición del fallamiento es NNE que indica que las estructuras se expresan de manera radial al centro de la emisión volcánica. Otra estructura presente es la existencia de varios juegos de

fracturamiento en el material rocoso volcánico Cuaternario, ocasionado por enfriamiento brusco y por la contracción de flujos de lava. En la figura 2.3 se presenta un gráfico con las fallas y lineamientos

2.4.1.3. Geomorfología

En el estudio de Prefactibilidad la zona se divide en cuatro unidades geomorfológicas de acuerdo a sus procesos morfodinámicos y pendientes, las cuales parecen adecuarse al contexto de la zona

2.4.1.3.1. Zonas Elevadas y Flancos de Fuerte Pendiente⁶

En el sector denominado Pampas de Salasaca, la unidad correspondiente a las zonas elevadas y flancos de fuerte pendiente, está formada por los cerros y escarpes con pendientes que superan los 40° y bordean el valle, cuya composición litológica es roca volcánica de tipo andesítica. Ésta unidad se encuentra en cotas superiores a los 3900 msnm.

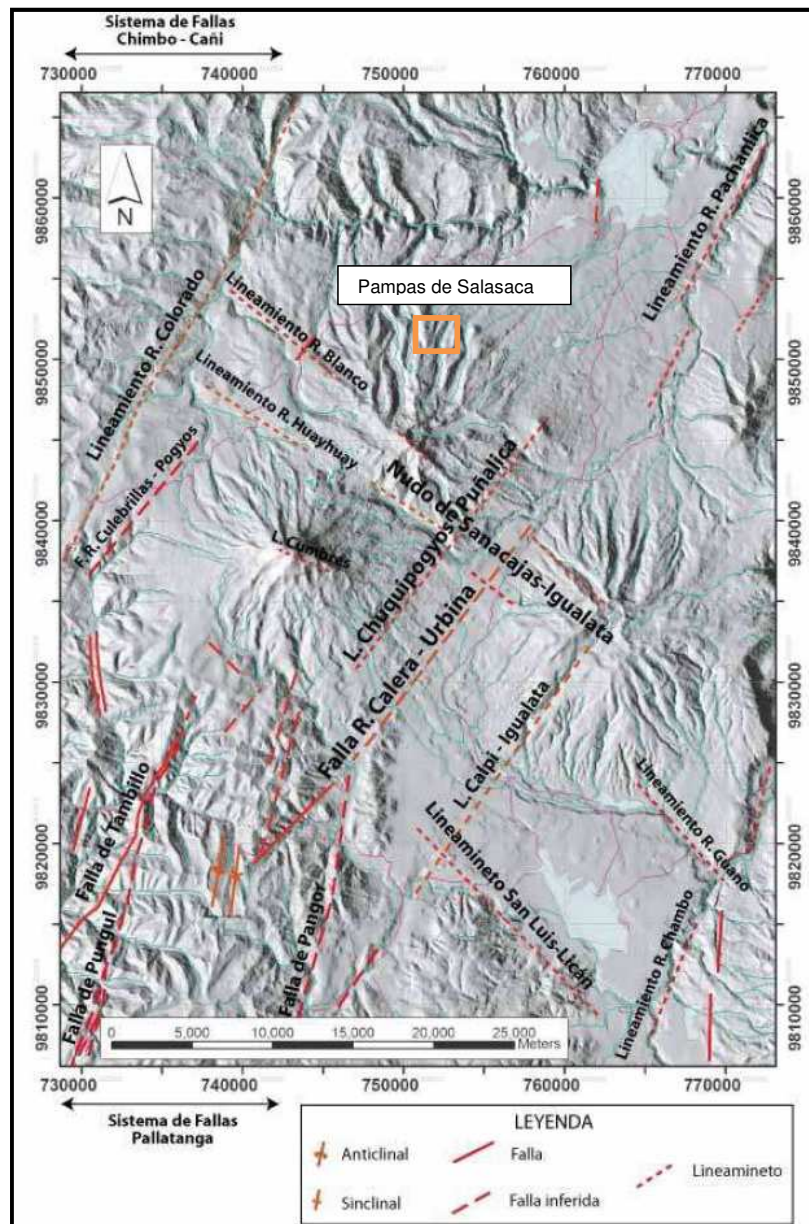
2.4.1.3.2. Zonas Intermedias, con Pendientes Moderadas a Suaves

Son regiones con alturas superiores a 3600 msnm, de tal manera que para distinguir ésta unidad de la anterior se denomina como zona Intermedia. Corresponde a las zonas que se encuentran inmediatamente debajo de la unidad anterior, con pendientes menores a los 20°. Se alcanzan cotas más bajas pero con pendientes más fuertes. Ésta unidad se encuentra entre las cotas 3.800 y 3.600 msnm.

Desde el punto de vista litológico se encuentran conformadas por depósitos de morrenas glaciares y glacio-lacustres. En cuanto a la estabilidad de laderas, en las zonas donde el río socava el material morrénico, las paredes que se han formado presentan inestabilidad por la baja consistencia del material y por la propia acción del río, mientras que en las zonas con pendientes menores a los 10° hay estabilidad; y en las zonas planas, se han formado pequeñas lagunas debido a la falta de circulación del agua y a la baja infiltración, que a su vez tiene que ver con la baja permeabilidad de los materiales.

⁶C.E.G.A.D. - E.P.N, "Estudio de Prefactibilidad del Embalse Pampas de Salasaca"; Quito, enero 2004

Figura 2.3: Fallas y Lineamientos Regionales



Fuente: McCourt, W. J., Duque P. and Pilatasig, L., 1997, Geology of the Cordillera Occidental of Ecuador between 1° 00' and 2° 00' S. Reporte # 3. Elaborado: ASTEC CIA. LTDA

2.4.1.3.3. Terraza Fluvio-Glacial 1

La unidad Terraza fluvio-glacial 1, se ubica en los flancos inferiores de los cerros que bordean el valle, directamente encima de la terraza fluvio glacial 2. Se estima una potencia aproximada entre 10 y 15 m. Desde el punto de vista litológico, está conformada por suelo limo-arcilloso semipermeable, de buena plasticidad, así como también por materiales erosionados de las zonas más elevadas

2.4.1.3.4. Terraza Fluvio-Glacial 2

La unidad Terraza fluvio-glacial 2 es la planicie más extensa del valle glacial, ubicada 15 m por debajo de la terraza fluvio glacial 1. Litológicamente está compuesta principalmente por suelos limo arcillosos, de baja permeabilidad, alta plasticidad, con un contenido de clastos, del tamaño de grava, del orden del 10%. Localmente dentro de ésta unidad, se observan bloques de origen volcánico de diámetros métricos.

En ésta unidad geomorfológica no se muestran evidencias de procesos erosivos importantes. El único factor erosivo es el río; se nota en las pequeñas paredes que forma en su recorrido.

2.4.2. GEOLOGÍA LOCAL

Las Pampas de Salasaca forman un valle glacial en “U”, cuyos flancos se encuentran conformados por lavas. Los depósitos fluvioglaciares rellenan el valle glacial, en donde además se nota la presencia de morrenas.

Estos materiales se han clasificado en las siguientes unidades litológicas:

2.4.2.1. Lavas Andesíticas – Dacíticas

Los flancos norte y sur de las pampas se encuentran cerrados por grandes macizos rocosos de composición andesítica – dacítica poco alterados, de resistencia alta y de permeabilidad muy baja. Ésta unidad de gran potencia posiblemente estaría formando mantos impermeables que confinarían lateralmente a las unidades más permeables.

Pertenecen al volcanismo cuaternario, asociado a los centros de emisión cercanos.

Éstas lavas andesíticas tienen una coloración gris oscura y se encuentran levemente fracturadas, están compuestas por una gran cantidad de plagioclasas, con respecto a la matriz vítrea y grandes cristales de hornblenda.

Las lavas se presentan con una estructura masiva; el leve diaclasamiento se encuentra controlado por la dirección del flujo.

2.4.2.2. Morrenas

Éstas morrenas afloran en la parte oriental de la planicie glacial donde la morfología es distinta. Están compuestas por material caótico conformado por bloques de tamaños desde decimétricos hasta métricos, que pueden alcanzar los tres metros de diámetro; de formas subangulares a angulares, dentro de una matriz limosa no consolidada y permeable. Los clastos representan el 50% y la matriz el restante 50%. Su origen está relacionado con el transporte y erosión ocasionada por glaciares del Carihuairazo, que han depositado gran cantidad de éste material en todos sus bordes.

2.4.2.3. Depósitos Fluvio-Glaciares 1

Se encuentran en las terrazas que se ubican en las partes bajas de los cerros que bordean el valle Pampas de Salasaca. Ésta unidad incluye además los productos erosionados ubicados en pie de monte.

Está formando terrazas laterales que se levantan por sobre el fondo del valle a unos 15 m de altura promedio. Proviene de morrenas depositadas lateralmente al paso del glacial, su composición litológica comprende materiales volcánicos de variada granulometría, bloques decimétricos de composición andesítica, finas capas de ceniza poco distribuidas y una matriz areno arcillosa de características semipermeables. Éste material tiene plasticidad media y presenta básicamente características semipermeables y un alto contenido de humedad.

2.4.2.4. Depósitos Fluvio-Glaciares 2

Conforman el relleno de la planicie extensa del valle glacial. Litológicamente son depósitos conformados por una primera capa de suelo orgánico, que cubre casi todo el valle, en un espesor variable comprendido entre 2 y 5m., la cual posiblemente pertenece a un relleno fluvio lacustre. A continuación, se observa la presencia de una segunda capa de limos plásticos y arcillas que varían aproximadamente entre 2 y 10m de espesor, la misma que se presenta predominantemente en la parte sur del valle. Aparece luego una tercera capa, conformada por arenas y gravas, en matriz limosa, que contiene esporádicos bloques de rocas andesíticas, cuya potencia es mayor en el centro y sur del valle

glaciar. Se detecta también la presencia de una cuarta capa, compuesta por arenas y limos de mediana compacidad y una última capa de arena con gravas, con pocos bloques de rocas andesíticas.

El material de éste depósito en muchas partes se encuentra saturado, y se presenta como un acuífero.

2.4.2.5. Terraza aluvial

Corresponde a los sedimentos que han sido depositados en las terrazas adyacentes a la quebrada Olalla. Estos depósitos están caracterizados por materiales sueltos, poco consolidados y granulométricamente heterogéneos (mal sorteo). Están conformados básicamente por gravas redondeadas a subredondeadas en una matriz areno-limosa; se alternan con estratos arenosos, limosos y arcillosos pertenecientes a los depósitos fluvio-glaciares 2, que se aprecian claramente en las pequeñas paredes formadas en las partes laterales del río por socavamineto

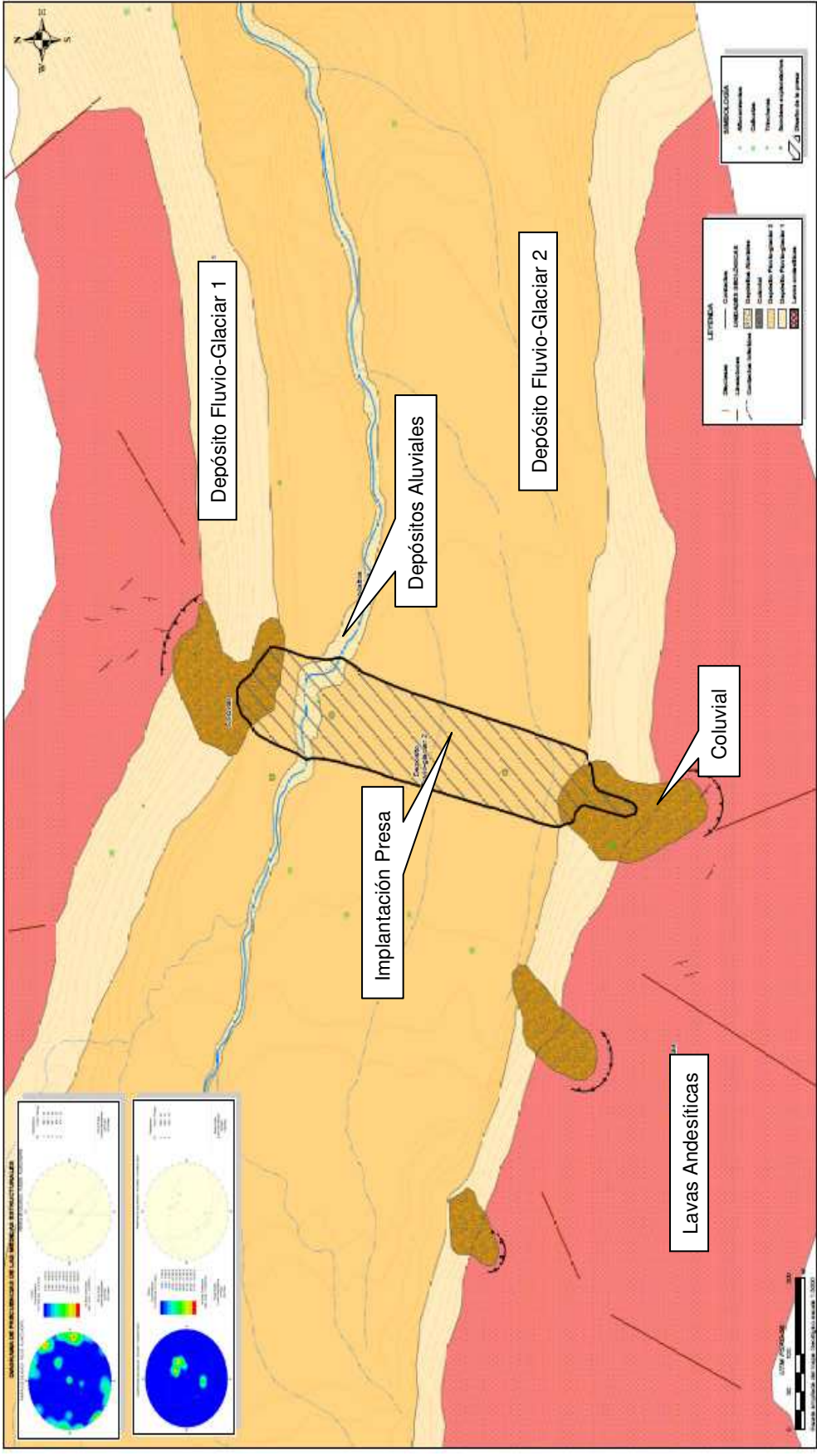
Los clastos son de origen volcánico, principalmente andesíticos y ocupan el fondo de los valles fluvio-glaciales.

2.4.2.6. Coluviales

Los depósitos coluviales se encuentran conformados por materiales transportados desde los flancos de los cerros que bordean el valle en dirección de las zonas más bajas. Están compuestos por bloques de origen volcánico, de hasta 2 m de diámetro y clastos de menor tamaño, en medio de una matriz limo-arenosa.

Estos depósitos, son de baja compactación y permeabilidad media, por lo cual podrían almacenar una importante cantidad de agua dependiendo de su espesor.

Figura 2.4: Unidades Geológicas del Sitio del Embalse



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

2.4.3. PELIGROSIDAD SÍSMICA

De los catálogos sísmicos disponibles que cuentan con el dato de profundidad, la mayoría de sismos son de carácter superficial (hasta 60 km), incluyendo la mayoría de aquellos de magnitud $M_s \geq 6$, se destacan una concentración de 13 eventos con profundidades mayores a 150 km y que corresponde al nido sísmico del Puyo.

Diecinueve eventos presentan magnitudes mayores a $M_s = 6$, de los cuales 8 tiene una magnitud igual o mayor a $M_s = 7$, siendo el mayor de todos el gran terremoto de 1797 ($M_s = 7.4 - 7.5$), de estos eventos la mayoría son poco profundos.

En los 20 kilómetros inmediatos a la zona local del proyecto se ubican sismos de magnitudes entre 4.5 y 7.5, de los cuales la mayoría son de carácter somero, menores a 60 km de profundidad. Dentro de ésta zona, se incluye el gran sismo de 1797 ($M_s = 7.4 - 7.5$), y uno de los mayores sismos que han afectado al Valle interandino.

Para obtener una evaluación de la peligrosidad sísmica se realiza el análisis Determinístico de la aceleración esperada en el sitio del Proyecto en función de las magnitudes probables en las fallas y zonas sismogénicas activas de la región estudiada y de la aplicación de las relaciones magnitud-distancia-aceleración como predictivas de dicha aceleración.

En el cuadro 2.4 se presenta una modelación de las magnitudes esperadas en las diversas fuentes definidas dentro de la zona de influencia del Proyecto y las respectivas aceleraciones en el sitio.

En tal sentido, un sismo hipotético, o el sismo de 1698 ubicado a lo largo del potencial límite del Bloque Norandino con el continente estarían a unos 10 km de los sitios de interés y generaría aceleraciones consideradas como altas las mismas que se presentan en el cuadro 2.4.

De la modelación del sismo anterior (Falla Ambato-Carihuairazo, 1968), se obtuvieron las mayores aceleraciones horizontales en roca de **0.39 g** para el sitio del proyecto.

Cuadro 2.4: Aceleraciones en la Zona del Proyecto

SISTEMA	FALLA/ SEGMENTO	MAGNITUD	ACELERACIÓN MAX. EN ROCA (g)	
			Método	
			KATAYAMA	JOYNER BOORE
TRANSCURRENTE	Riobamba 1797	7.4	0.34	0.22
	Pangor	7.4	0.24	0.14
	Pelileo 1949	7.1	0.14	0.09
	Ambato – Carihuairazo 1698	7.2	0.39	0.33
	Pisayambo 1698	7.2	0.08	0.04
INVERSO	Candelaria	6.7	0.14	0.11
	Yanayacu	6.8	0.11	0.07
	Guaranda	6.6	0.12	0.10

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

2.5. ANÁLISIS DE LA DEMANDA DE AGUA

Se han identificado tres captaciones aguas arriba del sitio de emplazamiento de la presa, utilizadas para el abastecimiento de agua potable para Mocha, Tisaleo y Quinchicoto, éstas derivaciones poseen concesiones legalizadas por la Secretaría Nacional del Agua, de 5,6; 7,3 y 4,2 l/s respectivamente, con lo cual se obtiene un caudal total concesionado de 17,1 l/s, éste caudal es descontado de los caudales disponibles en el sitio de presa. El volumen de agua a ser embalsada es el que se genera por el caudal resultante de la diferencia entre el caudal natural y el total concesionado aguas arriba.

Por otra parte, aguas abajo del sitio de la presa se han identificado dos captaciones que derivan las aguas de la quebrada Olalla para los sistemas de riego Mocha-Tisaleo-Cevallos y Olalla-Pinguili, con concesiones de 120,68 y 36,2 l/s respectivamente, esto implica que la regulación del embalse debe permitir que se tenga como mínimo un caudal de aprovechamiento igual a 156.9 l/s casi permanentemente o el tiempo que representa la respectiva garantía adoptada.

Se observa que ocasionalmente también se captan aguas de la quebrada Olalla, aguas abajo del sitio de presa, para el sistema de riego Mocha-Huachi, sin que ésta derivación cuente con el permiso correspondiente, por tanto no se toma en

cuenta el caudal utilizado para éste sistema de riego en la regulación de caudales del embalse.

Respecto a los usos de agua en la zona del proyecto, casi nunca se respeta la extracción autorizada mediante las concesiones, por lo que éste es un tema delicado que deberá ser debidamente tratado, satisfaciendo en lo posible los requerimientos de las comunidades asentadas en la zona que utilizan estos recursos.

2.6. VOLÚMENES DE EMBALSAMIENTO – ALTURA ÓPTIMA

La regulación de caudales mediante la creación y operación de embalses tiene por objeto transformar el régimen natural de un río en otro régimen que responda a determinadas exigencias de la actividad productiva. Esto se logra mediante la contención del agua que llega al embalse en ciertos períodos de tiempo, para su utilización en períodos posteriores

El volumen de embalsamiento es una función del caudal que ingresa y sale del embalse (caudal de aprovechamiento o demanda) y por tanto la garantía es la relación entre el tiempo que se tiene dicho caudal aguas abajo, con respecto al tiempo total, es decir para el presente caso, el tiempo total correspondiente al lapso en el cual se analizó los caudales medios mensuales (1964-2004).

2.6.1. GARANTÍA SELECCIONADA

En general, las políticas de regulación de los caudales para un período determinado de tiempo pueden estar acompañadas o no de pronósticos de los aportes de agua al embalse. En casos en que se carece de tales pronósticos, como en el presente caso, el plan de operación del embalse se elabora asumiendo que el período futuro, por "acuosidad" (es decir, por la cantidad de agua que llega al embalse), será inferior al medio o representativo, y que corresponderá a una garantía o frecuencia de ocurrencia de entre 75 y 90-95%, de acuerdo al uso del agua (riego, hidroelectricidad, agua potable, etc.)⁷. En éste caso, se adopta una garantía de 80 %, por destinarse los recursos al riego.

⁷ Franklin J. Adler (2006), "Los Embalses y los Recursos Hídricos Superficiales"

2.6.2. ALTURA DE LA PRESA SELECCIONADA

Para determinar la altura óptima de la presa se debe cumplir con la garantía adoptada (80%) y el caudal de aprovechamiento (mínimo 156,9 l/s), para lo cual se genera una simulación con los caudales medios mensuales generados, tal que se cumpla la ecuación de continuidad en el embalse, es decir que el volumen de agua embalsado o retenido es igual a la diferencia del volumen de agua que entra y sale del embalse.

En el cuadro 2.5 se muestra los resultados de las diferentes simulaciones con un determinado caudal de aprovechamiento y altura útil de la presa al cual le corresponde una determinada garantía.

Cuadro 2.5: Altura de Presa para Determinada Demanda y Garantía

GARANTÍA (%)	CAUDAL REGULADO EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DE LA PRESA PARA UNA GARANTÍA DETERMINADA							
	H	25	26	27	28	29	30	31
	VU	3.140.000	3.490.000	3.860.000	4.250.000	4.660.000	5.090.000	5.530.000
100		0,136	0,139	0,142	0,146	0,149	0,152	0,155
90		0,148	0,151	0,154	0,157	0,159	0,161	0,163
80		0,154	0,156	0,158	0,160	0,162	0,163	0,165
70		0,159	0,160	0,162	0,163	0,164	0,165	0,166
60		0,162	0,163	0,164	0,165	0,166	0,167	0,167

H - Altura de la presa (m).
 VU - Volumen útil (m³), correspondiente a la altura útil de la presa

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del embalse Pampas de Salasaca
 Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

Del cuadro anterior se deduce que para una demanda de 157 l/s se puede obtener una garantía del 80% con una altura útil de 27 m de altura tomados en el eje de la presa desde el punto más bajo (en el cauce); sin embargo ya que no siempre se podrá satisfacer la demanda con la misma garantía (frecuencia), pues en los años secos los aportes al embalse se reducen, por lo que disminuyen correlativamente las posibilidades de cubrir satisfactoriamente las demandas, se adopta como altura útil 31 m. obteniendo 7 l/s adicionales.

A estos 31 m. se debe añadir una altura necesaria para el sobre bordo libre.

CAPITULO 3

CRITERIOS GEOTECNICOS PARA LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

3.1. ESTUDIO DE MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA

Se realiza un estudio de los materiales existentes en la zona que pueden servir para la conformación y construcción de la presa, para lo cual se ejecuta varias exploraciones y excavaciones manuales (calicatas y trincheras), de las mismas se toman muestras que sirven para mediante ensayos de laboratorio determinar las características y propiedades físicas de estos materiales. Se analiza tres sitios, los mismos que se exponen a continuación:

3.1.1. MATERIALES CERCANOS AL SITIO DE LA PRESA

Con el propósito de utilizar materiales cercanos al lugar de la presa se analizó tres sectores, los que se exponen a continuación:

3.1.1.1. Sector del Eje de la Presa.

Por medio de excavaciones manuales (PS-C1, PS-C6, PS-T1, PS-T2, PS-T3, PS-T4) y cuyo perfil estratigráfico se muestran en el Anexo 2 y los resultados de los ensayos de laboratorio en el Anexo 3. Se determina la presencia de suelos orgánicos (Pt), seguidos de limos plásticos con arcilla (MH-CL), o arenas limosas poco compactadas con un gran contenido de humedad.

3.1.1.3. Sector del “Parqueadero”

Se denomina al sector “Parqueadero” al sitio hasta donde pueden ingresar los vehículos por el sendero que viene desde Tisaleo hasta el sector del Eje de la Presa. En éste sector se encuentran morrenas por lo cual se ejecutó 4 excavaciones manuales (PS-C7, PS-C8, PS-C9, PS-C10), su contenido de humedad varía desde el 26% hasta 60%.

En los perfiles estratigráficos mostrados en el Anexo 2 se puede apreciar la existencia de un suelo orgánico superficial, seguidos de arenas limosas con gravas de baja plasticidad, mientras que en el Anexo 3 se encuentran los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

3.1.1.3. Sector Tisaleo

En el sector de Tisaleo también se realiza cuatro excavaciones manuales (A11C, A12C, A13C, A14C), cuyo registro y resultados de los ensayos de laboratorio se exponen en los Anexos 2 y 3 correspondientemente, dicho perfil muestra la presencia de arenas limosas (SM) o limos arenosos (ML), con un contenido de humedad y plasticidad bajos y poco compactas.

3.1.2. MATERIALES DEL FLANCO NORTE Y SUR DEL VALLE

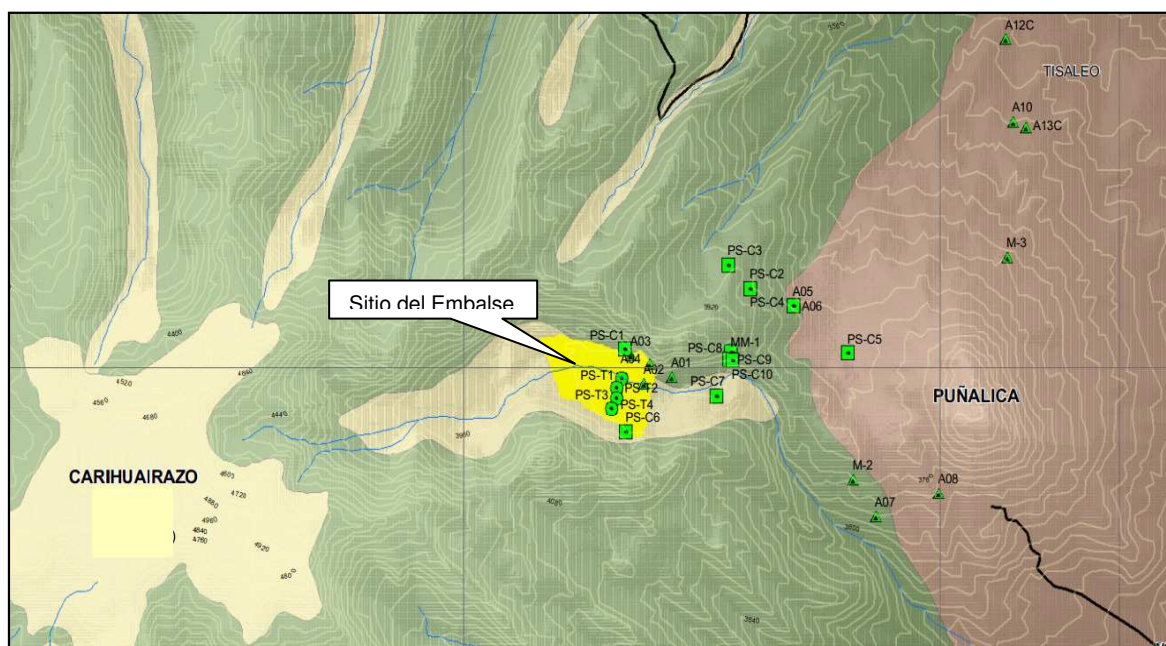
Los flancos norte y sur del valle de las Pampas se encuentran conformados por grandes macizos rocosos de composición andesítica – dacítica poco alterados, de resistencia alta y de permeabilidad muy baja.

Ésta unidad de gran potencia puede servir como fuente de aprovisionamiento de materiales para los espaldones en caso de ejecutarse una presa heterogénea de materiales sueltos, luego de su explotación mediante explosivos y posterior procesamiento (recolección y cribado del material obtenido).

3.1.3. MATERIALES PARA AGREGADOS DE HORMIGÓN Y/O FILTROS

No existen materiales para los hormigones y filtros en la zona cercana a las Pampas de Salasaca, razón por la cual, se analiza la posibilidad de utilizar aquellos existentes en la cantera de donde se utiliza para el proyecto Chiquihurco o de los macizos rocosos antes descritos mediante explotación, ubicando una cantera para su procesamiento en el sector.

FIGURA 3.1: Ubicación General de las Trincheras y Calicatas



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.2. RESULTADOS DE LAS PERFORACIONES Y ENSAYOS DE LABORATORIO PARA LA CIMENTACIÓN DE LA PRESA

En ésta sección se presentan los sondeos a rotación ejecutados así como sus respectivos resultados de los ensayos ejecutados tanto en laboratorio como en campo.

3.2.1. SONDEO PS-PE-1

Éste sondeo se encuentra prácticamente en el eje de la presa y cuyas coordenadas son 754916E; 9845601N, el inicio de la perforación es aproximadamente en la cota 3885 msnm.

3.2.1.1. Estratigrafía

Las características que presenta éste sondeo son las siguientes:

- Desde el nivel de la superficie (0,00m), hasta los 4.80 m, se presenta una capa de suelos finos, conformada por niveles de limos orgánicos, de

plasticidad baja, alta humedad, con presencia de raíces y restos orgánicos fundamentalmente en los primeros dos metros de profundidad, (PT, OL y ML).

- Entre los 4.80 y 7.85 m, existen intercalaciones de cantos de roca andesítica de hasta 25 cm, en medio de una matriz arcillosa, con niveles de arcillas plásticas arenosas, de consistencia mediana, húmedas.
- Entre los 7.85 y 12.40 m, aparecen arenas con mal sorteo, poco compactas, húmedas, arcillosas y presencia de grava (20%), intercaladas con un nivel de cantos de roca andesítica, en medio de una matriz arcillo-arenosa.
- Entre los 12.40 y los 13.50 m., se observan arcillas de baja plasticidad, de color verdoso con arenas y gravas
- Entre los 13.50 m, y 15.00 m, se tiene arena limosa (SM) de color marrón, con trazas de grava
- A partir de los 15.00 m y hasta los 16.50, existe un limo arenoso (ML) de color café amarillento, con presencia de grava de tamaño pequeño, inferior al 10%
- A partir de los 16.50 m y hasta el final del sondeo (35.50 m), se tiene una intercalación de arenas limosas con grava, arenas arcillosas y arenas arcillosas con grava de color gris a gris verdoso.
- De acuerdo a los materiales encontrados en éste sondeo, existe una primera capa de 4.80 m de espesor, de limos orgánicos, con restos vegetales, que podrían corresponder a un suelo de origen fluvio lacustre. Éste tipo de suelos (Pt-OL-ML), tiene pésimas características geotécnicas, con una baja capacidad portante, alta humedad, así como valores altos del límite plástico y elevada compresibilidad, con valores de N (SPT), cercanos a cero, con lo cual no permite ser utilizado como suelo de cimentación.
- La siguiente capa entre los 4.80 y 16.50 m, se presenta como una morrena compuesta por niveles de gravas y arenas en matriz arcillosa, con la intercalación de un nivel de arcilla. Entre las características geotécnicas, se debe anotar que el valor de N (SPT), se encuentra entre 20 y 30 en éste tipo de suelos.
- Una tercera capa de una morrena predominantemente arenosa se encuentra entre los 16.50 y los 35.50 m en que se termina el sondeo. Estos suelos varían desde arenas limosas hasta arenas arcillosas con gravas, pasando por arenas mal gradadas, inclusive con un nivel de grava arenosa de 3 m de

espesor entre los 31 y 34 m. El valor de N (SPT), se encuentra entre 20 y 30 m. y ocasionalmente llega al rechazo en presencia de clastos de roca o grava.

CUADRO 3.1: Resumen Unidades Geológicas Encontradas-Sondeo PS-PE-1

TOPE (m)	BASE (m)	LITOLOGIA
0	2	TURBA, LIMOS Y ARCILLAS ALTAMENTE ORGÁNICAS. Corresponde a la primera capa detectada durante las perforaciones, se trata de un horizonte edáfico de poca cobertura.
2	7,9	LIMOS. Corresponde a una unidad pequeña y restringida, de plasticidad alta y con alto contenido orgánico.
7,9	23,3	ARENA y GRAVAS EN MATRIZ LIMOSAS. Unidad poco consolidada conformada por materiales de grano medio a grueso, en matriz limosa de baja plasticidad y restos de bloques andesíticos y dacíticos. Existen pequeñas facies litológicas asociadas a ambientes lacustres y de paleocauces. En general es un estrato saturado.
23,3	31	ARENA Y LIMO. Unidad en general de grano fino a medio, en menor cantidad gravas y cantos.
31	35	GRAVA Y ARENA. Unidad predominantemente compuesta por gravas y arenas de grano medio a grueso, cantos andesíticos y brechas andesíticas en varios tramos. En general la matriz es escasa.

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.2.1.2. Permeabilidad

Mientras se realizó la perforación se llevaron a cabo 7 ensayos de permeabilidad in situ, tipo LEFRANC, cuyos resultados revelaron en general valores de permeabilidad moderada; aunque se destacan 2 valores de baja permeabilidad entre los 7.38 y 9m al igual que entre los 24.12 y 27m

3.2.1.3. Características Geotécnicas

Para determinar las características geotécnicas de los estratos se realizaron ensayos SPT, los mismos que muestran un estrato de aproximadamente 7m de espesor con una resistencia muy baja, sin tomar en cuenta un valor alto, que se presume se debe a un canto de roca aislado. Desde los 7.5 m hasta los 24 m, se

registraron valores de N comprendidos entre 19 y 28, con ciertas excepciones en los 16.5 y 22 m de profundidad en los que se tiene valores de 46 y 44 golpes respectivamente. A partir de los 25 m, se presenta rechazo. Los datos se exponen a continuación

CUADRO 3.2: Resumen de los valores de permeabilidad - Sondeo PS-PE-1

PROFUNDIDAD		PERMEABILIDAD (cm/seg)
TOPE (m)	BASE (m)	
3	6.7	K=4.96E-03
7,38	9	K=9.06E-08
10,35	12,65	K=1.05E-03
13,37	16,67	K=5.18E-04
18,12	20	K=3.09E-04
24,12	27	K=1.05E-06
32.6	35	K=5.21E-04

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

CUADRO 3.3: Valores del SPT – Sondeo PS-PE-1

Topo	Base	Valor N
0.5	1	1
1.5	2	1
2.5	3	1
3.5	4	3
4.5	5	R
6.5	7	5
7.5	8	19
8.5	9	25
13	13.5	27
14	14.5	30
15	15.5	20
15.5	16	21
16.5	17	46
17.5	18	26
18.5	19	28
19.5	20	28
21	21.5	30
22	22.5	44
23.5	24	20
25	25.5	Rechazo
30	30.5	Rechazo

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca

Elaborado: ASTEC CIA. LTDA

En el Anexo 4 se presenta el registro de perforación correspondiente a éste sondeo.

3.2.2. SONDEO PS-PE-2

Éste sondeo se encuentra ubicado aproximadamente 100 m aguas arriba del eje de la presa en las coordenadas 754910E; 9845964N, y a 30m de distancia de la margen izquierda del cauce del río, vista desde aguas arriba. La boca de éste sondeo empieza en la cota 3854.10 msnm.

3.2.2.1. Estratigrafía

En éste sondeo se detecta el nivel freático a pocos centímetros de la superficie y presenta las siguientes características:

- Desde el nivel de la superficie (0,00 m), hasta los 1.80 m, se presenta una capa de suelos finos, conformada por niveles de suelos orgánicos, de plasticidad baja, alta humedad, con presencia de raíces y restos orgánicos (PT). Éste primer estrato parece pertenecer a un depósito fluvio lacustre.
- Entre los 1.80 y 3.00 m, aparecen arenas mal gradadas con grava, poco compactas, húmedas, con presencia de grava (20%), intercaladas con cantos de roca andesítica.
- Entre los 3.00 y los 7.50 m, se observan gravas mal gradadas con arenas y limos, intercaladas con arenas limosas con gravas.
- Entre los 7.50 y los 10.00 m, se tienen arcillas plásticas orgánicas (OH-CL) con arena con textura fibrosa y restos orgánicos. Aparentemente se trataría de un paleo suelo de origen lacustre.
- A partir de los 10.00 y hasta los 15.00 m, existen arenas y limos orgánicos con gravas (OL-SM) de color gris oscuro a claro, pobremente gradadas, compacidad media a baja, con restos orgánicos.
- A partir de los 15.00 hasta los 16.10 m se tiene gravas de tamaño medio, subredondeadas a subangulares con algunos clastos de roca andesítica.
- A partir de los 16.10 hasta los 20 m, se presentan arcillas plásticas orgánicas (OH), de color café oscuro a negro, de plasticidad alta.

- A partir de los 20 hasta los 22.33 m aparecen arenas mal gradadas con grava de color gris verdoso y baja compacidad, las gravas son subredondeadas.
- A partir de los 22.33 hasta los 24.50 m aparecen arenas arcillosas (SC) con gravas, de color gris oscuro, bien sorteadas, poco compactas y con niveles centimétricos de cantos de andesita.
- Entre los 24.50 y los 35.10 m al final del sondeo, se tiene un estrato potente de arenas mal gradadas (SP), con gravas, intercalado con un nivel brechoso de 82 cm y otro al final de 15cm., de cantos de andesita.

CUADRO 3.4: Resumen Unidades Geológicas Encontradas-Sondeo PS-PE-2

TOPE (m)	BASE (m)	LITOLOGIA
0	1	TURBA, LIMOS Y ARCILLAS ALTAMENTE ORGÁNICAS. Corresponde a la primera capa detectada durante las perforaciones, se trata de un horizonte edáfico de poca cobertura.
1	7,5	ARENA y GRAVAS EN MATRIZ LIMOSAS. Unidad poco consolidada conformada por materiales de grano medio a grueso, en matriz limosa de baja plasticidad y restos de bloques andesíticos y dacíticos. Existen pequeñas facies litológicas asociadas a ambientes lacustres y de paleocauces. En general es un estrato saturado.
7,5	16,5	ARENA Y LIMO. Unidad de en general de grano fino a medio, en menor cantidad gravas y cantos.
16,5	35	GRAVA Y ARENA EN MATRIZ LIMOSA. Unidad predominantemente compuesta por gravas y arenas de grano medio a grueso, cantos andesíticos y brechas andesíticas en varios tramos. En general la matriz es escasa.

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.2.2.2. Permeabilidad

En el sondeo PS-PE-2 no se realizaron ensayos de permeabilidad, en virtud de que el pozo es surgente con caudales que van desde 7 l/min hasta los 13 m, de 0.18 l/min hasta los 20 m y de 0.01 l/min hasta los 30 m de profundidad.

3.2.2.3. Características Geotécnicas

Los ensayos SPT realizados en éste sondeo se muestran más heterogéneos, indican la presencia de un estrato superficial de aproximadamente 1 m de espesor, con una resistencia muy baja ($N=2$). Desde los 1.5 hasta los 3 m se tienen valores de N comprendidos entre 25 y 35. A partir de los 8.5 hasta los 14.5 m su resistencia baja teniendo valores de N entre 11 y 15, mientras que entre los 16.0 y 17.5 m se tiene nuevamente una capa de baja resistencia en donde N está entre 2 y 7. Entre 17.5 y 20 m. se han obtenido valores de N comprendidos entre 13 y 16. Los datos se muestran a continuación:

CUADRO 3.5: Valores del SPT – Sondeo PS-PE-2

TRAMO		
Tope	Base	Valor N
0.5	1	2
1.5	2	34
2.5	3	25
8.5	9	12
10.5	11	15
12.5	13	11
14	14.5	15
16	16.5	2
16.5	17	4
17	17.5	7
17.5	18	13
19	19.5	32
19.5	20	16

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

En el Anexo 4 se visualiza el registro de la perforación correspondiente.

3.2.3. SONDEO PS-PE-3

Éste sondeo se ubica sobre el eje de la presa en las coordenadas 754992E; 9845871N aproximadamente a 30m del cauce del río sobre su margen derecha, vista desde aguas arriba.

La boca de éste sondeo empieza en la cota 3850 msnm.

3.2.3.1. Estratigrafía

Éste sondeo presenta las siguientes características:

- Entre los 0.00 y 4.4 m se encuentra una capa de materiales finos, orgánicos húmedos, conformados por turba de limos y arcillas.
- Desde 4.40 m hasta el final del sondeo a los 9.50m, se encuentran materiales granulares conformados por arenas, gravas y algunos cantos de roca andesítica y dacítica, en medio de una matriz limosa de baja plasticidad. Se intercalan niveles de suelos orgánicos asociados a ambientes lacustres y de paleocauces.

CUADRO 3.6: Resumen Unidades Geológicas Encontradas – Sondeo PS-PE-3

TOPE (m)	BASE (m)	LITOLOGIA
0	4,4	TURBA, LIMOS Y ARCILLAS ALTAMENTE ORGÁNICAS. Corresponde a la primera capa detectada durante las perforaciones, se trata de un suelo de origen fluvio lacustre
4,4	9,5	ARENA y GRAVAS EN MATRIZ LIMOSAS. Unidad conformada por materiales de grano medio a grueso, en matriz limosa de baja plasticidad y restos de bloques andesíticos y dacíticos. Existen pequeñas facies litológicas asociadas a ambientes lacustres y de paleocauces

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.2.3.2. Permeabilidad

En éste sondeo se realiza un ensayo de permeabilidad tipo LEFRANC, habiéndose obtenido valores que indican una permeabilidad de media a baja.

CUADRO 3.7: Resumen de los Valores de Permeabilidad - Sondeo PS-PE-3

PROFUNDIDAD		PERMEABILIDAD (cm/seg)
TOPE (m)	BASE (m)	
4,42	8	K=1.92E-05

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.2.3.3. Características Geotécnicas

En el sondeo PS-PE-3 los valores de N son bastantes bajos entre 4 y 5 en una capa superficial de hasta 2 m, mientras que entre los 2 y 7 m, N varía desde 11 hasta 21. A los 9 m, nuevamente aparece una capa con valor muy bajo de $N = 4$. De aquí en adelante la perforación no continua debido a contratiempos externos.

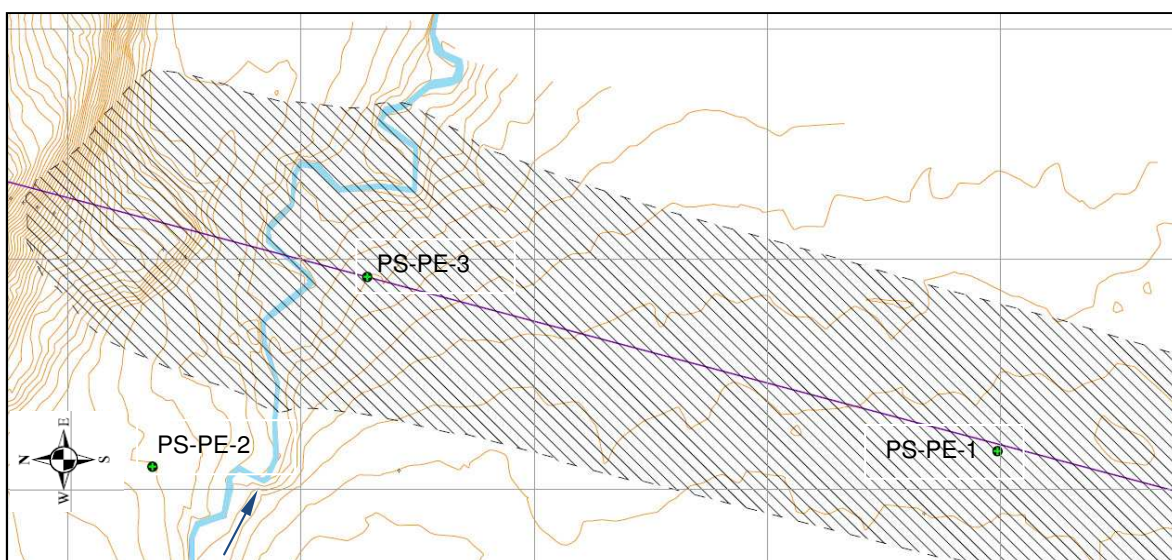
CUADRO 3.8: Valores del SPT - PS-PE-3

TRAMO		
Tope	Base	Valor N
0.5	1	5
1.5	2	4
2.5	3	11
3.5	4	12
5.5	6	21
6.5	7	20
8.5	9	4

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

Al igual que en el resto de sondeos el registro correspondiente a ésta perforación se encuentra en el Anexo 4.

FIGURA 3.2: Ubicación de los Sondeos Geomecánicos



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

3.2.4. MODELO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO EN EL SECTOR DE LA PRESA

A partir de la información obtenida de los levantamientos geológicos, la exploración subsuperficial mediante perforaciones a rotación con sus respectivos resultados obtenidos en el laboratorio e investigaciones geofísicas por el método de sísmica de refracción se elaboran los perfiles Geológicos – Geotécnicos, representados mediante los perfiles A-A' en sentido Norte - Sur y B-B' a lo largo del eje de la presa, cuya ubicación se observa en la Figura 3.1.

3.2.4.1. Perfil Geológico – Geotécnico A-A'

En éste perfil se observa (Figura 3.2, visto desde aguas) abajo que una capa de suelo orgánico, cubre la alineación A-A', en un espesor variable comprendido entre 2 y 5 m en el sentido Sur-Norte.

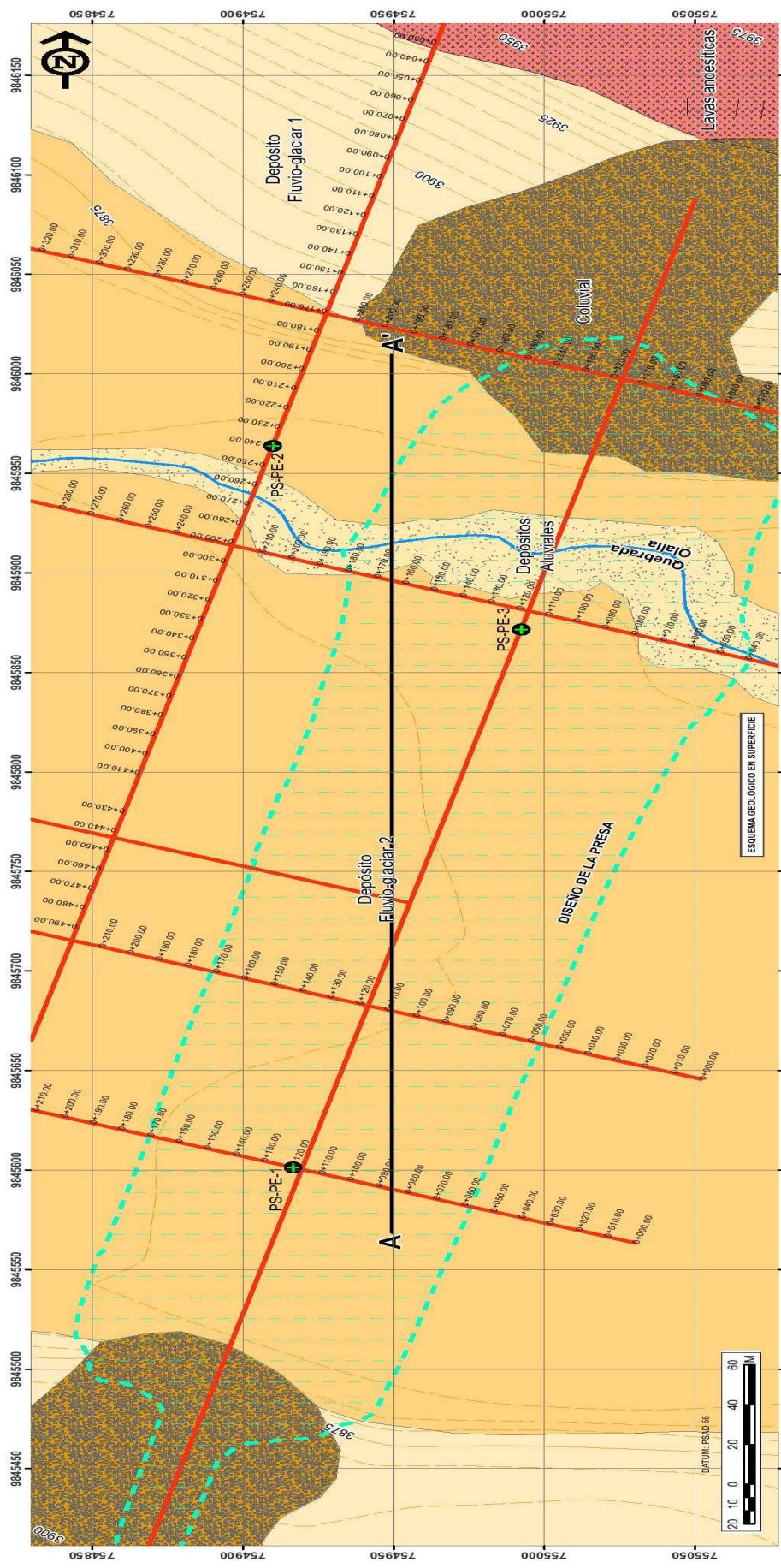
En el lado Sur se observa la presencia de una segunda capa de limos plásticos y arcillas que varían aproximadamente entre 2 y 10 m de espesor, la misma que se acuña hacia el Norte, aunque también se observan niveles en el sondeo PS-PE-2.

La tercera capa está conformada por arenas y gravas en matriz limosa, que contiene esporádicos bloques de rocas andesíticas, cuya potencia es mayor en el centro y sur del perfil y disminuye hacia el Norte.

Se considera la presencia de una cuarta capa, compuesta por arenas y limos de mediana compacidad y una última capa de arena con gravas, con pocos bloques de rocas andesíticas.

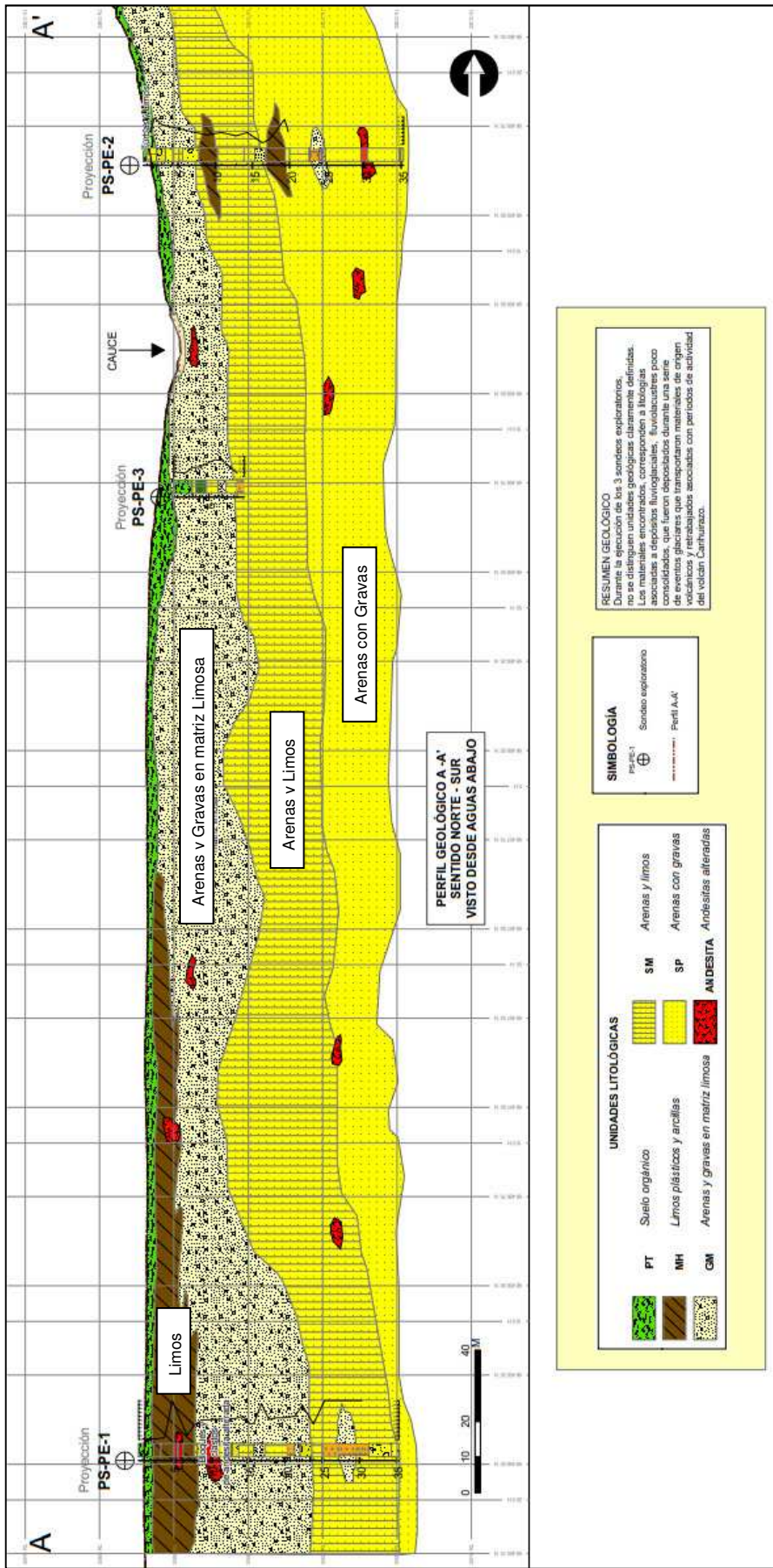
Éste modelo, permite deducir que la primera y segunda capas por sus características geotécnicas, son muy compresibles y de baja capacidad portante, por lo cual deberán ser retiradas en la etapa constructiva. La tercera capa por contener una matriz arcillosa y niveles de limos, podría considerarse como medianamente compresible, al igual que la cuarta capa de arenas y limos. En cambio la última capa de arenas y gravas, tiene mejores características geomecánicas tal como muestra el número de golpes del ensayo SPT.

FIGURA 3.3: Ubicación de los Perfiles Geológicos - Geotécnicos



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

FIGURA 3.4: Perfil Geológico – Geotécnico A-A'



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.2.4.2. Perfil Geológico – Geotécnico B-B'

En éste perfil (Figura 3.5, visto desde aguas arriba), se observa que la capa de suelo orgánico se encuentra a lo largo de todo el eje de la presa en un espesor variable comprendido entre 1 y 5 m en el sentido Sur-Norte.

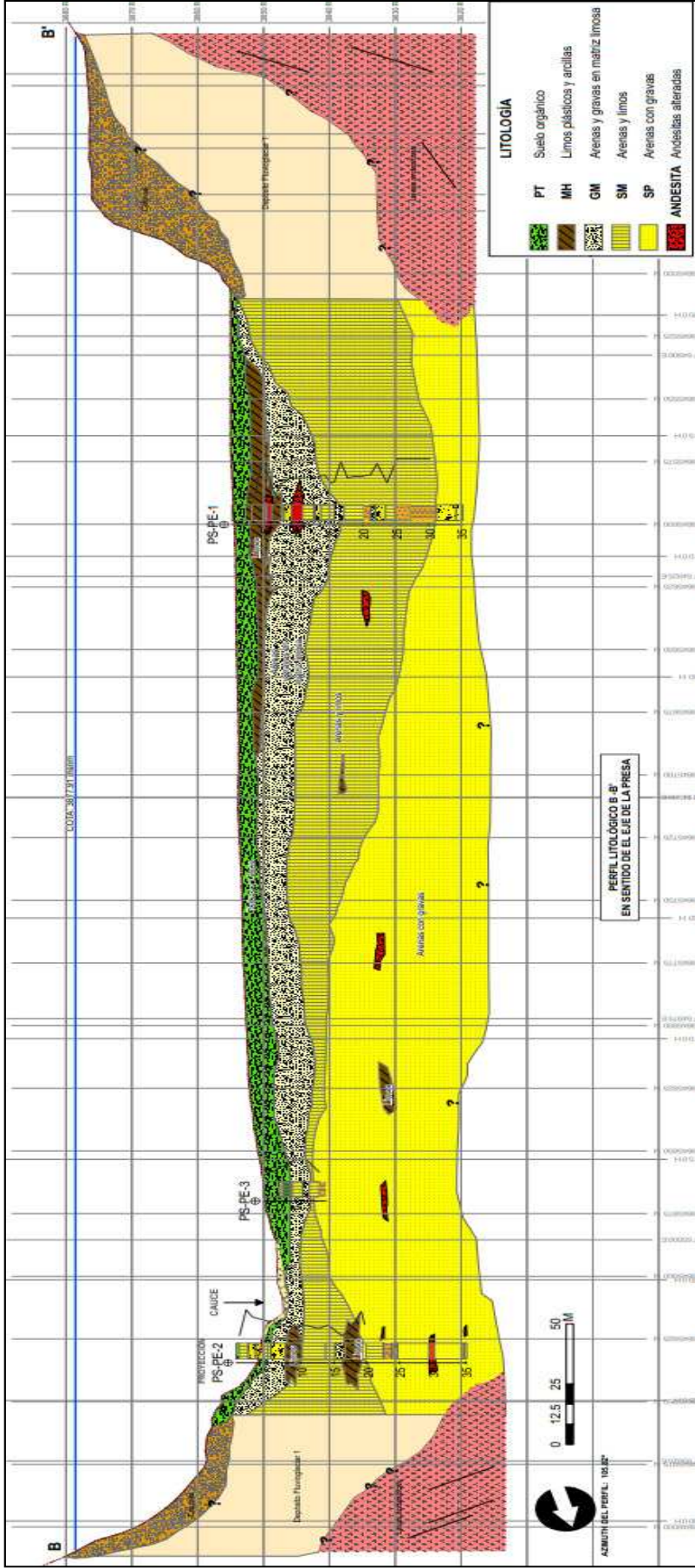
En el lado Sur se observa la presencia de una segunda capa de limos plásticos y arcillas con un espesor menor al encontrado en el perfil A-A', que varían aproximadamente entre 2 y 7 m de espesor, la misma que se acuña hasta desaparecer, antes de la mitad sur del perfil, aunque también se observan niveles de éste material en el sondeo PS-PE-2.

La tercera capa encontrada, se encuentra conformada por arenas y gravas, en matriz limosa, que contiene esporádicos bloques de rocas andesíticas cuya potencia es mayor en los extremos norte y sur del perfil y disminuye hacia el centro principalmente bajo el sondeo PS-PE-3, en el cual no llega a los 3m de espesor.

Se considera la presencia de una cuarta capa, compuesta por arenas y limos de mediana compacidad y una última capa de arena con gravas, con pocos bloques de rocas andesíticas la cual aparece a una profundidad menor principalmente desde el centro hacia el Norte del perfil B-B'. Al igual que en el perfil A-A' el presente modelo permite deducir que la primera y segunda capas por sus características geotécnicas, son muy compresibles y de baja capacidad portante, razón por la cual se recomienda retirar éste material para establecer la cota de cimentación.

La tercera capa por contener una matriz arcillosa y niveles de limos compresibles podría considerarse como medianamente compresible, lo mismo que la cuarta capa de arenas y limos. En cambio la última capa de arenas y gravas, tiene mejores características geomecánicas en cuanto a la compresibilidad.

FIGURA 3.5: Perfil Geológico – Geotécnico B-B'



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del embalse Pampas de Salasaca
 Elaborado: ASTEC CIA. LTDA.

3.3 TIPO DE PRESA

Existe una amplia clasificación de las presas dependiendo del objeto que persiga la misma, según: (1) su utilización o aplicación, (2) funcionamiento hidráulico, (3) estructura, (4) materiales de construcción entre otras

En éste subcapítulo se analiza al tipo de presa de acuerdo a los materiales de construcción debido a que estos están directamente relacionados con el tipo de cimentación (flexible o rígida) y a su vez con las características geotécnicas del suelo de fundación.

3.3.1. CLASIFICACIÓN SEGÚN LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Los diversos tipos de presas obedecen a las distintas posibilidades de cumplir con la doble exigencia de resistir el empuje de agua y evacuarla cuando sea necesario, bajo las distintas condiciones que se pueden presentar en la vida útil de la estructura.

3.3.1.1. Presas de Hormigón

Las presas de hormigón son ampliamente usadas, dado que con éste material se puede elaborar construcciones que brindan una mayor estabilidad, durabilidad y, seguridad al sistema, que otras construidas con distintos materiales. Normalmente todas las presas tipo gravedad, arco y contrafuerte están construidas de hormigón.

Sin embargo, éste tipo de presas precisan tener una cimentación en roca suficientemente buena, aunque si la presa es de poca altura puede cimentarse sobre depósitos fluvio-glaciares o inclusive aluviales.

3.3.1.2. Presas de Materiales Suelos

Son las presas que más se han construido alrededor de todo el planeta, aproximadamente el 77% de las presa existentes son de éste tipo, esto se debe principalmente al costo relativamente bajo de construcción que éstas representan. Consiste en un relleno de materiales, que aportan la resistencia necesaria para contrarrestar el empuje del agua y garantizar la estabilidad de los espaldones. Los

materiales más utilizados en su construcción son piedras, gravas, arenas, limos y arcillas aunque dentro de todos estos los que más destacan son las piedras y las gravas con las arcillas, dependiendo de la tipología de presa que se tenga.

FIGURA 3.6: Presa de Atazar (Tipo Arco), Madrid-España



Fuente: Montaña y Radio, <http://ea4tx.wordpress.com/2011/05/15/vggu-300-somosierra/>

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Éstas presas que también son llamadas “flexibles” ya que pueden deformarse más que otras de diferente material sin llegar a su colapso, requieren un suelo de cimentación menos riguroso, es decir que principalmente el suelo puede ser medianamente compresible contrario a las de hormigón, siendo apropiado para su fundación estratos de roca, arena compactada y gravas.

Según los materiales utilizados las presas de material suelto se clasifican como sigue:

3.3.1.2.1 Homogénea

Éste tipo de presas están constituidas por un sólo material aunque zonificado de acuerdo a su granulometría, el cual está en contacto con el filtro, dicho material

debe poseer características impermeables, por lo general arcilla o arcilla limosa, para evitar que el caudal de infiltración sea representativo.

Ya que el esfuerzo de corte resistente desarrollado por la arcilla en estado saturado es relativamente bajo con respecto a otros materiales sueltos, es indispensable tener un talud aguas arriba y abajo tendidos para asegurar la estabilidad de estos, para lo cual se necesita gran cantidad de éste material.

Debido a la gran cantidad de material que demanda éste tipo de presa para su construcción, es recomendable usar el suelo proveniente de la excavación realizada para la cimentación, o a su vez de un banco de préstamo cercano al lugar de emplazamiento de la presa, para que los costos sean menores. El material para la construcción de la presa debe ser cuidadosamente seleccionado.

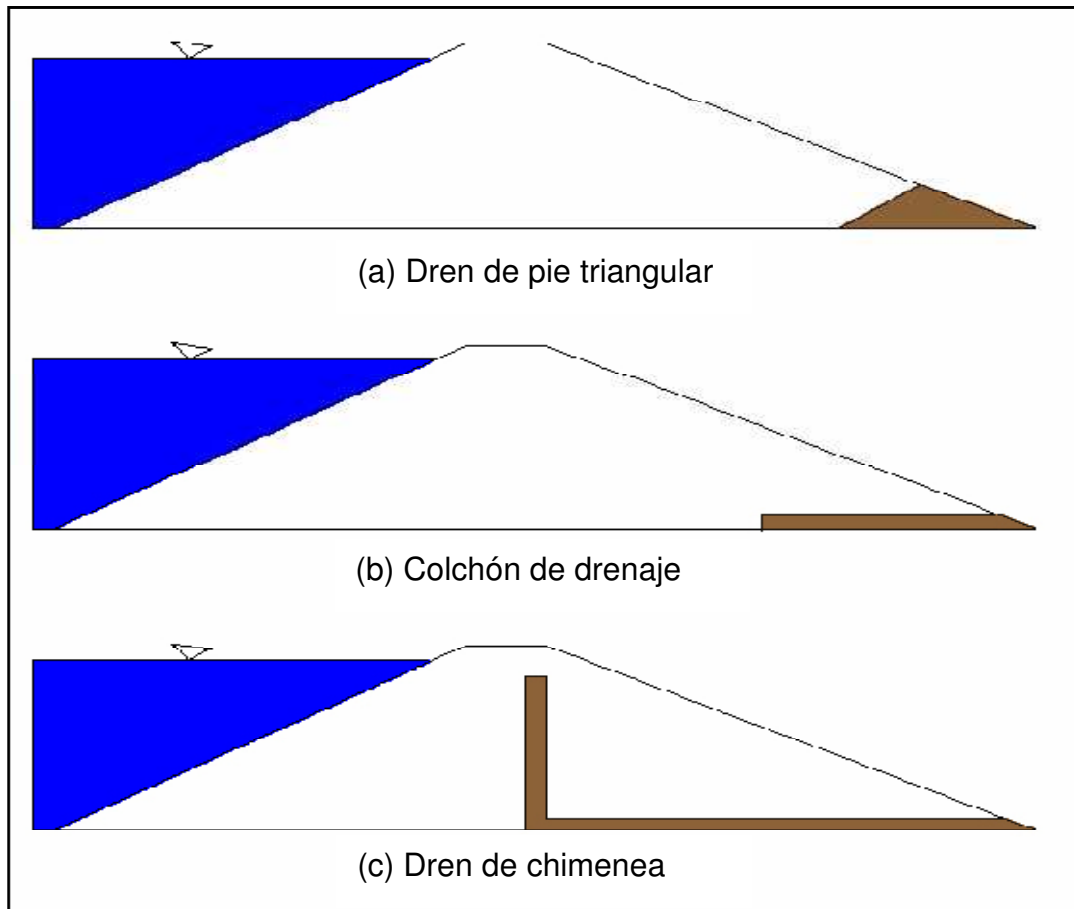
Existen tres posibilidades de ubicar el filtro en éste tipo de presas, dependiendo de la permeabilidad del material a utilizar:

- a) Dren de pie triangular
- b) Colchón de drenaje
- c) Dren de chimenea

3.3.1.2.2 Heterogénea

Éste tipo de presa tiene dos o más capas de materiales incluyendo uno con características impermeables denominado núcleo de la presa. Se recomienda ésta tipología para sitios en los cual no se disponga de materiales con características impermeables en cantidades suficientes para la construcción, ya que sólo el núcleo debe tener dichas características, los espaldones por lo general son de otro material como gravas gruesas o material de escollera que tienen un mejor comportamiento ante un estado saturado, por lo que se necesita un talud tanto aguas arriba como abajo menos tendido que en una presa homogénea.

FIGURA 3.7: Tipos de Drenaje para una Presa Homogénea

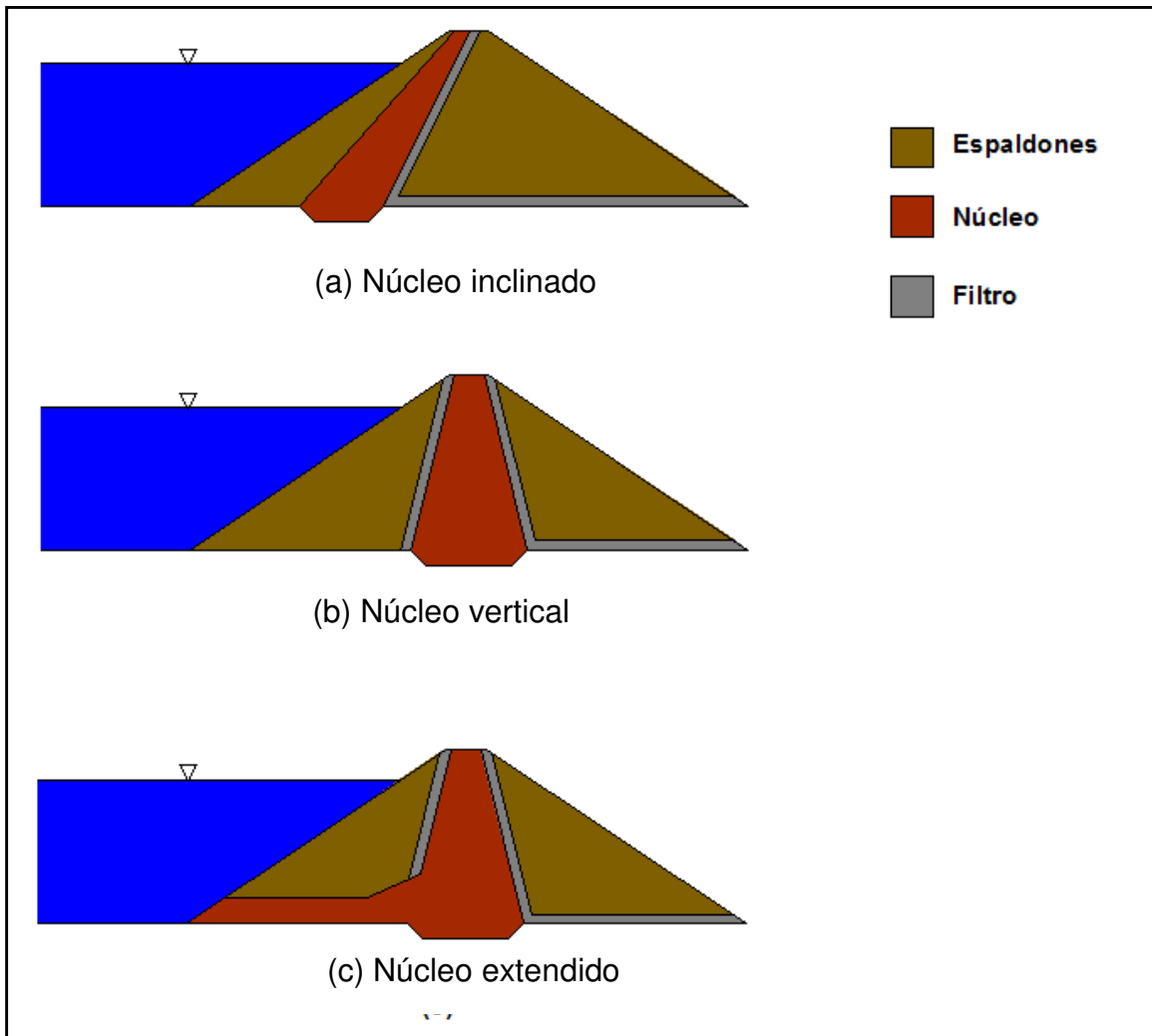


Fuente: www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Presas%20de%20tierra.pdf
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El núcleo (Figura 3.8) puede ser: a) inclinado b) semi-vertical e inclusive c) extendido, el tipo de dren por lo general es inclinado aguas arriba y tipo chimenea aguas abajo

Comúnmente cuando el suelo de fundación es permeable, existe el riesgo de infiltraciones en exceso por lo cual es necesario incluir un elemento impermeabilizante bajo el núcleo para reducir el caudal de infiltración.

FIGURA 3.8: Tipos de Presas Heterogéneas



Fuente: www.fceia.unr.edu.ar/geologiygeotecnia/Presas%20de%20tierra.pdf
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

3.3.2. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

La elección del tipo de presa obedece a diferentes factores físicos que se analizan a continuación, hay que tener en cuenta que el factor dominante que incide mayoritariamente en ésta decisión es el tipo de suelo sobre el cual se cimenta la presa.

3.3.2.1. Topografía

La topografía del sector de emplazamiento de la obra define a grosso modo la primera selección del tipo de presa, ya que un cauce estrecho rodeado de altos y

rocosos muros sugerirá una presa de hormigón, mientras que si se tiene laderas bajas y un ancho del valle considerable una buena opción es construir una presa de materiales sueltos.

3.3.2.2. Hidrología

Un análisis hidrológico es necesario ya que el clima del sector influye directamente sobre la ejecución de la obra, siendo de mayor dificultad construir una presa de materiales sueltos que una de hormigón, debido a la inevitable alteración del contenido de humedad de los materiales utilizados para la construcción, en caso de contacto con el agua, lo que afecta el proceso de compactación de los mismos, especialmente cuando se trata de arcillas o limos arcillosos.

3.3.2.3. Materiales disponibles

Los materiales necesarios para la presa deben estar en las cercanías del sitio de emplazamiento. La disminución de los gastos de transporte de materiales produce una sensible reducción en el costo total del proyecto.

Generalmente el tipo de presa más económico es la que tiene disponibilidad en cantidades necesarias de sus materiales a una distancia razonable del sitio en donde se va a construir la presa.

3.3.2.4. Geología-Geotecnia

Las condiciones geológicas-geotécnicas en el lugar del emplazamiento de la obra constituyen el factor que básicamente determina el tipo de presa, como se indicó anteriormente una presa de hormigón tiene mayor sollicitaciones del suelo de cimentación que una presa de materiales sueltos.

La cimentación en roca compacta que no tenga defectos geológicos significativos está libre de restricciones en cuanto a tipos de presa, debido a que ofrece una buena resistencia al corte y casi nula deformabilidad, en cuyo caso el factor que determina el tipo de presa es la disponibilidad de los materiales para construirla. La cimentación sobre grava, si está bien compactada es adecuada para presas de materiales sueltos, mientras que la cimentación sobre limo o arena fina puede ser

adecuada para presas pequeñas de hormigón o materiales sueltos tipo homogénea, debido a que pueden presentar problemas de asentamientos diferenciales, tubificación, entre otros.

Los cimientos sobre arcilla pueden ser adecuados para presas de materiales sueltos tipo homogénea de pequeña altura con espaldones relativamente tendidos, debido a la baja resistencia al corte del suelo de fundación, aunque se debe tener cuidado con los asentamientos producidos, ya que éste material es altamente compresible sobre todo si se encuentra saturado.

3.3.3. SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA

La selección adecuada del tipo de presa está estrechamente relacionada con su diseño, el mismo que debe garantizar seguridad y bajos costos de construcción, desde ese punto de vista, se toma en cuenta las siguientes consideraciones mencionados anteriormente:

- La topografía de la zona en el sector denominado “Pampas de Salasaca” corresponde a un valle en “U” con un amplio desarrollo en su parte inferior, aproximadamente 600 m de ancho a lo largo de todo éste.
- En el sector existen dos temporadas lluviosas en el año, la primera inicia en marzo y termina en junio, teniendo como abril el mes más lluvioso y la segunda inicia en septiembre y termina en noviembre, teniendo como septiembre el mes de mayor precipitación.
- Los cerros que bordean el valle son formaciones geológicas correspondientes a lavas dacíticas y andesíticas, mientras tanto que en el valle específicamente en el sitio de cimentación no se encuentra algún tipo de roca, por el contrario se observa estratos de: arenas y gravas; en una matriz limosa, seguido de arenas y limos, más abajo se tiene arenas con gravas.
- De los estudios de materiales presentados se concluye que no existen materiales que sirvan como agregados para hormigón en la zona. En cambio se puede utilizar los depósitos rocosos que rodean el valle y las cangahuas de

Tisaleo como materiales de los espaldones y núcleo respectivamente, en el caso de una presa de materiales sueltos heterogénea.

Considerando los factores arriba descritos y más que todo ya que únicamente se tiene roca en las paredes del cañón y la disponibilidad de los materiales se inclina más hacia a un tipo de presa, es adecuado realizar en éste sitio una presa de materiales sueltos tipo heterogénea con núcleo impermeable, para lo cual se puede utilizar los materiales señalados en la cuadro. 3.9.

CUADRO 3.9: Resumen Materiales para la Presa Seleccionada

	Tipo de material	Ubicación
Espaldones de Escollera	Macizos rocosos poco alterados	Flancos norte y sur del valle
Núcleo	Cangahuas de baja permeabilidad	Tisaleo
Filtros	Gravas y arenas bien graduadas	Canteras utilizadas para el proyecto Chiquihurco

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

3.3.4. CIMENTACIÓN

La cimentación de una presa flexible sobre un depósito fluvio-glaciar como en éste caso debe cumplir ciertos requerimientos que se detallan a continuación:

3.3.4.1. Capacidad de Soporte y Estabilidad General

El esfuerzo admisible del suelo en éste caso debe ser superior a la presión que genera la máxima altura de la presa, es decir σ_h , para lo cual es necesario remover el suelo orgánico del sitio, además de un estrato de poca resistencia (Limos plásticos) hasta llegar a la cota 3845,00 en el sitio más profundo del valle, ya que se prevé un suelo de mejores características para la cimentación de la escollera; y hasta la cota 3842,00 mediante un dentellón con inclinación 1v:1h para la cimentación del núcleo en el sitio más bajo de la presa.

Por lo general debido a la gran dimensión de la obra la capacidad portante del suelo en estos casos es muy superior al esfuerzo de trabajo aplicado sobre el suelo.

3.3.4.2. Asentamientos y Deformaciones

La presa analizada debe estar libre de asentamientos uniformes excesivos o diferenciales, una vez definida la sección de la presa se analiza el asentamiento por compresión originado por el cuerpo de la presa. En presas de materiales sueltos cimentadas sobre un suelo relativamente compresible se observa un asentamiento de hasta el 5% de la altura de la presa sin que éste signifique un riesgo para la estabilidad de la presa, esto de acuerdo a datos obtenidos de mediciones de asentamientos en varias presas de materiales sueltos⁸.

3.3.4.3. Control de Filtraciones

Los problemas de infiltración se presentan generalmente aguas abajo de la presa, aún cuando el caudal que atraviesa por la presa o debajo de ésta no representa algún peligro para su estabilidad, éste puede ser excesivo e inclusive puede llegar hasta igualar el caudal de captación (dependiendo de la longitud de la presa y las características de permeabilidad del suelo de cimentación) por lo que es necesario comprobar su cuantía. Si éste caudal es representativo, generalmente se hace uso de pantallas de impermeabilización cuya profundidad se analiza en función de la relación costo beneficio de su uso. Las pantallas pueden ser inyecciones de cemento, asfalto, arcilla y materias químicas (silicato de sodio y cloruro de calcio), las que van ocupando los espacios vacíos del suelo, comúnmente se utiliza cemento

3.3.5. NÚCLEO

El núcleo tiene como función principal brindar la impermeabilidad a la presa y la liberación de presiones en el espaldón aguas abajo, por lo tanto el núcleo debe tener características impermeables y su dimensión básicamente está en función de la carga hidrostática a más de el ancho necesario para brindar dicha impermeabilidad.

En el núcleo se pueden presentar algunos fenómenos tales como:

⁸ G. Hunter y R. Fell (2003), "The Deformation Behaviour of Embankment Dams"

(a) Sifonamiento o Tubificación: Es la formación de un conducto a través de la presa o de su cimiento por el cual circulan las partículas más finas del núcleo, debido a una erosión interna progresiva. Las grietas que se forman en el núcleo y por donde empieza a circular el agua son producidas por asentamientos diferenciales.

La experiencia demuestra que para que se llegue a presentar la tubificación tiene mayor influencia las propiedades del suelo que el método de compactación, tanto así que las arcillas con $IP > 15$ tienen alta resistencia al arrastre, las de $IP > 6$ resistencia media, y $IP < 6$ baja resistencia al arrastre de las partículas finas. Esto debe tenerse en cuenta al elegir el material de la presa.

(b) Sufusión: Éste fenómeno es muy parecido al anterior; consiste en el arrastre de las partículas más finas del suelo entre los vacíos conformados por partículas de mayor tamaño, la dirección en la que circulan los finos es arbitraria y no sólo por un conducto como en la tubificación, se puede dar en núcleos constituidos con un porcentaje de arenas como los limos arenosos.

En cualquier caso el problema básico que se puede presentar en el núcleo es el lavado o migración de los finos del material hacia el exterior.

3.3.5.1. Fisuración del Núcleo

El núcleo es un elemento sensible, pues sus características no sólo dependen del material a utilizarse, sino también de la humedad y otras características, éstas características difieren con el resto de materiales de la presa, sean filtros o espaldones, por lo que se da lugar a deformaciones diferenciales, posibles zonas de tracción y por consiguiente fisuras que erosionadas por el paso del agua pueden llevar a los problemas antes señalados.

Las fisuras pueden ser exteriores (visibles) o interiores éstas últimas más peligrosas ya que suelen pasar desapercibidas o ignoradas. Normalmente se producen en la parte superior de la presa, a partir de cierta altura por dos razones, la primera debido a que los asentamientos diferenciales son más evidentes en

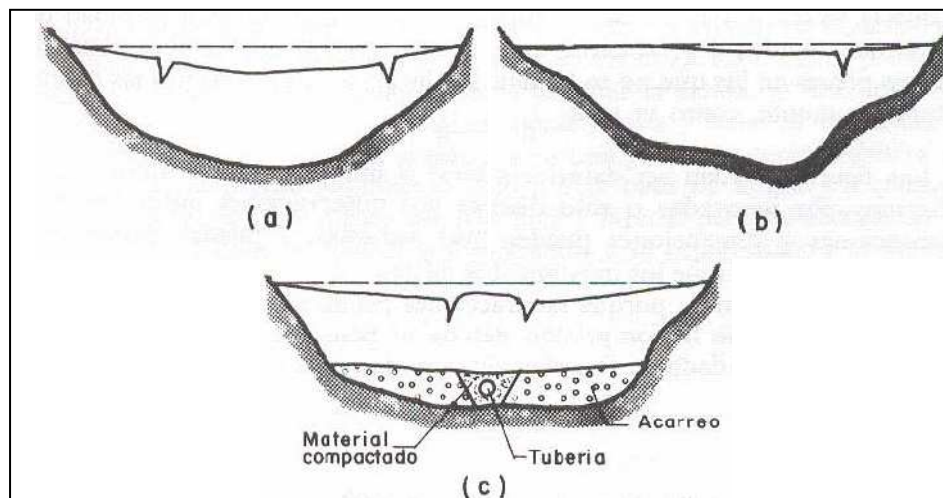
esa parte y segundo porque las tracciones producidas en la parte baja son contrarrestadas por la compresión debidas al peso del cuerpo de la presa.

Las fisuras pueden ser (i) transversales, (ii) longitudinales, verticales o subverticales y (iii) interiores, horizontales y verticales.

(i) Fisuras Transversales.- Éste tipo de fisuras pueden ser verticales o inclinadas, y se presentan en planos paralelos al plano que contiene el eje de la presa y se debe principalmente a las siguientes causas:

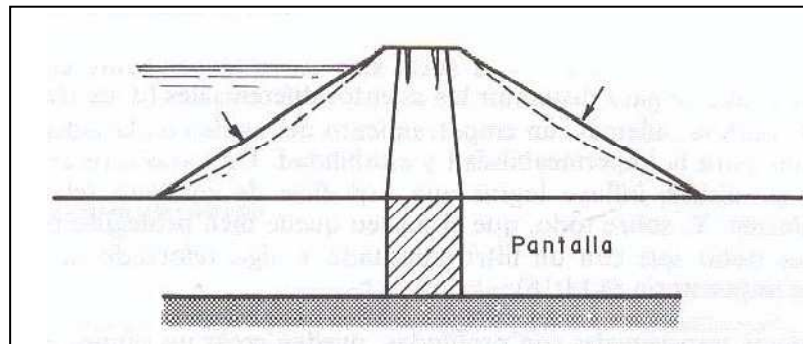
- Cauce comprensible y laderas rígidas (a)
- Cambios bruscos de pendiente de la ladera (b)
- Por efectos de obras de mayor rigidez (c)

FIGURA 3.9: Tipos de Fisuras Transversales en la Presa



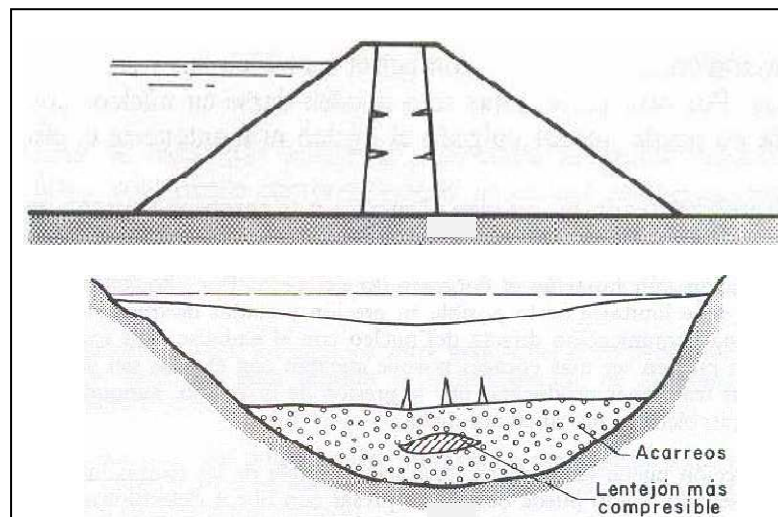
Fuente: Eugenio Vallarino, Tratado Básico de Presas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

(ii) Fisuras Interiores, Verticales o Subverticales.- Éste tipo de fallas se presentan en un plano transversal o perpendicular al plano que contiene el eje de la presa, en principio son menos peligrosas que las fisuras transversales ya que no ponen en contacto el agua del embalse con el espaldón aguas abajo; sin embargo son perjudiciales si inducen a deslizamientos parciales que debiliten la zona o si cortan otras grietas transversales.

FIGURA 3.10: Fisura Longitudinal Vertical del Núcleo

Fuente: Eugenio Vallarino, Tratado Básico de Presas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

(iii) Interiores, Horizontales y Verticales.- Las fisuras interiores son difíciles de detectar para poder repararlas en caso que se presenten, se producen debido a la existencia de asentamientos diferenciales entre el núcleo, los filtros y espaldones. Cuando se asienta el núcleo más que el resto, los bordes de éste quedan adheridos a las paredes contiguas y la parte superior del núcleo queda “colgado” de ellas, debido a la cohesión que desarrolla el efecto de un arco o cuando existe un asentamiento diferencial entre el centro del núcleo y sus extremos.

FIGURA 3.11: Fisuras Interiores Horizontales en el Núcleo

Fuente: Eugenio Vallarino, Tratado Básico de Presas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Las fisuras horizontales sólo se producen hasta cierta profundidad debido a que la diferencia de asientos disminuye conforme la profundidad avanza y porque la

acción creciente del peso compensa las tracciones y contribuye al cierre de las fisuras.

3.3.5.2. Precauciones Contra la Fisuración

Los motivos que pueden dar lugar a la fisuración del núcleo son múltiples, adoptando para ellas también múltiples medidas constructivas aunque algunas de éstas pueden ser innecesarias e incluso contraproducentes como por ejemplo:

- a) Construir una presa con núcleo demasiado inclinado.
- b) Una disposición que se ha usado en algunas presas en valles estrechos es arquear ligeramente la planta para el efecto de compresión tienda a cerrar las fisuras del núcleo.
- c) Una técnica antes usada y que se va abandonando es la de rebajar el contenido de agua y aumentar la compactación en la parte baja del núcleo para hacerla menos compresible y, por lo contrario, aumentarlo en la parte alta para hacerla más deformable y menos susceptible a la fisuración, pese a que se ha observado que la mayor parte de las presas con fisuras se compactaron con bajo contenido de agua (un 5% más seco que el óptimo Proctor).

Actualmente se tiene varios estudios sobre los filtros y su función estabilizadora, simplificando dichas medidas e incluso suprimiendo algunas y poniendo énfasis en la seguridad de los filtros.

3.3.5.3. Tipo y Pre-dimensionamiento del Ancho del Núcleo

En el numeral 3.3.1.2.2 se presenta tres posibilidades de diseñar un núcleo impermeable para una presa heterogénea, en el presente acápite se trata las ventajas y desventajas de cada opción (figura 3.8), a más de los criterios para determinar el ancho óptimo del núcleo.

- (a) Núcleo Inclinado: Los núcleos inclinados apoyados en el paramento son más estables que los núcleos verticales debido a que se apoyan en el espaldón, obteniéndose asentamientos diferenciales menores con respecto a otros (disminuyendo el efecto de arco), por otro lado el peso del agua sobre el espaldón

aguas arriba se transmite directamente al núcleo contribuyendo al sellado de las grietas, si llegaran a producirse; además los filtros inclinados son más fáciles de construir. Una desventaja es la posibilidad de tender el talud aguas arriba debido a que la superficie del círculo de falla podría atravesar el núcleo y por tanto disminuir el factor de seguridad (F.S.) ya que se trata de un suelo de características resistentes relativamente limitadas.

(b) Núcleo Vertical: Los núcleos verticales se ubican en el centro de la presa y hoy en día es frecuente colocar éste elemento con taludes, generalmente 1H: 4V con lo que su pendiente modera la tendencia a la fisuración con respecto al completamente vertical y goza de una posición óptima para la estabilidad al deslizamiento. La desventaja es que éste tipo de núcleo sigue siendo más propenso a la fisuración que el inclinado por mayores asentamientos diferenciales.

(c) Núcleo vertical y extendido: Éste tipo de núcleo goza de las mismas características que el vertical y adicionalmente incrementa la impermeabilidad de la presa debido a que el material impermeable se extiende hasta aguas arriba.

Por otro lado el ancho del núcleo depende principalmente del material disponible, existe un consenso que los núcleos con un ancho igual al 50% de la carga hidrostática (gradiente 2) son estables y se comportan bien⁹.

En general, tener un núcleo ancho tiene varias ventajas, tal como:

- Disminuye el efecto arco que se presenta debido a los asentamientos diferenciales y por tanto disminuye la dimensión de una posible grieta.
- Mayor amplitud en la elección de los materiales, ya que el tener un núcleo ancho permite utilizar materiales relativamente permeables.
- Los núcleos anchos se pueden compactar de mejor manera.
- En un núcleo ancho disminuye el efecto de la reducción del ancho efectivo del filtro ya que la introducción del material del núcleo hacia el filtro es menor.

⁹ Eugenio Vallarino (1990), Tratado Básico de Presas

Sin embargo, la disponibilidad del material resulta a veces un gran problema, por lo que es forzoso adelgazar el núcleo. Entre los experimentos de Sherard (1985) se hace notar que con un núcleo de ancho “pequeño” se puede lograr una impermeabilidad aceptable y el problema de las fisuras se puede controlar con un diseño adecuado de los filtros, por tanto si se utiliza un núcleo delgado la rigurosidad en los filtros es mayor. En algunas presas se han empleado satisfactoriamente (con buenos filtros) núcleos con un ancho igual al 20% o incluso el 15% de la altura hidrostática (gradiente 5 a 6), de todas maneras no es aconsejable bajar del 20%⁹.

3.3.6. FILTROS

Se denomina filtro a un elemento de transición entre un medio impermeable y otro permeable. Los filtros correctamente diseñados en una presa tienen una función ambivalente, es decir cumplen con el drenaje de las aguas infiltradas y protegen al núcleo de una posible tubificación, sufusión o erosión interna, el diseño adecuado de estos elementos de transición están sujetos a determinados criterios que varían según sus recomendantes.

Los filtros que están en el camino directo de la infiltración, es decir los que están atravesados por líneas de corriente tal que su efecto tienda a favorecer la migración de finos, se llaman *filtros críticos*, mientras que los filtros en los cuales no se llegue a dar una posible migración del material fino o que sólo actúen circunstancialmente se los denomina *no críticos*. Obviamente el filtro que se ubica aguas abajo del núcleo es crítico y el que está aguas arriba es no crítico, los últimos se pueden proyectar con criterios menos exigentes que los críticos; sin embargo la tendencia de los finos del núcleo a emigrar hacia aguas arriba se produce al bajar bruscamente el nivel del embalse y aunque los gradientes son menores que los de la filtración normal, se puede utilizar los mismos criterios de diseño para los dos tipos de filtros.

3.3.6.1. Función de los Filtros

Los filtros cumplen dos funciones de gran importancia para el correcto desempeño hidráulico de la presa, como se menciona anteriormente: (a) Brindar

un medio de desagüe para el caudal de las aguas infiltradas a través y por debajo de la presa; (b) Detener la migración de los finos del núcleo mediante el autosellado que proporciona el filtro (figura 3.10), contribuyendo al cierre de las fisuras ya que la acción del peso del núcleo compensa las tracciones producidas por los asentamientos diferenciales.

En general se llama suelo protegido o suelo base al de granulometría más fina comparado con otro suelo de granulometría más gruesa.

Para su correcto desempeño, los filtros deben cumplir las siguientes condiciones:

- (i) **Ser permeable**, la permeabilidad del filtro debe ser superior al del suelo base
- (ii) **Ser estable**, esto significa que debe impedir el tránsito de las partículas finas del suelo base (autosellado)
- (iii) **Ser autoestable**, es decir evitar que las propias partículas de menor tamaño del filtro emigren hacia afuera del mismo (sufusión o erosión interna).

Cuando se cumple a cabalidad con las dos últimas condiciones, el filtro proporciona automáticamente el efecto de autosellado de las fisuras del suelo protegido, que cede por plasticidad y tiende a cerrar las grietas.

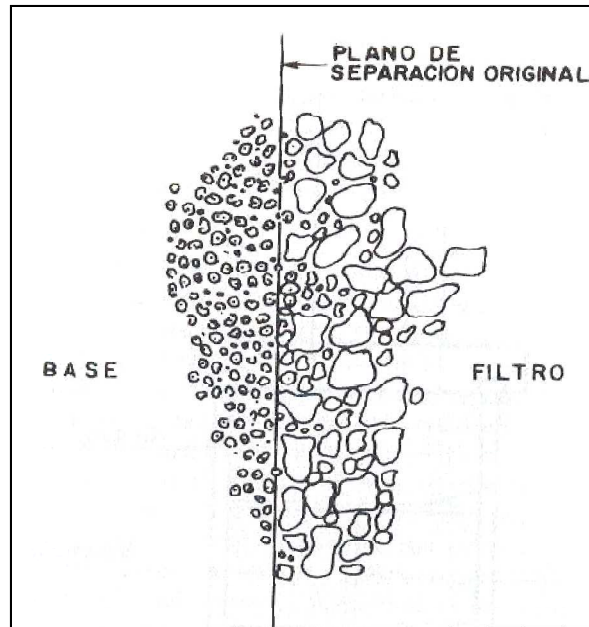
3.3.6.2. Normas para el Diseño de los Filtros

Teóricamente los filtros deben cumplir con determinadas condiciones físicas, tal que el diámetro de los finos del suelo base sean menores que el tamaño de los huecos del filtro, pero esto es muy difícil de medir y determinar, por lo tanto los resultados de los ensayos de laboratorio como las normas sobre su diseño se basan en la granulometría del suelo base y filtro.

Desde los primeros intentos por establecer una norma sobre filtros se evidencia que el parámetro más significativo es el diámetro D_{15} de la granulometría de las partículas del filtro, el cual significa que las partículas que tienen igual o menor diámetro al mencionado representan el 15% del total del filtro. Por otro lado, analizando el suelo base se determina que el parámetro representativo es el

diámetro d_{85} que de la misma manera significa que las partículas de diámetro menor o igual a éste representan el 85% del total.

FIGURA 3.12: Autosellado del Filtro



Fuente: Eugenio Vallarino, Tratado Básico de Presas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Éstas normas dependen únicamente del tamaño de los granos y son independientes de la plasticidad del suelo.

3.3.6.2.1. Criterios de Estabilidad

La primera relación básica en cuanto a criterios de estabilidad fue propuesta por Terzaghi, años más tarde estos criterios fueron evolucionando hasta establecer varias normas de diseño, se recopilan las más usadas.

(a) Terzaghi (1926): Fue el primer intento de un diseño racional, llegando a la relación $D_{15f}/D_{85B} \leq 4$ para controlar la erosión.

(b) USSCS (Sherard y Dunningan; 1984 y 1985): Para aplicar estos criterios se divide al suelo base en cuatro tipos de acuerdo a su contenido de finos y se dan las normas granulométricas que debe cumplir el filtro para cada grupo. Es importante señalar que cuando el suelo base contiene gravas, éstas no se deben

tener en cuenta en el cómputo para la clasificación de los grupos 1, 2 y 4, es decir el porcentaje total no incluye las gravas.

Grupo 1, Arcillas y limos finos: Son los suelos cuyo contenido de finos supera el 85%, es decir que ese porcentaje pasa por la malla del tamiz #200. El filtro debe cumplir la condición

$$D_{15f}/D_{85B} \leq 9$$

Grupo 2, Arcillas o limos arenosos y arenas arcillosas o limosas: Son los suelos que contienen entre un 40% y 85% más finos que el tamiz # 200 y deben cumplir:

$$D_{15f} \leq 0.7\text{mm}$$

Las normas o criterios expuestos para los grupos 1 y 2 suponen filtros totalmente compuestos de arenas y gravas arenosas con predominio de la porción arenosa ya que las gravas pueden causar segregación durante la construcción de la obra. Por tanto la grava arenosa más gruesa debe tener más del 40% de arena (menor al tamiz # 4) y un tamaño máximo de grava de 5 cm¹⁰

Grupo 3, Arenas y Gravas arenosas impermeables con bajo contenido de finos: Son suelos cuyo contenido de finos es inferior al 15% (más fino que el tamiz # 200). El filtro debe cumplir la condición:

$$D_{15f}/D_{85B} \leq 4$$

Como ya se advirtió en éste caso, el criterio debe aplicarse a la totalidad del suelo, sin excluir las gravas.

El coeficiente igual a "4" propuesto tienen un factor de seguridad del orden de 2.

Grupo 4, Suelos Intermedios entre los grupos 2 y 3: Corresponden a los suelos que tienen entre el 15 y el 40% de partículas que pasan por el tamiz #200. Si p es el porcentaje de partículas finas que pasan el tamiz # 200 se debe cumplir que:

$$D_{15f} \leq \frac{40 - p}{40 - 15} (4D_{85B} - 0.7) + 0.7$$

¹⁰ Eugenio Vallarino (1990), Tratado Básico de Presas

Los cuatro grupos incluyen los materiales que usualmente se utiliza en las presas de materiales sueltos.

Para el grupo 1, con la norma descrita se obtiene un filtro de arena o gravas arenosas con D_{15f} entre 0.2 y 0.7 mm, en el grupo 2 el efecto de los finos es predominante en el cual se incluyen los materiales obtenidos de morrenas glaciares, mientras que para los grupos 3 y 4 se deben aplicar los criterios a una curva granulométrica razonablemente graduada.

(c) USSCS (Foster y Fell, 1999): El Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos llevo a cabo estudios de laboratorio para verificar los criterios de filtros propuestos anteriormente, así se llega a modificar ligeramente las normas antes descritas.

En resumen los resultados del análisis estadístico de los ensayos modifico los límites de la clasificación del suelo base y por tanto el criterio del grupo (4).

(d) Bureau of Reclamation (1955): La USBR ha realizado una amplia experimentación en cuanto a estabilidad de filtros, llegando a criterios aplicables tanto para arenas como para gravas naturales para filtros uniformes y determinada granulometría.

$$D_{15f}/D_{85B} \leq 5$$

CUADRO 3.10: Criterios de Diseño de Filtros según Foster y Fell, 1999

Contenido finos	Grupo			
	(1) $\geq 85\%$	(2) 35 – 85%	(3) $< 15\%$	(4) 15 – 35%
Rango D_{15f}	6.4 a 13.5 D_{85B}	0.7 a 1.7 mm	6.8 a 10 D_{85B}	*1.6 a 2.5 D_{15f}
No erosión	$D_{15f}/D_{85B} \leq 9$	$D_{15f} \leq 0.7\text{mm}$	$D_{15f}/D_{85B} \leq 7$	$D_{15fd} = \frac{35 - p}{35 - 15} (4D_{85B} - 0.7) + 0.7$ $D_{15f} \leq 1.6 D_{15fd}$

* D_{15f} correspondiente al criterio de diseño de Sherard y Dunningan

Fuente: Comité Argentino de Presas, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, Tema 1: Proyecto de Presas

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

3.3.6.2.2. Criterios de Permeabilidad

Los criterios de permeabilidad relacionan el parámetro D_{15} tanto del suelo base como del filtro de protección, así como la distribución de la granulometría del filtro a diseñarse, la mayoría de los criterios son similares.

(a) Terzaghi (1948): Para garantizar la permeabilidad del filtro se establece una relación de diámetros característicos (D_{15}) mayor a 4. Ésta relación supone que la permeabilidad del filtro sea por lo menos 20 veces la del suelo protegido.

$$D_{15f}/D_{15B} \geq 4$$

(b) Bureau of Reclamation (1955, 1994): La USBR establece el límite inferior similar al anterior, además recomienda que el material del filtro no contenga más del 5% de finos (tamiz # 200), así se tiene:

$$5 < D_{15f}/D_{15B} < 40$$

Generalmente el filtro debe tener una curva granulométrica uniforme para proporcionar permeabilidad y prevenir segregación durante el procesamiento, manejo y colocación, siendo 7.5 cm el tamaño máximo de las partículas del filtro¹¹.

De preferencia el coeficiente de uniformidad C_u debe estar en el rango:

$$1.5 \leq C_u \leq 8$$

La curva granulométrica del filtro debe ser aproximadamente igual en forma a la curva del material base.

Además la Bureau of Reclamation define las siguientes relaciones en función de la uniformidad de los granos del suelo.

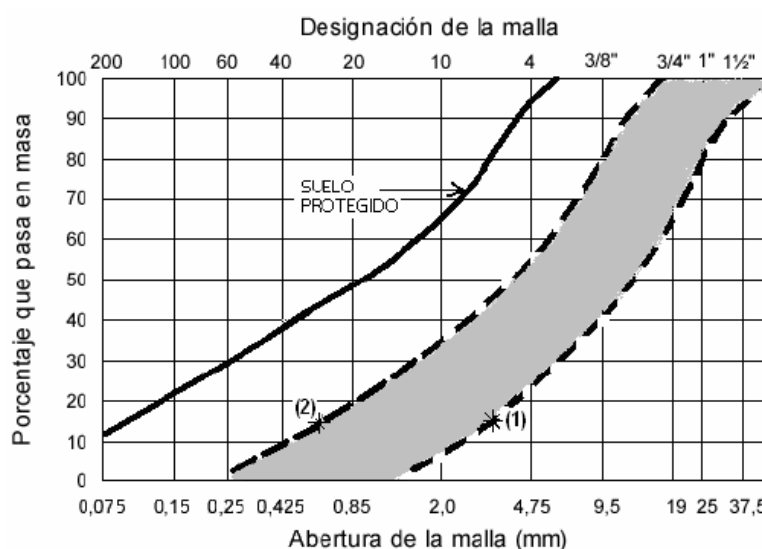
Si se requiere, se puede dar lugar a la presencia de 2 o más capas de filtros de transición en donde el filtro más fino se considera como material base.

¹¹ USBR (2007), "Diseño de Presas Pequeñas"

CUADRO 3.11: Criterios de Permeabilidad para Filtros D_{15} y D_{50} (USBR)

Condición	D_{50f}/D_{50B}	D_{15f}/D_{15B}
Granulometría Uniforme	5 a 10	-
Bien Graduado a pobremente graduado y granos redondos	12 a 50	12 a 40
Bien Graduado a pobremente graduado y granos angulados	9 a 30	6 a 18

Fuente: Roberto Mendez Torrico, Obras Hidráulicas II
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 3.13: Límites del Material de un Filtro para Determinado Suelo Base

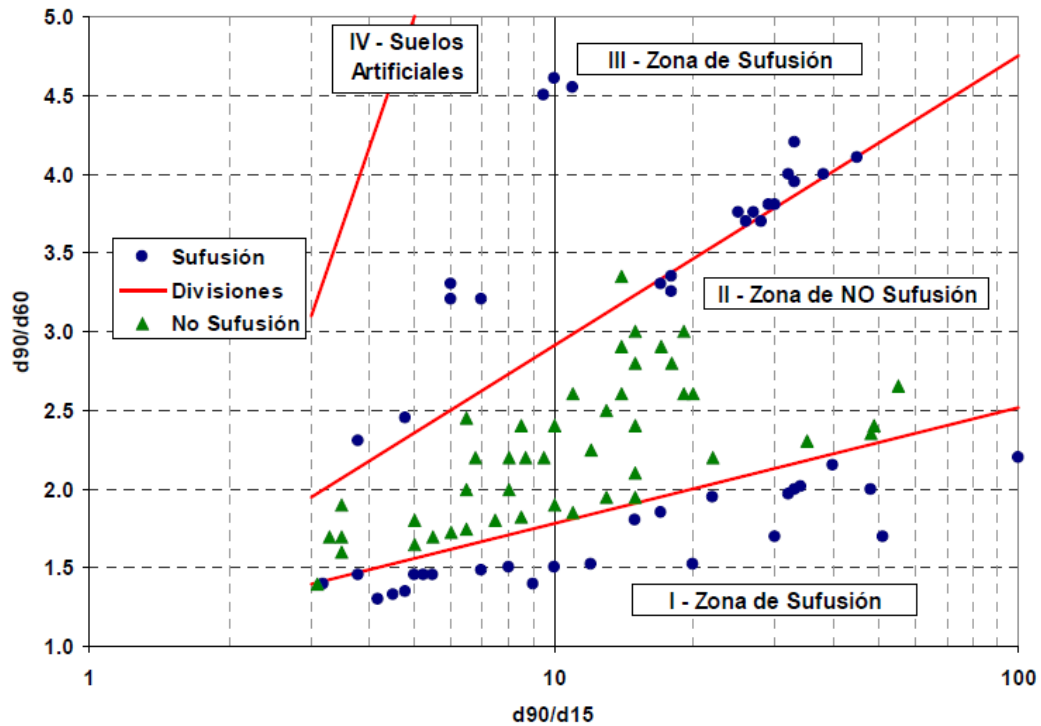
Fuente: Roberto Mendez Torrico, Obras Hidráulicas II
Elaborado: Freddy Rodríguez B

3.3.6.2.3. Criterios de Autoestabilidad

Los criterios antes analizados son complementados con la inclusión de conceptos de “sufusión” [Schuler 1993] en los que se considera que los suelos con granulometría discontinua pueden mostrar éste comportamiento sufusivo, bajo ciertas condiciones de tamaño. Para evitar la sufusión o erosión interna por parte del material más fino del filtro y posterior paso a través de los espacios vacíos del material más grueso se analizan los métodos más usados en el medio. Los resultados de los estudios de Burenkova (1993) para determinados tipos de granulometría evaluados por la relación D_{90}/D_{60} muestran una zona de

confiabilidad en la cual no se presenta sufusión a más de 2 zonas en las cuales se presentaron éste fenómeno, el siguiente gráfico da la pauta que debe seguir el proyecto de filtro.

FIGURA 3.14: Caracterización de la Potencialidad de Sufusión de los Suelos



Fuente: Comité Argentino de Presas, VI Congreso Argentino de Presas y Aprovechamientos Hidroeléctricos, Tema 1: Proyecto de Presas
Elaborado: Freddy Rodríguez B

Otro criterio utilizado es el propuesto por Sherard (1985), el cual evalúa la probabilidad de erosión interna en función del coeficiente de uniformidad del material del filtro, así se tiene:

- (i) $C_u < 10$: La inestabilidad interna es muy poco probable
- (ii) $10 < C_u < 20$: Son inestables cuando la curva granulométrica tiene cambios bruscos de pendiente en la zona de las arenas

3.3.6.2.4. Espesor de los Filtros

El espesor de un filtro obedece a las siguientes condiciones:

- (a) El necesario para cumplir su función de transición, de forma que la interface de introducción del material fino durante el proceso de autosellamiento ocupe sólo una porción reducida del espesor.
- (b) Un margen que prevé la pérdida de espesor eficaz en los bordes debido a la mezcla que ocurre con los materiales adyacentes al ejecutar la construcción y compactación de los materiales.
- (c) Tanto en los filtros verticales como en los subverticales, el ancho mínimo para que se pueda trabajar con la maquinaria de compactación.

Tomando en cuenta las condiciones antes mencionadas se observa que la última es predominante sobre las dos primeras en filtros verticales y subverticales, lo que lleva a tener anchos de 1 a 1.5 m para cada capa a fin de poder compactarlo con rodillo manual o plancha vibradora.

3.4. MÉTODOS TEÓRICOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS Y COMPORTAMIENTO DE SUS MATERIALES

El comportamiento de los suelos es complejo y para ello se han elaborado teorías que describen o idealizan su proceder ante la acción de cargas externas, éstas teorías en conjunto con distintos parámetros y propiedades de los suelos dan la base para el diseño de la presa en las diferentes condiciones críticas que se pueda presentar durante su vida útil.

6.3.1. CRITERIOS DE FALLA DE MOHR-COULOMB

Coulomb en 1776 postuló que la máxima resistencia al corte sobre el plano de falla puede ser representada por una función lineal del esfuerzo normal, y aunque la envolvente de falla es una línea curva, para la mayoría de problemas de mecánica de suelos es suficiente aproximarla a una línea recta.

$$\tau = c + \sigma \tan(\phi) \quad (3.1)$$

En donde:

τ : Esfuerzo cortante sobre el plano de falla

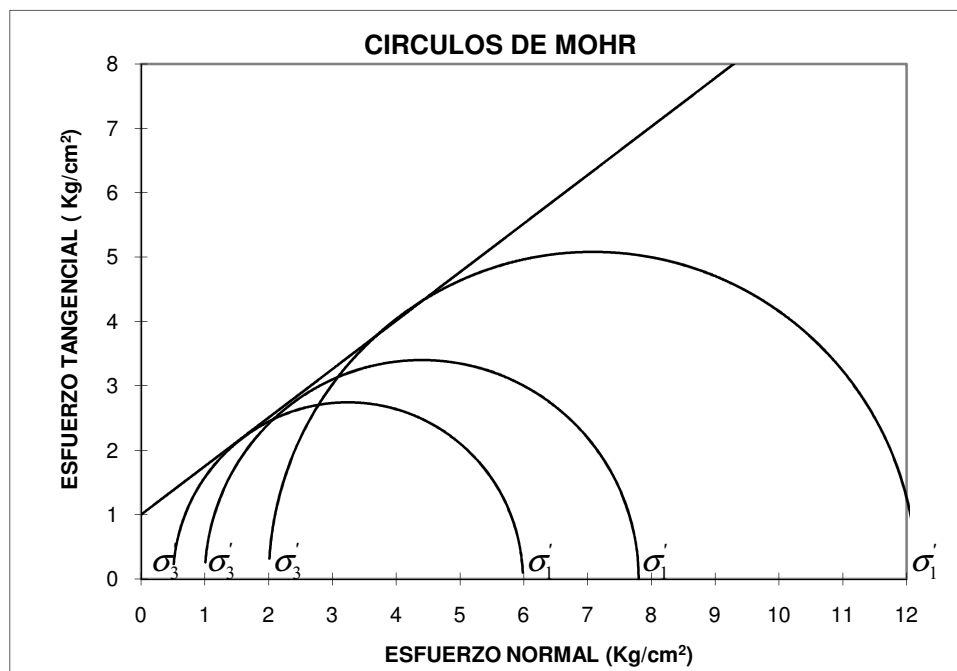
c: Cohesión del suelo

ϕ : Ángulo de fricción interna

Mohr en 1900 presentó una teoría sobre ruptura de los materiales, en ésta teoría afirma que un material (en éste caso el suelo) falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y cortante, y no sólo por la presencia de un esfuerzo máximo normal o bien de un esfuerzo máximo cortante. Ésta combinación crítica de esfuerzos es representada por la ecuación 3.1.

Con ayuda de los círculos de Mohr se puede determinar los parámetros de cohesión y fricción de los suelos que son aptos para ensayos de laboratorio, ya que teóricamente la envolvente de falla es tangente a cada círculo y el punto de tangencia representa el esfuerzo cortante máximo resistente para determinado esfuerzo normal (combinación crítica), eso quiere decir que una combinación de esfuerzos que se ubique por debajo de la línea de la figura 3.13 no provocará una falla cortante, no así para una combinación de esfuerzos (par coordenado) que pertenezca a la línea o sobre ella.

FIGURA 3.15: Envolvente de Falla de un Suelo



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los parámetros de la cohesión (ordenada al origen) y fricción del suelo (ángulo de inclinación de la recta) son determinados a partir de la envolvente de falla para lo cual es necesario tener como datos los esfuerzos principales (σ_1 y σ_3) proporcionados de los ensayos de laboratorio tales como pruebas de corte directo o triaxial de corte.

En suelos saturados la ecuación 3.1 alcanza resultados satisfactorios cuando se incluye en ella el principio de los esfuerzos efectivos publicado por Terzaghi, es decir el esfuerzo normal efectivo con los parámetros de cohesión y fricción provenientes de la prueba de corte con suelos saturados o ensayo triaxial UU, CU.

$$\tau = c + \sigma' \tan(\phi) \quad (3.2)$$

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (3.3)$$

6.3.2. ESTABILIDAD DE LA PRESA

La estabilidad de una presa de materiales sueltos está definida por la estabilidad de los taludes de los espaldones tanto aguas abajo como arriba del eje, en determinadas condiciones que se tratan en secciones siguientes, dicha estabilidad es evaluada a través del factor de seguridad y con la ayuda del módulo SLOPE/W del paquete computacional GeoStudio.

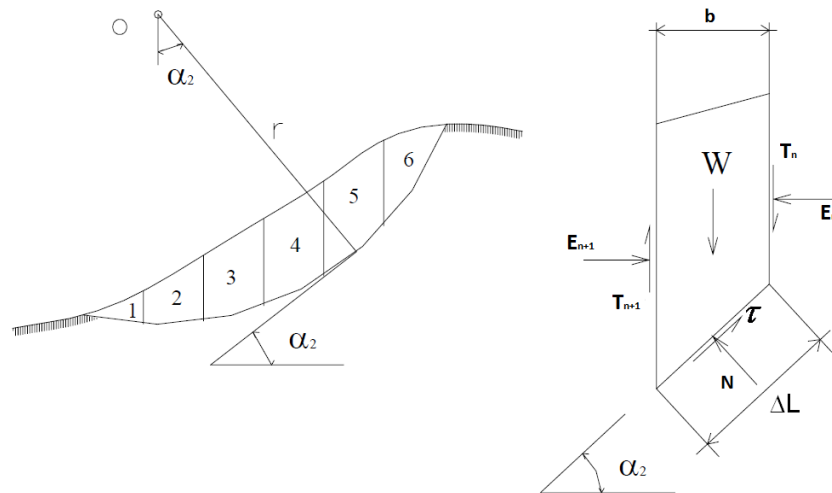
3.4.2.1. Cálculo del Factor de Seguridad (F.S.)

El factor de seguridad (F.S.) representa la relación entre las acciones estabilizantes y actuantes en la superficie de falla, así se puede obtener un F.S. con respecto al equilibrio de momentos y otro con respecto al equilibrio de fuerzas horizontales.

Un procedimiento ampliamente aceptado y usado para resolver el problema consiste en dividir la masa de suelo que tiende a deslizarse sobre una trayectoria circular o espiral en determinadas partes denominadas dovelas y determinar para cada una de ellas los esfuerzos y fuerzas presentes para luego calcular el F.S., para ello existen varios métodos; sin embargo el principio es el mismo y difieren

uno de otro de acuerdo a las consideraciones o simplificaciones realizadas para cada uno.

FIGURA 3.16: Método de las Dovelas



Fuente: Manual "GEOSTUDIO User's Guide: Stability Modeling with SLOPE/W 2007"

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los métodos de cálculo que ofrece el módulo SLOPE/W son los resumidos en el cuadro 3.12, en el mismo se indican que métodos cumplen con el equilibrio de momentos (FS_M) y el equilibrio de fuerzas horizontales (FS_H); mientras que en el cuadro 3.13 se muestra los métodos que consideran las fuerzas interdovelas y la relación entre dichas fuerzas.

CUADRO 3.12: Métodos y Ecuaciones de la Estática Resueltas

Method	Force Equilibrium		Moment Equilibrium
	1st Direction (e.g., Vertical)	2nd Direction (e.g., Horizontal)	
Ordinary or Fellenius	Yes	No	Yes
Bishop's Simplified	Yes	No	Yes
Janbu's Simplified	Yes	Yes	No
Spencer	Yes	Yes	Yes
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Yes**
GLE	Yes	Yes	Yes
Corps of Engineers	Yes	Yes	No
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	No
Janbu Generalized	Yes	Yes	No
Sarma	Yes	Yes	Yes

** Moment equilibrium on individual slice is used to calculate interslice shear forces

Fuente: Manual "GEOSTUDIO User's Guide: Stability Modeling with SLOPE/W 2007"

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO 3.13: Métodos y Ecuaciones de la Estática Resueltas

Method	Interslice Normal (E)	Interslice Shear (X)	Inclination of X/E Resultant, and X-E Relationship
Ordinary or Fellenius	No	No	No interslice forces
Bishop's Simplified	Yes	No	Horizontal
Janbu's Simplified	Yes	No	Horizontal
Spencer	Yes	Yes	Constant
Morgenstern-Price	Yes	Yes	Variable; user function
Corps of Engineers – 1	Yes	Yes	Inclination of a line from crest to
Corps of Engineers – 2	Yes	Yes	Inclination of ground surface at top of slice
Lowe-Karafiath	Yes	Yes	Average of ground surface and slice base inclination
Janbu Generalized	Yes	Yes	Applied line of thrust and moment equilibrium of slice
Sarma – vertical slices	Yes	Yes	$X = C + E \tan \phi$

Fuente: Manual "GEOSTUDIO User's Guide: Stability Modeling with SLOPE/W 2007"

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En el módulo SLOPE/W todos los métodos en los cuales existen la fuerza normal y de corte entre dovelas se pueden evaluar con el Método del Equilibrio Límite General (MELG).

Para el presente caso de análisis de estabilidad de la presa se utiliza dos métodos conocidos (i) El método de Bishop Simplificado y (ii) El método de Morgenster-Price o MGEL.

Los métodos pertenecientes al MGEL utilizan las ecuaciones (3.4) y (3.5) para determinar el F.S., en donde la ecuación (3.4) es útil para calcular el F.S. correspondiente al equilibrio de momentos y la ecuación (3.5) para el equilibrio de fuerzas horizontales, mientras que con la ecuación (3.6) se puede determinar la fuerza normal a la superficie de falla de la dovela. El proceso de cálculo requiere iteraciones ya que la fuerza normal es una función del F.S.

$$FS_m = \frac{\sum (c.\Delta L.R + (N - \mu.\Delta L)R.\tan \phi)}{\sum W.x - \sum N.f + \sum kW.e \pm \sum D.d \pm \sum A.a} \quad (3.4)$$

$$FS_{fh} = \frac{\sum (c.\Delta L.\cos \alpha + (N - \mu.\Delta L)\tan \phi.\cos \alpha)}{\sum N.\sin \alpha + \sum k.W - \sum D.\cos \omega \pm \sum A} \quad (3.5)$$

$$N = \frac{W + (X_R - X_L) - \left(\frac{c.\Delta L.\sin \alpha + \mu.\Delta L.\sin \alpha.\tan \phi}{FS_{(m-fh)}} \right) + D.\sin \omega}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{FS_{(m-fh)}}} \quad (3.6)$$

En donde:

c: Cohesión del material

ΔL : Longitud de la base de la dovela

α : Ángulo que forma la base de la dovela con la horizontal

μ : Presión de poro

R: Radio del círculo de falla

f: Brazo de palanca de la fuerza "N" con respecto a "O"

kW : Carga sísmica horizontal, aplicada en el centro de masa de la dovela

e : Brazo de palanca de la carga sísmica con respecto a O .

W : Peso de la dovela

D : Carga externa (Carga del agua)

d : Brazo de palanca de la carga “ D ” con respecto a “ O ”

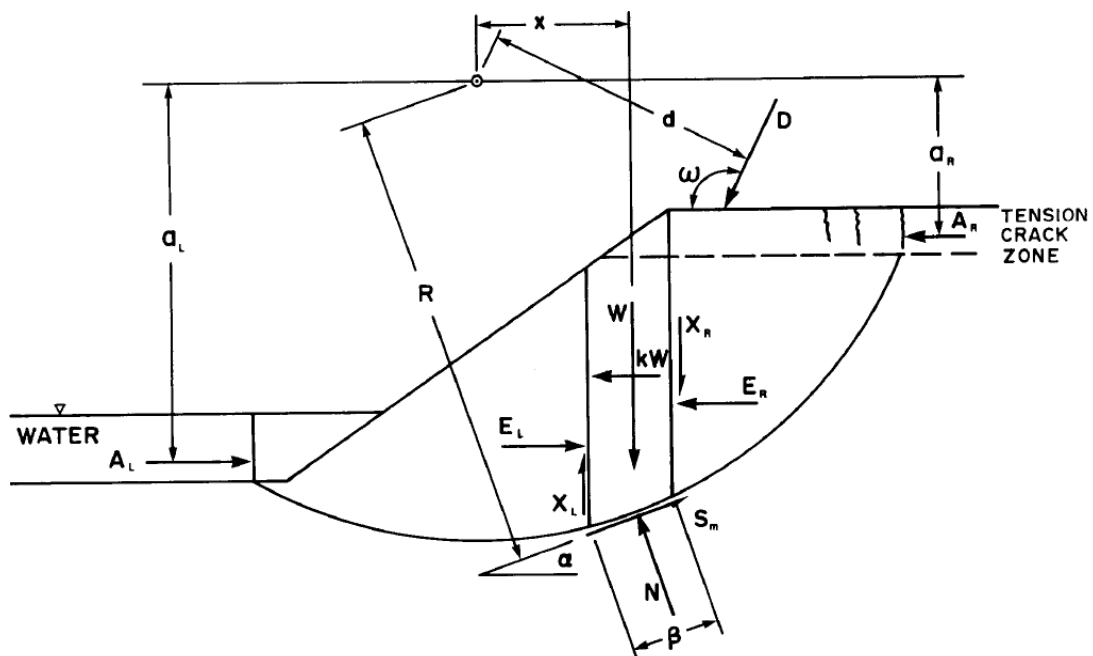
ω : Ángulo que forma la fuerza “ D ” con respecto a la horizontal

A : Empuje lateral del agua

a : Brazo de palanca de la fuerza “ A ”

X : Fuerza vertical de corte (Izquierda/Derecha)

FIGURA 3.17: Fuerzas actuantes sobre la dovela



Fuente: Manual “GEOSTUDIO User’s Guide: Stability Modeling with SLOPE/W 2007”

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En cuanto al método de Bishop Simplificado se puede utilizar la ecuación (3.4) para el factor de seguridad (el método sólo cumple equilibrio de momentos), mientras que la ecuación (3.6) se utiliza sin considerar las fuerzas de corte interdovelas.

3.4.2.2. Estabilidad Bajo Condiciones de Filtración en una Presa

Cuando un talud se encuentra sumergido como en el caso del espadón aguas arriba de una presa la presencia del agua tiene tres efectos:

- (i) El peso del segmento circular de la falla aumenta, debido al peso del agua por arriba del talud y por el mayor peso específico (Peso específico saturado), lo que determina un mayor momento motor.
- (ii) Al existir agua al exterior del talud se tiene un empuje horizontal y por tanto un momento resistente al volcamiento que contrarresta el aumento del momento motor.
- (iii) La presión de poro aumenta, reduciendo el esfuerzo efectivo del suelo por tanto disminuyendo su capacidad resistente en la superficie de falla, éste efecto contrarresta la resistencia adicional ganada por el peso del agua y el peso del suelo.

Adicionalmente de la estabilidad con la existencia de agua sobre el talud se debe analizar el caso de un desembalse rápido, ya que bajo ésta condición se pierde el efecto del peso adicional del suelo y del agua, disminuyendo la resistencia al esfuerzo cortante cuando aún existe presión de poro en el material impermeable, por tanto ésta situación es crítica comparada con las demás.

Las infiltraciones a través del suelo y hacia el paramento del talud aguas abajo se producen por la presencia de la presión de poro dentro de la masa del suelo aguas abajo.

3.4.2.3. Estabilidad Bajo Condiciones Sísmicas

El análisis geotécnico para el diseño de una presa incluye la evaluación de la seguridad de sus taludes durante un evento sísmico, bajo éstas circunstancias el talud parte de la condición estática y cada partícula del suelo recibe cierta aceleración que en cada paso del tiempo refleja un incremento de esfuerzos efectivos y presión de poro que se adicionan a las fuerzas estáticas que normalmente soporta.

El comportamiento sísmico de un talud se puede evaluar a través de un análisis pseudoestático o dinámico, para el presente estudio se evalúa el efecto de dicho fenómeno mediante un análisis pseudoestático, debido a la cantidad de datos de entrada que requiere un análisis dinámico (Modelo QUAKE/W) como por ejemplo la variación de la rigidez de corte (Módulo G del suelo) con respecto a los ciclos de carga y descarga, datos propios del ensayo triaxial cíclico aplicada a una muestra de suelo o la variación de la presión de poro en exceso con los ciclos de carga entre otros, lo cual en éste caso lleva a estimaciones e incertidumbre de los resultados y por tanto poca confiabilidad en el modelo.

En el análisis pseudoestático los efectos del sismo se representan por medio de una aceleración horizontal y vertical que produce una fuerza de inercia horizontal (F_h) y otra vertical (F_v), se asume que la aplicación de éstas fuerzas es en el centro de masa de cada dovela y su valor es el peso de la dovela afectado por el coeficiente pseudoestático horizontal (k_h) y vertical (k_v). La relación entre la aceleración supuesta del talud y la aceleración de la gravedad determinan el coeficiente pseudoestático.

La FHWA recomienda que el coeficiente pseudoestático horizontal sea igual a la mitad de la aceleración máxima en roca esperado en el sitio, mientras que el coeficiente vertical generalmente se toma como la mitad de k_h .

$$F_h = k_h \cdot W \quad (3.7)$$

$$F_v = k_v \cdot W \quad (3.8)$$

Donde:

k_h y k_v : Coeficiente pseudoestático horizontal y vertical ($k = a/g$).

W: Peso de la dovela analizada.

El coeficiente vertical puede ser positivo cuando la fuerza vertical se aplica en la dirección de la gravedad y negativo en dirección contraria. La aplicación del coeficiente vertical tiene poca repercusión sobre el F.S.

El factor de seguridad se calcula de acuerdo a los métodos antes descritos con la inclusión de éstas fuerzas analizadas.

3.4.3. ANÁLISIS DE LA RED DE FLUJO

El análisis de las redes de flujo tiene por objetivo determinar la cantidad de agua que se infiltra por el suelo y a través del cuerpo de la presa y determinar la trayectoria de la línea piezométrica para el análisis de estabilidad de los taludes de la presa en dichas condiciones, el análisis se lo realiza con el modelo SEEP/W.

3.4.3.1. Movimiento de Agua a Través de Suelos

En 1856 Henri Darcy publicó una ecuación empírica para determinar la velocidad de descarga del agua a través de suelos saturados.

$$v = ki \quad (3.9)$$

Donde:

k: Coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica.

i: Gradiente hidráulico.

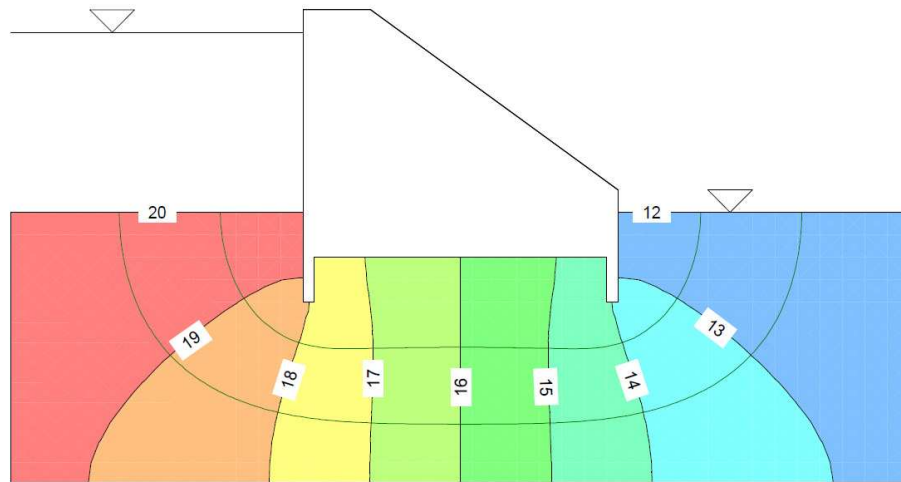
La ley de Darcy es clave para determinar la ecuación de continuidad de Laplace que considera: un flujo bidimensional, en el cual no hay cambio de volumen en la masa del suelo y que el agua es incomprensible.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3.10)$$

La ecuación de continuidad representa dos familias ortogonales de curvas: las líneas de flujo y las líneas equipotenciales. Una línea de flujo es una línea a lo largo de la cual una partícula de agua viaja desde aguas arriba a aguas abajo a través de un suelo permeable, mientras que una línea equipotencial es una línea en la cual la carga de potencial es la misma en todos sus puntos, es decir si se colocarán piezómetros en diferentes puntos a lo largo de la línea equipotencial, el nivel del agua se elevaría hasta la misma altura.

Una combinación de varias líneas de flujo y equipotenciales se denomina *red de flujo* y se grafica para calcular el flujo del agua en el medio considerado.

FIGURA 3.18: Ejemplo Red de Flujo Subterráneo



Fuente: Manual "GEOSTUDIO User's Guide: Seepage Modeling with SEEP/W 2007"

Elaborado: GEOSTUDIO

La tasa de flujo a través de una franja entre dos líneas de flujo cualquiera (canal de flujo) se evalúa mediante la ecuación (3.11) y el caudal total con la ecuación (3.12).

$$\Delta q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{n}{N_d} \right) \quad (3.11)$$

$$q = k \cdot \Delta H \cdot \left(\frac{N_f}{N_d} \right) n \quad (3.12)$$

Donde:

k: Permeabilidad o Conductividad hidráulica

ΔH : Diferencia de carga entre los lados aguas arriba y aguas abajo

n: relación ancho - longitud de los elementos de flujo (cuadrados=1)

N_f : Número de canales de flujo en la red

N_d : Número de caídas de potencial

3.4.3.2. Influencia de la Conductividad Hidráulica en la Red de Flujo

La conductividad hidráulica de un suelo es indirectamente una función típica de la cantidad de agua presente en el suelo. Existe una mayor facilidad para el flujo en una zona saturada, por tanto en un análisis que se considera sólo la zona saturada del flujo puede llegar a presentar caudales de infiltración mayores a un análisis que considera tanto la zona saturada como la no saturada, lo que hace el análisis más completo y por tanto al modelo más confiable si se disponen de los datos para calcular dicha función.

El modelo SEEP/W presenta varias opciones para determinar la función de conductividad hidráulica y para ello es importante definir primero la función del contenido volumétrico de agua vs succión (diferencia entre la presión del aire y del agua) ecuación (3.13) y a su vez la función de conductividad hidráulica vs succión.

$$\theta_w = n S_r \quad (3.13)$$

Donde:

θ_w : Contenido volumétrico de agua

n: Porosidad del suelo

S_r : Grado de saturación (función de la succión)

Las funciones θ_w vs succión mátrica pueden ser definidas por las funciones de ejemplo que el programa posee en función del tipo de suelo y ajustado con el contenido saturado de agua.

En cuanto a la función de la conductividad hidráulica del material se puede utilizar el método propuesto por Van Genuchten (1980).

$$k_w = k_s \frac{\left[1 - \left(a \Psi^{(n-1)} \left(1 + (a \Psi^n)^{-m}\right)\right)\right]^2}{\left[1 + a \Psi^n\right]^{\frac{m}{2}}} \quad (3.14)$$

Donde:

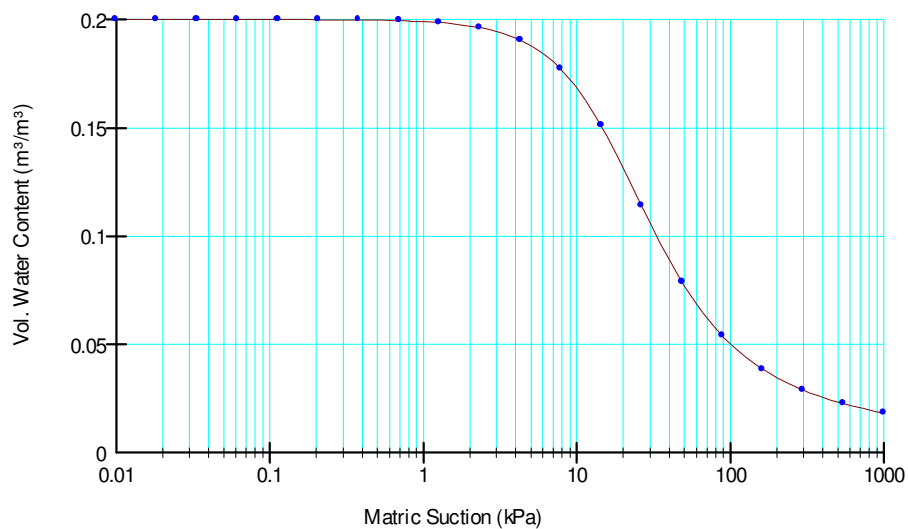
k_w : Conductividad hidráulica no saturada

k_s : Conductividad hidráulica saturada

a, n, m : Parámetros de ajuste de la curva

Ψ : Succión Mátrica

FIGURA 3.19: Función Típica del contenido volumétrico de un Limo



Fuente: Manual "GEOSTUDIO User's Guide: Seepage Modeling with SEEP/W 2007"

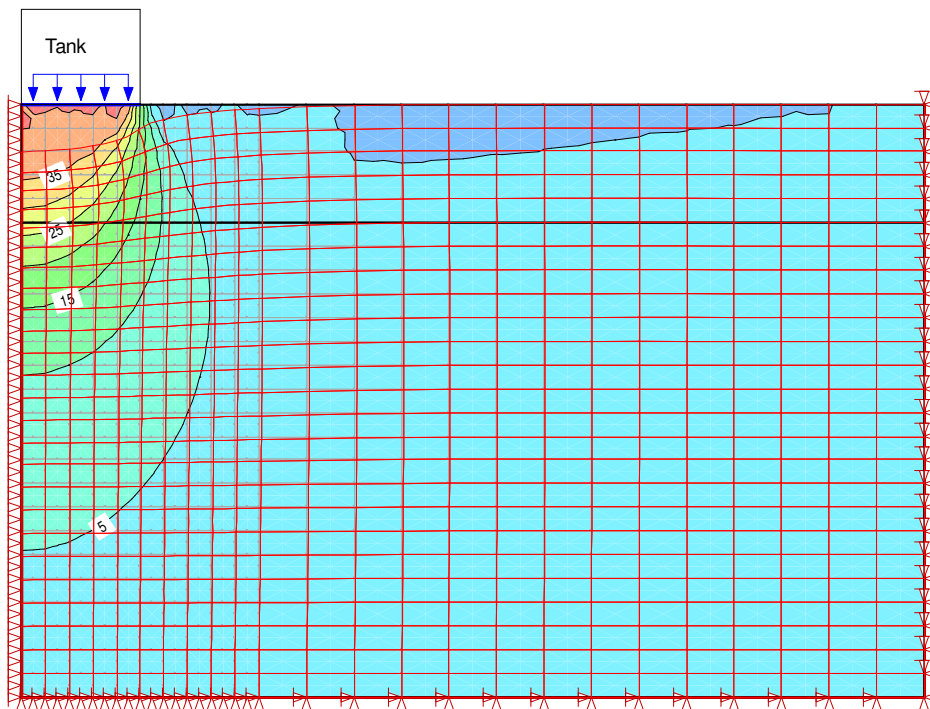
Elaborado: GEOSTUDIO

3.4.4. ANÁLISIS TENSODEFORMACIONAL

El análisis tensodeformacional tanto del cuerpo de la presa como del suelo de cimentación trata la modelización de los estados tensionales, así como los asentamientos derivados de la aplicación de las cargas. Un análisis de éste tipo, en una presa de materiales sueltos es necesario, ya que el material que la constituye no tiene capacidad de soportar tensión, a más del control de asentamientos y asentamientos diferenciales en la base de la presa, específicamente en el núcleo.

El módulo SIGMAW del paquete GEOSTUDIO proporciona una amplia gama de cálculos tensodeformacionales así como modelos constitutivos que idealizan el comportamiento de los suelos.

FIGURA 3.20: Esquema de Análisis Tensional y Deformacional de una masa de Suelo bajo la Aplicación de una Carga Lineal



Fuente: GEOSTUDIO, Tutorial Sigma/W 2007

Elaborado: GEOSTUDIO

3.4.4.1. Método de los Elementos Finitos (MEF)

El Método de los Elementos Finitos es un método numérico que permite obtener una solución aproximada de un problema complejo, el método consiste en la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos sobre los cuales se materializan las incógnitas principales (desplazamientos nodales). Conocida la matriz de rigidez de cada elemento, las cuales ensambladas y operadas con los vectores de cargas de acuerdo a un análisis matricial permiten la obtención de los desplazamientos en los nudos de cada elemento, de ésta manera, conocidos dichos desplazamientos se puede determinar de una forma aproximada las tensiones y deformaciones en el interior de cada elemento.

En forma abreviada la ecuación de los elementos finitos es:

$$[K]\{a\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\} \quad (3.15)$$

Donde:

[K]: Matriz de rigidez del elemento característico

{a}: Incremento desplazamientos nodales

{F_b}: Incremento de fuerzas debidas al peso del elemento

{F_s}: Incremento de las fuerzas sobre el contorno de la superficie

{F_n}: Incremento de fuerzas nodales

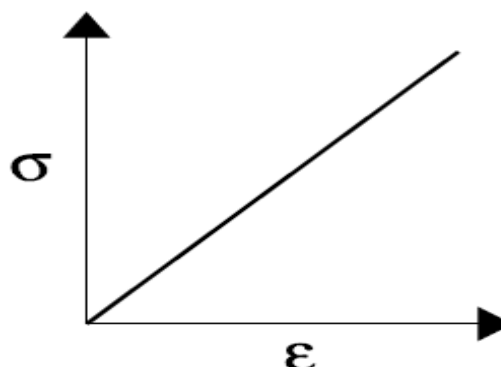
El problema se formula en forma matricial debido a la facilidad de manipulación de las matrices mediante un ordenador.

3.4.4.2. Modelos Constitutivos

El módulo SIGMA/W del paquete GeoStudio, para el cálculo de las tensiones como deformaciones tiene la capacidad de modelar distintos comportamientos de los suelos, de los cuales se muestran los más aplicables para el presente caso del diseño de la presa.

- Modelo Lineal Elástico: Es el modelo más simple del comportamiento del suelo sometido a cargas de compresión y muestra una relación directamente proporcional y lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria, por tanto el módulo de Young (E) es constante.

FIGURA 3.21: Modelo Lineal Elástico



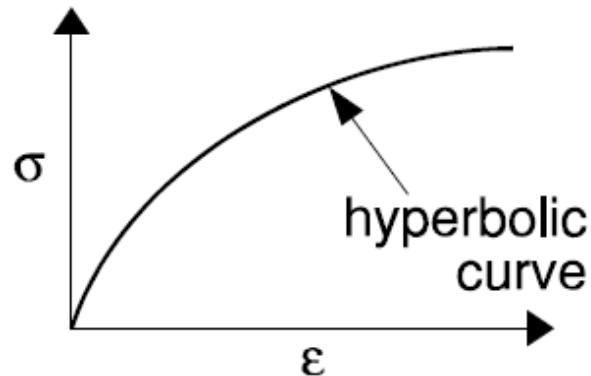
Fuente: User's Guide: Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

- Modelo No-lineal Elástico (Hiperbólico): El comportamiento esfuerzo-deformación del suelo en realidad es no lineal, el procedimiento para modelar

éste comportamiento es variar el módulo conforme se incrementa el valor de la deformación unitaria.

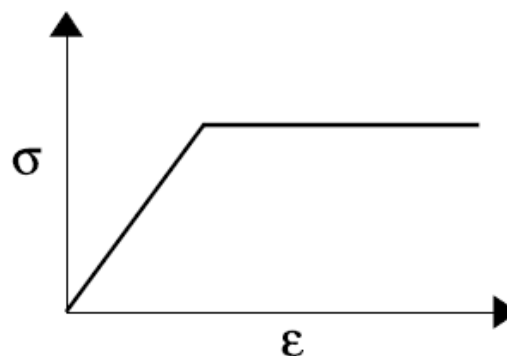
FIGURA 3.22: Modelo No Lineal Hiperbólico



Fuente: User's Guide: Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

-Elástico Plástico: Éste modelo describe un comportamiento elástico y perfectamente plástico del suelo, los esfuerzos son directamente proporcionales a la deformación unitaria hasta cuando el punto de fluencia es alcanzado, después de éste punto la curva permanece horizontal.

FIGURA 3.23: Modelo Elastoplástico



Fuente: User's Guide: Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

3.4.4.3. Capacidad Portante del Suelo

La capacidad portante del suelo en éste tipo de estructuras cuya base "B" es grande se estima es alta, pues de acuerdo a las ecuaciones existentes al respecto

el esfuerzo último es directamente proporcional a la dimensión de la base de la cimentación "B". Para ello se toma en cuenta la ecuación desarrollada por Terzaghi - Buisman y afectada por los factores de corrección propuestos por Vesic (ec. 3.16) considerando las respectivas limitaciones para la cual fue desarrollada. Para el presente caso se considera que la cimentación corresponde a una zapata corrida por las características propias de la presa.

$$q_{ult} = c.N_c.S_c.d_c + \gamma.D_f.N_q.S_q.d_q + 0.5B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma.d_\gamma \quad (3.16)$$

$$d_c = 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \quad (3.17)$$

Donde:

c: Cohesión

γ : Peso específico del suelo.

D_f : profundidad a la cual se ejecuta la cimentación.

B: Ancho de la cimentación

N_c, N_q, N_γ : Factores de capacidad de carga, es función de ϕ y se encuentra en cualquier libro de geotecnia.

S_c, S_q, S_γ : Factores de corrección por la forma de la cimentación, para una cimentación corrida todos los valores son igual a la unidad.

d_c, d_q, d_γ : Factores de corrección por la profundidad, los valores de d_q y d_γ son igual a la unidad.

Sin embargo, se debe tener especial cuidado al usar la ecuación 3.16 pues el valor de q_{ult} obtenido es sobrestimado ya que el valor de N_γ decrece para valores grandes de B por las siguientes razones¹²:

1. Para cimentaciones de gran tamaño, la ruptura del suelo a lo largo de la línea de falla en los suelos es progresiva y el esfuerzo cortante promedio desestabilizante (también ϕ) a lo largo de la línea de falla es menor conforme B aumenta.

¹² Braja M. Das (1999), Shallow Foundations, Bearing Capacity and Settlement.

2. Hay zonas débiles que existen en el suelo bajo la cimentación.
3. La curvatura de la envolvente de falla de Mohr – Coulomb (el comportamiento no es lineal).

Por tal motivo, para el presente trabajo se calcula el esfuerzo admisible mínimo determinado a través de la curva q_{ult} vs B y el esfuerzo admisible máximo (valor ideal) obtenido con el valor de “B” real. El factor de seguridad se obtiene de la relación entre el esfuerzo admisible y el esfuerzo de trabajo. El esfuerzo admisible se determina a partir del esfuerzo último dividido en 3.

Al ser el suelo de cimentación estratificado los parámetros geomecánicos como la cohesión (c) y la fricción (ϕ) son determinados a partir de un promedio ponderado relacionando la potencia de los estratos con los parámetros mencionados.

3.5 CRITERIOS EN FACTORES DE SEGURIDAD Y PARÁMETROS ADICIONALES

Como se trató en numerales anteriores el factor de seguridad es una relación que representa la relativa seguridad en cuanto a la estabilidad de los espaldones de la presa. En cuyo caso se analizan los diferentes escenarios que pueden llegar a ser críticos para determinadas condiciones.

CUADRO 3.14: Factores de Seguridad en diversos casos

Caso	Condición	Factor de Seguridad	Talud
1	Final de Construcción	1.25	Aguas Arriba y Abajo
2	Operación con embalse lleno	1.5	Aguas Arriba y Abajo
3	Desembalse rápido	1.2	Aguas Arriba
4	Carga Sísmica, caso (1), (2) y (3)	1.1	Aguas Arriba y Abajo

Fuente: Novak, P. et al 2001, Análisis de estabilidad de esfuerzos efectivos
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Como parámetros adicionales se tiene los criterios para definir el borde libre o resguardo que evita que al agua pase por encima de la presa y tiene previsto las siguientes funciones:

- Contrarrestar asentamientos por encima de los previstos
- Seguridad en caso de avenidas más grandes de las previstas
- Evitar sobrepaso por olas o fallas por mal funcionamiento del vertedero de excesos

El procedimiento de Knapen (ecuación 3.18 al 3.20) se considera apropiado para determinar la altura mínima para la altura de ola.

$$\Delta h_1 = 0.75H_o + \frac{(V_g)^2}{2g} \quad (3.18)$$

$$H_o = 0.76 + 0.34 \cdot F^{1/2} - 0.26 \cdot (1.52)^{1/4} \quad (3.19)$$

$$V_g = 1.52 + 2H_o \quad (3.20)$$

Donde:

H_o : Altura de ola por viento propuesta por Stevenson (m)

F: Fetch (Línea máxima medida desde la cortina hasta la cola del vaso) (Km)

V_g : Velocidad de la ola según Gaillard (m/s)

La altura mínima del borde libre considera la altura de ola y una altura por asentamiento post-construcción (Δh_2).

$$\Delta h_{min} = \Delta h_1 + \Delta h_2 \quad (3.21)$$

La USBR propone un proceso de cálculo para el borde libre similar al anterior, es decir establecer la altura de ola en base a tablas que relacionan el Fetch y la velocidad del viento y recomienda que el borde libre se calcule como 1.5 veces la altura de ola.

En cuanto al ancho de la corona se puede utilizar los criterios expuestos por el Comité Español de Grandes Presas (SPANCOLD).

$$A_c = 3 + 1.5\sqrt[3]{H-15} \quad (3.22)$$

Donde H es la altura de la presa en metros.

La Bureau of Reclamation recomienda que para el análisis de estabilidad de los taludes en una presa de escollera, la inclinación éste entre 1:1.5 y 1:1.7 aguas arriba y mayor a 1:1.5 aguas abajo.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS GEOTÉCNICO DEL CUERPO DE LA PRESA Y CIMENTACIÓN MEDIANTE EL USO DEL PROGRAMA GEO-STUDIO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO GEOSTUDIO

El paquete computacional GeoStudio creado por la compañía GEO-SLOPE Internacional posee varios módulos que tienen diversas aplicaciones y se numeran a continuación:

- **SLOPE/W:** Análisis de Estabilidad de Taludes.
- **SEEP/W:** Análisis de redes de flujo e infiltraciones.
- **SIGMA/W:** Análisis de tensiones y deformaciones en suelos o rocas
- **QUAKE/W:** Análisis dinámico y efectos de sismo en suelos y estructuras de suelo.
- **TEMP/W:** Análisis de la variación de temperatura y sus efectos sobre estructuras de suelos.
- **CTRAN/W:** Análisis de difusión y transporte de contaminantes.
- **AIR/W:** Análisis del flujo de aire en suelos parcialmente saturados.
- **VADOSE/W:** Análisis de acuíferos.

De los módulos descritos, para el diseño y análisis de la presa se utiliza los tres primeros. El programa utiliza el método de diferencias y elementos finitos en sus diversos módulos, para lo cual es necesario definir el modelo con sus respectivas condiciones de borde.

4.2 PARÁMETROS PARA EL DISEÑO CON EL MODELO GEO-STUDIO

Para cada modelo a realizarse es necesario definir los diferentes parámetros, propiedades tanto de los materiales como de los suelos que interactúan con el

cuerpo de la presa y condiciones de borde, propias de cada análisis, las cuales se idealizan e introducen en el programa.

4.2.2. PARÁMETROS PARA EL MODELO SLOPE/W

Para el desarrollo de éste modelo es necesario definir los parámetros de resistencia a utilizarse según el comportamiento de los suelos propuesto por Mohr-Coulomb. De acuerdo al perfil estratigráfico se evidencia, un estrato de suelos blandos (Pt y ML) seguido de arenas y gravas en matriz limosa, arenas y limos, finalmente un estrato de mayor potencia con arenas y gravas.

Para determinar la cohesión y ángulo de fricción interna de los suelos catalogados como mixtos (granulares-cohesivos) de los dos primeros estratos se considera las fórmulas (4.1) y (4.2), éstas son el resultado de un estudio¹³ para determinar dichos parámetros en función del número de golpes del SPT en suelos mixtos de iguales características de finos (25-50%) y similares propiedades tales como IP y LL.

$$\phi = 5.35 \ln(N_{SPT}) + 14.44 \quad (4.1)$$

$$c = 0.22 \ln(N_{SPT}) - 0.40 \quad (4.2)$$

En donde:

ϕ : Ángulo de fricción interna del suelo (°)

c: Cohesión del suelo (kg/cm²)

N_{SPT} : Número de golpes del ensayo SPT

En cuanto a las gravas y arenas que se encuentran en el fondo se considera que tienen una cohesión nula ($c = 0$) y su fricción es calculada de acuerdo a la expresión (4.3) propuesta por Peck.

¹³ Parra Francisco-Ramos Lorenzo (2007), Artículo: "Obtención de Parámetros Geomecánicos a Partir de Ensayos a Penetración Dinámica Continua en Suelos Mixtos Cohesivos-Granlares". SONDEOS GEOTEST & ASG-GEOTECNIA.

$$\phi = 28.5 + 0.25N_{45SPT} \quad (4.3)$$

Los parámetros de resistencia de la escollera y filtros son determinados a partir de la bibliografía existente al respecto, así se tiene el cuadro 4.1.

CUADRO 4.1: Ángulo de rozamiento en Presas de Escollera Compactada

Tipo De Roca Compactada	Φ_{\min}	Φ_{med}	$\Phi_{\text{máx}}$
Granito	37	41	45
Gneis	40	43	45
Cuarcita	36	39	42
Basalto	37	41	45
Andesita y riolita	39	42	46
Sienita, diorita y granodiorita	38	42	46
Caliza	38	40	43
Arenisca	33	37	42

Fuente: Ministerio del Fomento de España, Guía para el Proyecto y Ejecución de Muros de Escollera en Obras de Carretera
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Para establecer los parámetros de resistencia del material del núcleo de la presa, se realiza ensayos triaxiales tipo UU de las muestras provenientes de Tisaleo, de donde se tiene previsto la explotación de dicho material.

Según los registros de perforación de los pozos realizados se observa que en los sondeos representativos PSP-PE-1 y PSP-PE-2 las Gravas y Arenas en matriz limosa tienen un número de golpes del ensayo SPT semejantes, estimándose un valor de 25 golpes para ese estrato, mientras que para las arenas y limos se adopta el valor de 26 golpes en el extremo derecho y 15 para el extremo izquierdo y centro del perfil estratigráfico, en cuanto a el estrato más profundo conformado por arenas y gravas el número de golpes sube a 32 en el extremo derecho y 45 en el extremo izquierdo y centro del perfil, estableciéndose dos zonas cuyas parámetros de resistencia se resumen en el cuadro 4.2.

En el cuadro 4.3 se muestra las propiedades de los materiales que constituyen la presa, obtenidos de la literatura técnica existente y del ensayo triaxial UU en el caso del núcleo.

CUADRO 4.2: Parámetros de Resistencia del Suelo de Cimentación

Material Cimentación	SPT		Zona Derecha		Zona Central e Izquierda	
			c	Ø	c	Ø
	PE1	PE2	kg/cm ²	(°)	kg/cm ²	(°)
Grava y Arena matriz Limosa	25	25	0.31	32	0.31	32
Arena y Limos	26	15	0.32	32	0.20	29
Arena con Grava	45	28	0	40	0	35.5

Fuente: ASTEC, Estudios de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO 4.3: Parámetros de Resistencia de los Materiales de la Presa

Materiales Presa	c	Ø
	KPa	(°)
Mat. I (Escollera)	0	42
Mat. II (Filtros)	0	33
Mat. III (Núcleo)	20.6	30

Fuente: ASTEC, Estudios de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Un dato adicional necesario para el cálculo de la estabilidad de los taludes de la presa es el peso específico de los suelos de cimentación, así como de los materiales que constituyen la presa, los cuales han sido determinados a partir de los ensayos correspondientes y la literatura técnica existente al respecto.

El peso específico del material del núcleo es determinado a partir de los ensayos realizados a las muestras de las cangahuas de Tisaleo (18.25 kN/m³), mientras que los datos de la escollera y filtros son adoptados de la literatura técnica

existente, es decir 19 kN/m^3 para escollera de roca volcánica de tipo andesítica¹⁴ y 18 kN/m^3 para los filtros compuestos por grava arenosa limpia¹⁵.

En cuanto a los suelos de cimentación se adopta, tanto para los estratos de grava y arenas en matriz limosa como para las arenas y limos el peso específico de 17.4 kN/m^3 de acuerdo al ensayo correspondiente ejecutado en el sondeo PSP-PE-3 y para el estrato de gravas y arenas se adopta 18 kN/m^3 , se hace notar que el estrato profundo no tiene mayor influencia en el resultado de la estabilidad de la presa.

4.2.3. PARÁMETROS PARA EL MODELO SEEP/W

El objetivo principal del modelo SEEP/W es evaluar el caudal de infiltración, lo que se puede traducir como una pérdida del volumen de agua en el embalse, además de determinar con cierta aproximación la ubicación del nivel piezométrico que atraviesa el núcleo de la presa para posteriormente evaluar la estabilidad de sus taludes.

Para ejecutar el análisis se puede elegir entre un comportamiento saturado o no saturado del suelo, el primero requiere como datos de entrada la permeabilidad saturada y el segundo una función de conductividad hidráulica de cada material utilizado en el modelo.

Tanto los suelos de cimentación como los materiales que constituyen la presa durante el funcionamiento del embalse trabajan totalmente saturados, con excepción del paramento aguas abajo de la presa, al igual que una porción del núcleo, por lo tanto se debería considerar una función de conductividad hidráulica para la escollera y núcleo; sin embargo los modelos que determinan ésta función no han sido desarrollados para el material de escollera por lo cual se recurre a un artificio que consiste en utilizar la permeabilidad saturada en dichos materiales y ubicar la condición de borde de la línea de salida del caudal, en la línea que

¹⁴ Ministerio del Fomento de España, Guía para el Proyecto y Ejecución de Muros de Escollera en Obras de Carretera.

¹⁵ Das Braja, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

define el contacto entre núcleo-suelo de cimentación y el filtro aguas abajo, con esto se evita obtener caudales de salida sobrestimados.

4.2.3.1. Permeabilidad de los Materiales de la Presa

Los materiales a considerar son: para el núcleo las cangahuas de Tisaleo (Limo de baja plasticidad), los filtros constituidos por arenas limpias y gravas, mientras que los paramentos constituidos por escollera son de roca andesítica.

La permeabilidad del material del núcleo se determina a partir del ensayo de permeabilidad con carga variable, aplicado a las muestras del sector antes mencionado ($K = 3.1E-8$ m/s). La permeabilidad de los filtros se establece a partir de las curvas granulométricas y éstas a su vez son determinadas en base a los criterios y normas antes descritos para la estabilidad, permeabilidad y autoestabilidad de los filtros, los respectivos cálculos se pueden revisar en el Anexo 6

En el cuadro 4.4 se evidencia los datos de las curva granulométricas correspondientes al núcleo y filtros de la presa, los datos de la curva del núcleo han sido determinados como un promedio de los resultados de los ensayos de clasificación realizadas a las muestras de las calicatas que poseen un contenido de humedad aceptable de la cangahua de Tisaleo.

Es importante hacer notar que las curvas correspondientes a los filtros conservan la forma aproximada de la curva del núcleo.

La permeabilidad de los filtros se evalúa en función del diámetro característico D_{10} , de acuerdo a la siguiente relación empírica (ecuación 4.4).

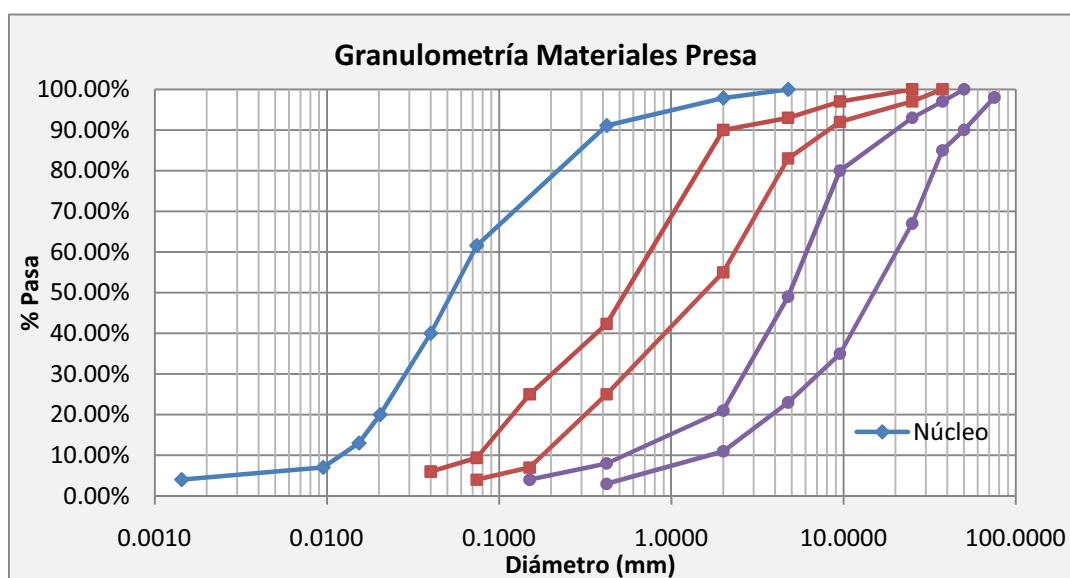
$$k(m/s) = \frac{cD_{10}^2}{100} \quad (4.4)$$

En donde c es una constante que varía entre 1 y 1.5, para el presente caso se utiliza un coeficiente igual a 1.3 y se toman los valores del diámetro D_{10} de los límites superiores de las curvas granulométricas, es decir $K = 0.001$ m/s para el filtro fino y $K = 0.05$ m/s para el filtro grueso.

CUADRO 4.4: Granulometría del Núcleo y Filtros

Malla	Diámetro (mm)	Núcleo % Pasa	Filtro Fino		Filtro Grueso	
			Inferior	Superior	Inferior	Superior
3"	75					98%
2"	50				100%	90.0%
1.5"	37.5			100%	97.0%	85.0%
1"	25	100.0%	100.0%	97.0%	93.0%	67.0%
3/8"	9.525	100.0%	97.0%	92.0%	80.0%	35.0%
N°4	4.76	100.0%	93.0%	83.0%	49.0%	23.0%
N°10	2	97.8%	90.0%	55.0%	21.0%	11.0%
N°40	0.42	91.1%	42.3%	25.0%	8.0%	3.0%
N° 100	0.15	77.0%	25.0%	7.0%	4.0%	-
N°200	0.074	61.6%	9.4%	4.0%	-	-
-	0.04	40.0%	6.0%	-	-	-
-	0.0203	20.0%	-	-	-	-
-	0.0153	13.0%	-	-	-	-
-	0.0095	7.0%	-	-	-	-
-	0.00143	4.0%	-	-	-	-

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.1: Curvas Granulométricas del Núcleo y Filtros

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La permeabilidad de la escollera se puede considerar igual a la del filtro grueso es decir $K = 0.05$ m/s.

4.2.3.2. Permeabilidad de la Cimentación

Las permeabilidades de los suelos de cimentación son estimadas a partir de los datos procesados de los ensayos Lefranc realizados en campo, estos valores se muestran en los registros de perforación de los sondeos (Anexo 4).

De la información mencionada se obtiene que para el estrato conformado por gravas y arenas en matriz limosa el valor representativo de la permeabilidad es $K = 1E-5$ m/s, mientras que para el estrato de arenas y limos se adopta $K=3.1E-6$.

Mientras que el estrato conformado por gravas y arenas compactas de acuerdo al ensayo Lefranc realizado en el sondeo PS-PE-1 en la profundidad correspondiente muestra un valor de permeabilidad $K = 5.21E-6$ m/s.

Además para la ejecución de éste modelo es necesario tomar en cuenta que el material superficial del valle presenta características impermeables por tratarse de una turba y limos, con lo que se estima un valor de permeabilidad bajo, es decir $K = 1E-8$ m/s.

4.2.3. PARÁMETROS PARA EL MODELO SIGMA/W

Éste modelo básicamente requiere el módulo de elasticidad así como el coeficiente Poisson y el peso específico de cada material para poder realizar el análisis tensodeformacional del sistema presa-cimentación.

Sin embargo, la aplicación del módulo de Young de elasticidad E es justificada sólo en el caso en el que se permite al suelo estirarse en dirección horizontal. Esto es aplicable para pequeñas extensiones de cimentación, cuando se aplica la carga sobre un área mayor, el suelo tensionado no puede, excepto en sus extremos, deformar sus lados; y experimenta sólo una deformación vertical (en una sola dirección) relacionada con el módulo edométrico E_{ed} (obtenido del ensayo de consolidación), que es mayor al módulo elástico E^{16} .

Además se elige un modelo no lineal hiperbólico para los materiales del suelo de cimentación y el núcleo de la presa, mientras que para filtros y escollera se elige

¹⁶ Fine, Civil Engineering Program (2012), Ayuda en Línea Contextual, Asentamientos Primarios.

un modelo elástico lineal (E cte.) debido a la poca deformabilidad e incidencia que estos materiales tienen en los resultados.

El módulo de elasticidad de Young tiene una estrecha relación con el módulo edométrico a través de la ecuación (4.1)

$$E = E_{ed} \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)} \quad (4.1)$$

Para los suelos de cimentación que se tiene $\nu = 0.3$, el módulo edométrico es 25% mayor al de elasticidad de Young, $E_{ed}/E = 1.25$.

4.2.3.1. Módulo Edométrico para la Cimentación

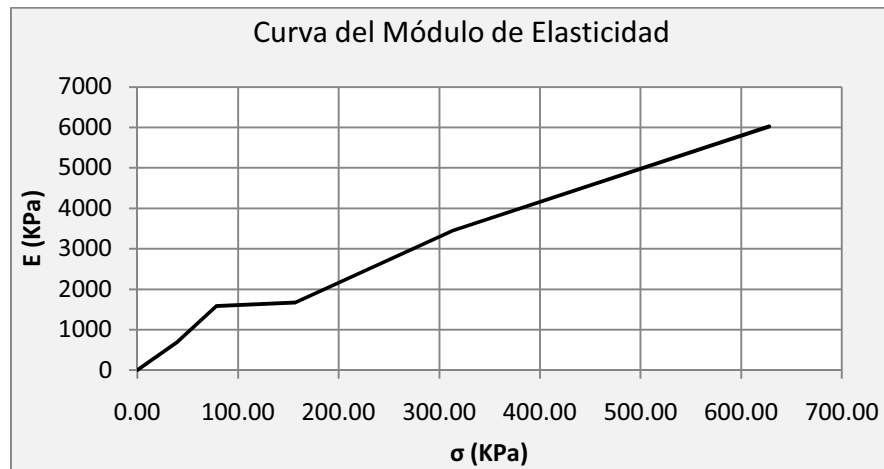
La función del módulo edométrico para cada estrato se determina a partir de los ensayos de consolidación realizados a las muestras de los sondeos ejecutados, es decir se calcula el módulo como la relación entre la razón de cambio del esfuerzo total aplicado y la razón de cambio del asentamiento expresado en deformación unitaria que se desarrolla por dicho esfuerzo, de los cuales para el estrato de arenas y gravas en matriz limosa se selecciona la muestra de 3 a 3.50 m del sondeo PSP-PE-3, obteniéndose los resultados del cuadro 4.5.

CUADRO 4.5: Módulo Edométrico para Grava y Arena en Matriz Limosa

σ KPa	ϵ %	E KPa
0.00	0.00%	0.00
39.24	5.66%	693.28
78.48	8.13%	1588.66
156.96	12.82%	1673.35
313.92	17.37%	3449.67
627.84	22.58%	6025.34

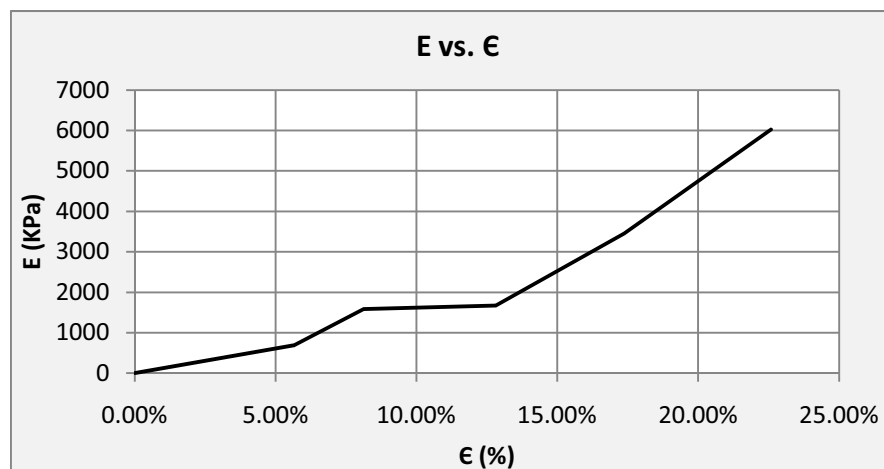
Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B

FIGURA 4.2: Módulo de Edométrico de Arenas y Gravas en Matriz Limosa



Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.3: Curva Módulo Edométrico – Deformación Unitaria de Arenas y Gravas en Matriz Limosa



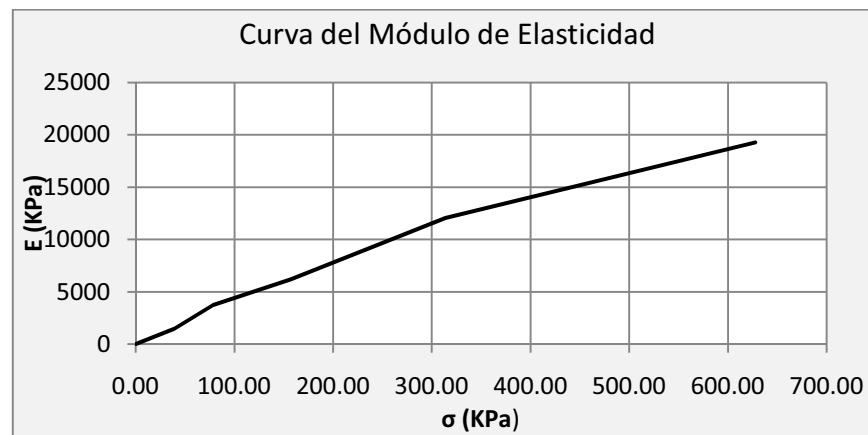
Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Para el estrato conformado por arenas y limos se utiliza la curva del módulo de elasticidad desarrollada a partir del ensayo de consolidación de la muestra comprendida entre 10 y 10.50 m de profundidad del sondeo PSP-PE-2, en el cuadro 4.6 y figura 4.4 se muestran los resultados obtenidos.

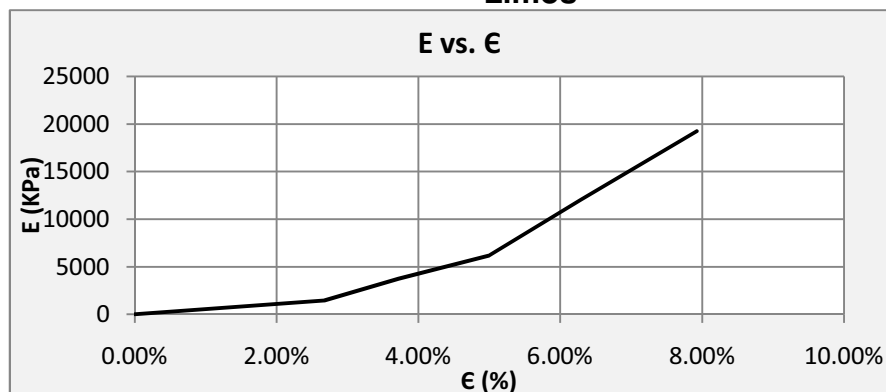
CUADRO 4.6: Módulo Edométrico de Arenas y Limos

σ KPa	ϵ %	E KPa
0.00	0.00%	0.00
39.24	2.67%	1469.72
78.48	3.72%	3737.14
156.96	4.99%	6179.53
313.92	6.29%	12046.05
627.84	7.92%	19258.90

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.4: Módulo Edométrico de Arenas y Limos

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.5: Curva Módulo Edométrico – Deformación Unitaria de Arenas y Limos

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En cuanto al módulo de elasticidad de las arenas con gravas, al no tener datos de ensayos de consolidación de éste material, se estima el valor de E a partir del número de golpes del SPT con la expresión (4.5)¹⁷

$$E(KPa) = 1200(N + 6) \quad (4.5)$$

Con la expresión anterior y un $N_{SPT} = 28$, se calcula un módulo de elasticidad $E = 40800$ kPa

4.2.3.2. Módulo de Elasticidad para los Materiales de la Presa

De acuerdo a los ensayos de consolidación realizados a las muestras de la calicata AC 12C y 13C, se obtiene la función del módulo edométrico para el núcleo de la presa, los resultados se muestran en el cuadro 4.7 y la figura 4.6

CUADRO 4.7: Módulo de Elasticidad para el Núcleo

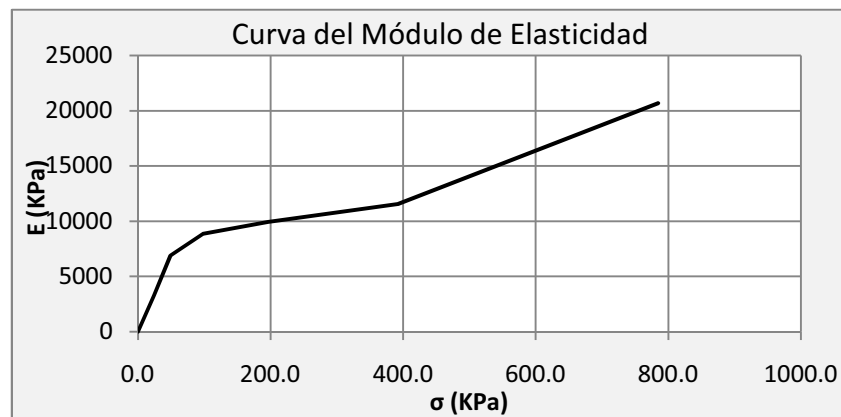
σ KPa	ϵ %	E KPa
0	0.00%	0.0
24.53	0.75%	3265.7
49.05	1.11%	6894.3
98.1	1.66%	8864.0
196.2	2.65%	9927.7
392.4	4.35%	11543.9
784.8	6.25%	20682.8

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Tanto para los filtros como para la escollera el módulo de elasticidad se considera el mismo y su valor se estima constante debido a la poca deformabilidad e influencia que tiene éste material en la compresión de la presa, de la literatura técnica se adopta para estos materiales un módulo igual a $E = 100000$ KPa¹⁸.

¹⁷ Josep E. Bowles (1997), Foundation Analysis and Design.

¹⁸ Foundation Analysis and Design, Joseph E. Bowles.

FIGURA 4.6: Módulo de Elasticidad del Núcleo (Cangahua Tisaleo)

Fuente: Ensayos de Laboratorio de las Muestras Tomadas
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.2.3.3. Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson tanto de los materiales que constituyen la presa como de los suelos de cimentación se obtienen de la literatura técnica existente al respecto, tal como se muestra en el cuadro 4.8.

Cuadro 4.8: Coeficientes de Poisson para el Modelo SIGMA/W

Material	μ
Escollera	0.3
Filtros	0.3
Núcleo	0.25
Arena y Grava matriz Limosa	0.3
Arenas y Limos	0.3
Arenas y Gravas	0.3

Fuente: Das Braja, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS DE LA PRESA

El predimensionamiento de los elementos que conforman la presa son: los taludes de los espaldones, dimensiones del núcleo y bordo libre de la presa.

Los respectivos cálculos del predimensionamiento de la presa se presenta en el Anexo 7.

4.2.4.1. Predimensionamiento de los Taludes

De acuerdo a las recomendaciones de la USBR, se empieza por probar la estabilidad de los taludes con inclinaciones 1V:1.5H tanto aguas arriba como aguas abajo en las distintas condiciones antes expuestas.

La inclinación del paramento aguas arriba y abajo se confirman o aumentan con el modelo SLOPE/W bajo las diferentes condiciones antes descritas.

4.2.4.2. Predimensionamiento del Núcleo

El ancho de la corona se determina de acuerdo a la ecuación (3.19), con la cual el ancho de coronación mínimo es de 7.1 m, adoptándose un ancho de 8 m, distribuidos de la siguiente manera: dos capas de filtros antes y después del núcleo con un espesor de 1 m por cada capa, con lo cual el ancho efectivo del núcleo es de 4 m.

El ancho mínimo de la base del núcleo se determina con el 50% de la carga hidrostática hasta el punto más bajo, dando como resultado un ancho mínimo de 17.5 m, finalmente se adopta 18.65 m obteniéndose una inclinación del núcleo igual a 4V:1H.

Las dimensiones aquí presentadas se confirman o rediseñan de acuerdo a los resultados del modelo SEEP/W.

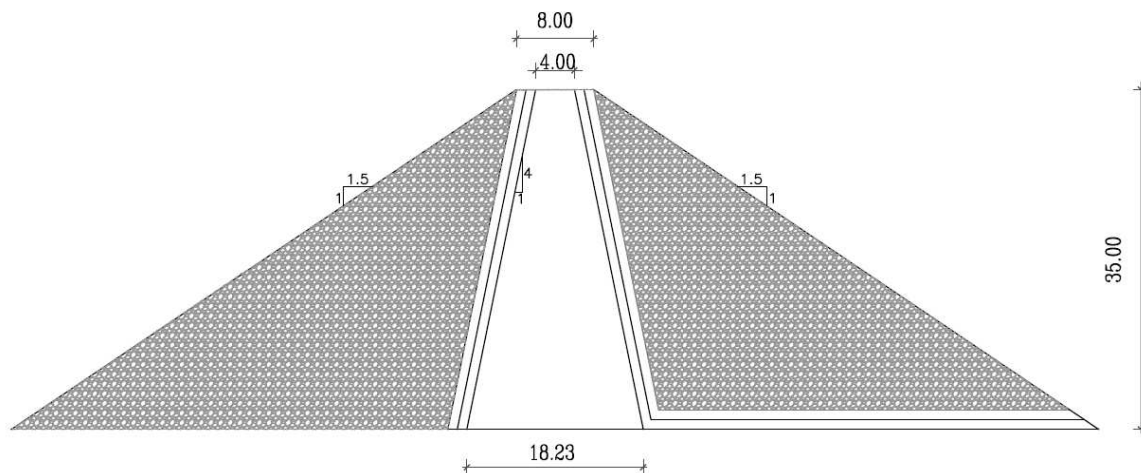
4.2.4.3. Predimensionamiento del Borde Libre

El borde libre mínimo calculado toma en cuenta la altura de ola generada por el viento que se puede presentar, altura que se genera por la propagación de las ondas, más una altura por los asentamientos post-construcción (generalmente 0.30 m), es así que se calcula éste valor en 1.41 m; sin embargo tomando en cuenta que la altura de ola que provocaría la eventual acción de un sismo sería mayor y por facilidad constructiva establece el valor del borde libre en 2 m.

Para el predimensionamiento del borde libre se usa el procedimiento propuesto por Knapen y no los criterios de la USBR, por ser más sofisticado e involucrar más variables en el cálculo.

Tanto los asentamientos como las tensiones en la presa se verificarán con el modelo SIGMA/W.

FIGURA 4.7: Esquema Predimensionamiento de la Presa



Fuente: ASTEC, Estudios de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.3. DIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA CON EL MODELO GEOSTUDIO

El diseño geométrico de la presa se inicia calculando la estabilidad de la misma con los taludes y dimensiones del prediseño, para posteriormente proceder a realizar los demás modelos con una geometría que garantice su estabilidad. Inicialmente se propone un talud 1V:1.5 H aguas arriba y 1V: 1.5H aguas abajo.

4.3.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

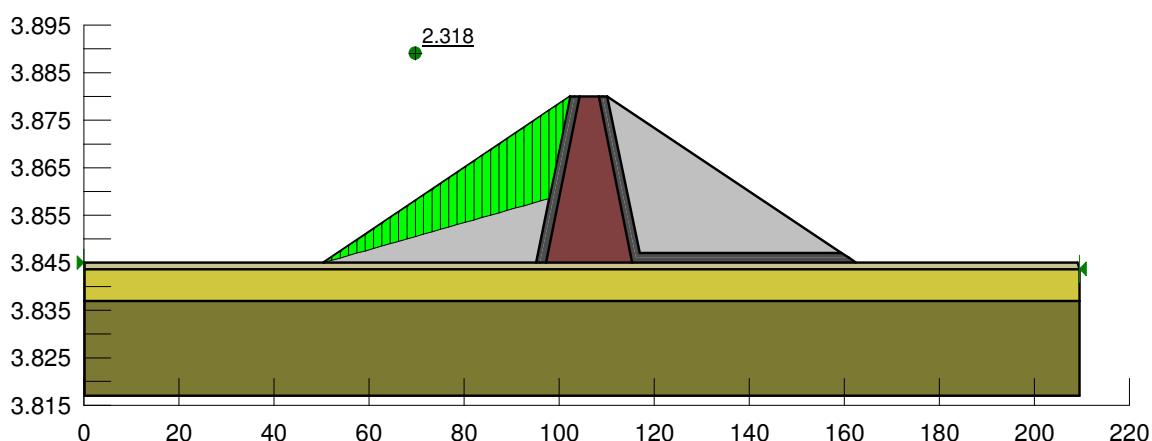
La estabilidad de la presa se evalúa de acuerdo a las condiciones establecidas con sus debidos factores de seguridad mínimos tanto para el talud aguas arriba como aguas abajo. La sección de análisis se ubica en la abscisa 0+109 por ser la de mayor altura (35 m) y por tanto la más crítica en cuanto a estabilidad se refiere. Las demás secciones por tener menor altura tendrán F.S. mayores.

Para el presente análisis se evalúa la posibilidad de tener una falla traslacional (forma de bloque o cuña) y no sólo fallas circulares, ya que la primera puede llegar a ser más crítica en éste tipo de presas. La falla en forma de cuña se calcula para los esfuerzos totales (Fin de construcción) y efectivos de la presa (Embalse lleno).

4.3.1.1. Estabilidad del Talud Aguas Arriba

Se empieza por evaluar la estabilidad de la presa al final de la construcción y en la sección más crítica. El factor de seguridad obtenido para ésta condición es 2.32 para una falla traslacional y 1.35 para una falla circular (mayor al mínimo propuesto 1.25) tal como se muestra en la figura 4.8 y 4.9, se nota que el círculo de falla es superficial y que fallas más profundas tendrán F.S. mayores.

**FIGURA 4.8: Estabilidad Final de Construcción Aguas Arriba Talud 1:1.5
Falla Traslacional (ABS 0+109)**

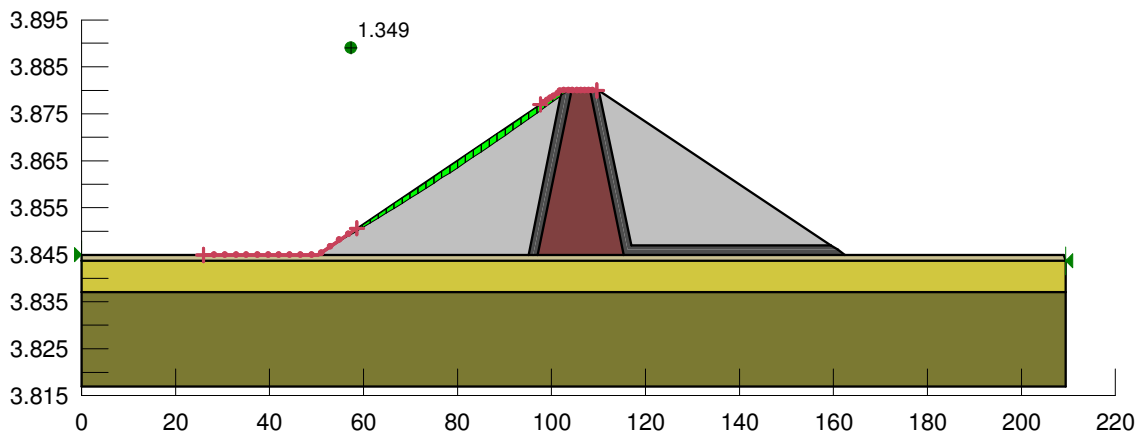


Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La segunda condición analizada es operación con embalse completamente lleno, obteniéndose factores de seguridad similares a los anteriores, F.S. = 2.42 para una falla traslacional y F.S.= 1.35 para una falla circular, el segundo resultado se acepta como conveniente ya que el círculo de falla asociado es superficial, y para un círculo más profundo se tiene un F.S. = 1.51 (figura 4.12), con lo que se cumple el criterio adoptado de ser mayor o igual a 1.5.

**FIGURA 4.9: Estabilidad Final de Construcción Aguas Arriba Talud 1:1.5
Falla Circular (ABS 0+109)**

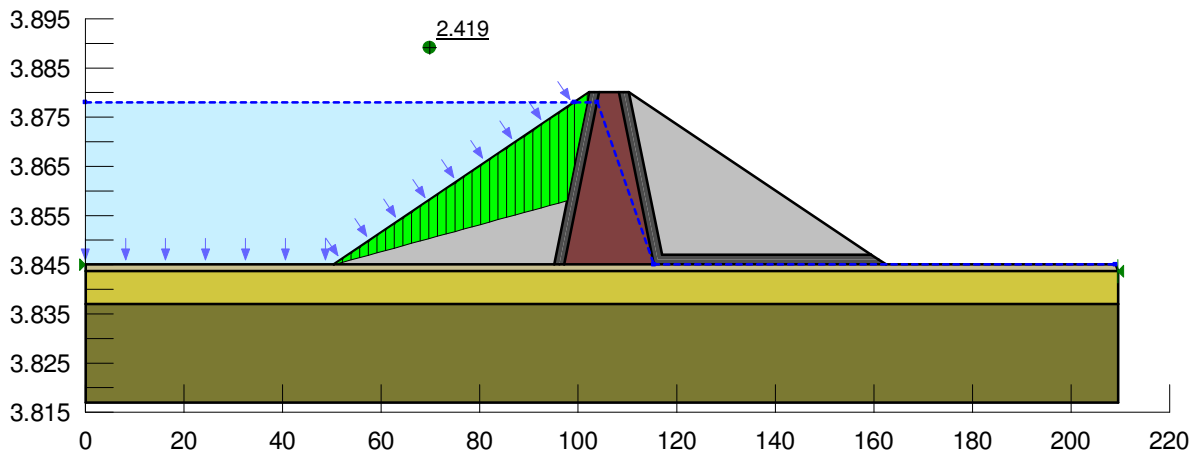


Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La línea piezométrica que atraviesa la presa se adopta considerando que gran parte de la carga hidráulica total se pierde en el núcleo impermeable, ésta condición debe revisarse con el análisis de la red de flujo.

**FIGURA 4.10: Estabilidad Operación Embalse Lleno Aguas Arriba
Talud 1:1.5. Falla Traslacional (ABS 0+109)**

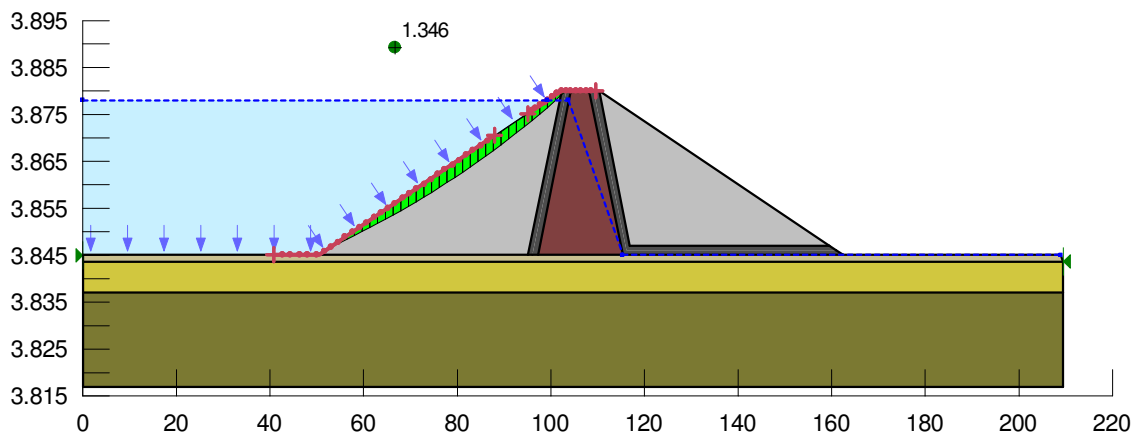


Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

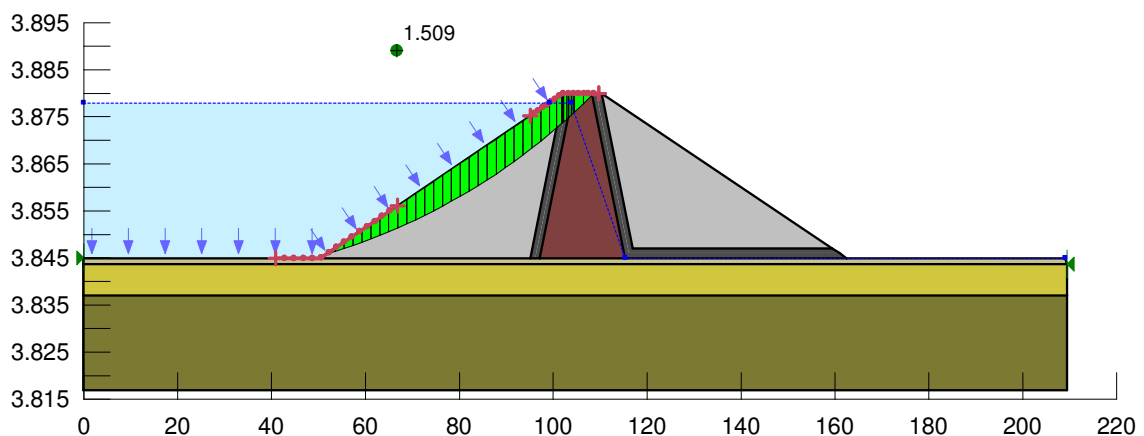
De los resultados obtenidos se descarta las fallas traslacionales como posibles fallas críticas en la presa, por tanto de aquí en adelante se evalúa sólo fallas rotacionales.

FIGURA 4.11: Estabilidad Operación Embalse Lleno Aguas Arriba Talud 1:1.5 Falla Circular (ABS 0+109)



Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

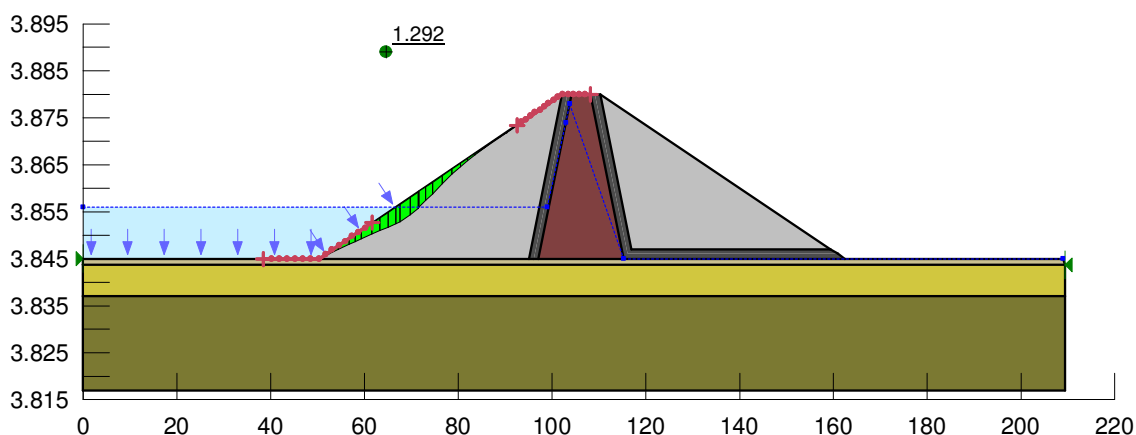
FIGURA 4.12: Estabilidad Operación Embalse Lleno Aguas Arriba Talud 1:1.5. Falla Circular (ABS 0+109 Falla Representativa)



Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La siguiente condición de análisis es el desembalse rápido, es decir cuando el embalse está relativamente vacío; sin embargo existe la presencia de la presión de poro en el núcleo impermeable, en ésta condición se obtiene un F.S. = 1.29, mayor al establecido.

FIGURA 4.13: Estabilidad Desembalse Rápido Aguas Arriba Talud 1:1.5 (ABS 0+109)



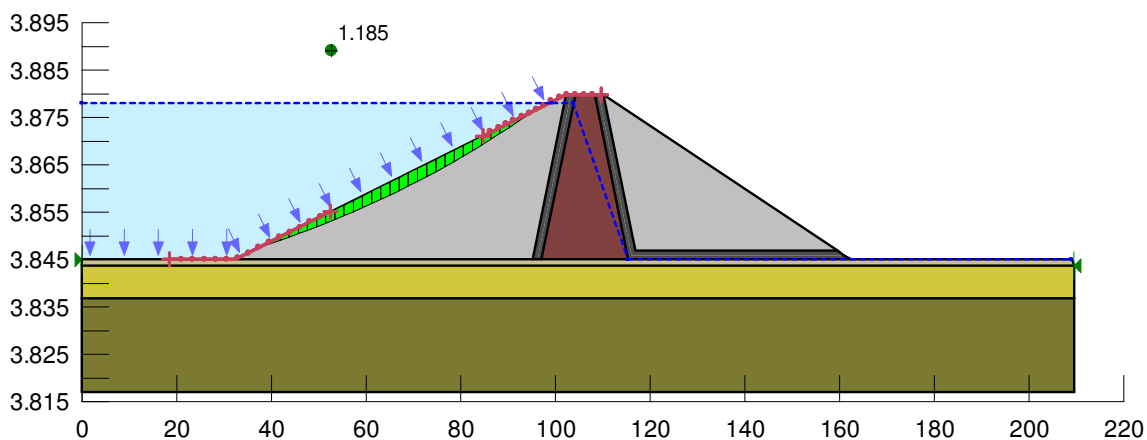
Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Por último se realiza el análisis de estabilidad del talud aguas arriba para las anteriores condiciones acompañadas del efecto de un sismo. La condición más crítica es cuando se pueda presentar el embalse completamente lleno combinado con sismo.

Según el Informe Geológico se estima como un valor de aceleración horizontal máxima en roca bastante conservador $0.39g$ y de acuerdo a las recomendaciones de la FHWA se debería tomar como $k_h = 0.195$; éste valor se toma en cuenta para la operación normal de la presa con sismo, considerando que éste llena hasta la cota 3865 msnm, no obstante debido a la reducida probabilidad de ocurrencia de encontrar el embalse “vacío” o lleno y al mismo tiempo que se produzca un sismo de éstas características, se estima como un valor adecuado $k_h = 0.15g$ y por tanto $k_v = 0.075g$.

Los resultados del análisis pseudoestático en la condición embalse lleno y sismo muestran un F.S. = 0.81 para una falla representativa (figura 4.14), mientras que para la condición desembalse rápido y sismo se obtiene un F.S.= 0.92 . En operación normal y sismo se alcanza un F.S. = 0.77 , estos resultados se observan en el Anexo 8.1.

**FIGURA 4.15: Estabilidad Embalse Lleno y Sismo Aguas Arriba
Talud 1:2 (ABS 0+109)**



Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.3.1.2. Estabilidad del Talud Aguas Abajo

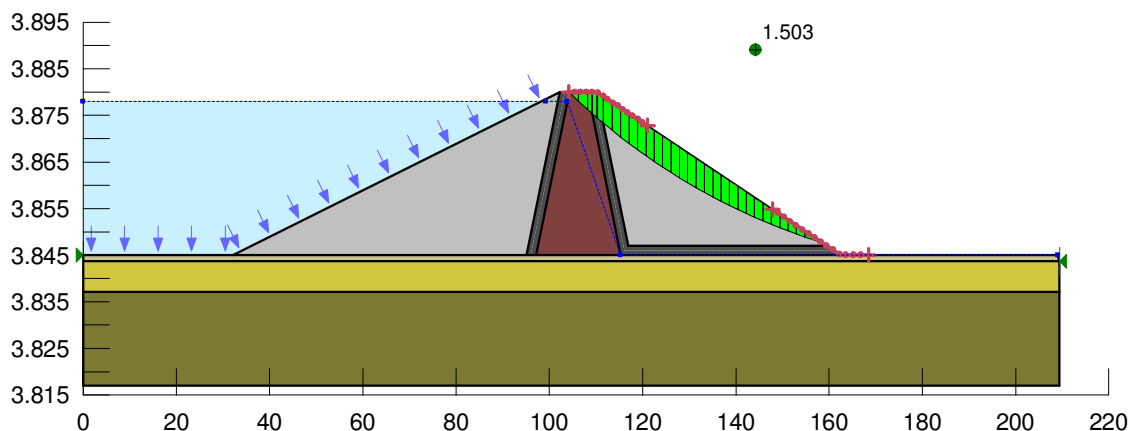
Al igual que en el análisis realizado al talud aguas arriba se selecciona la misma sección para iniciar el análisis con las mismas condiciones, es así que para la condición al final de la construcción de la presa se tiene un factor idéntico al de aguas arriba ya que es el mismo modelo con las mismas condiciones de borde $F.S. = 1.35$.

En la condición de operación con embalse completamente lleno para la geometría 1v:1.5h se tiene un $F.S. = 1.35$, para círculos que inician antes y terminan después del círculo de falla de la figura se tienen factores del orden de 1.5 con mayor área de deslizamiento (figura 4.16).

Para la estabilidad aguas abajo no se incluye la condición del desembalse rápido por lo que el análisis pseudoestático se realiza sólo con la condición al final de la construcción y embalse lleno.

En cuanto a las tres condiciones que incluyen el efecto sísmico (final de construcción, embalse lleno y operación normal) se manejan los mismos coeficientes de aceleración que para aguas arriba.

FIGURA 4.16: Estabilidad Operación Embalse Lleno Aguas Abajo Talud 1:1.5 (ABS 0+109)



Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Con éstas consideraciones el factor de seguridad obtenido para embalse lleno y sismo es inferior al mínimo recomendado, tal cual como se muestra en la figura 4.13, es decir F.S. = 1.02, estando muy cerca al límite para que se produzca el deslizamiento, razón por la cual se extiende el talud a 1v:2h, con lo cual se evalúa nuevamente la estabilidad del talud, obteniéndose un F.S. = 1.33.

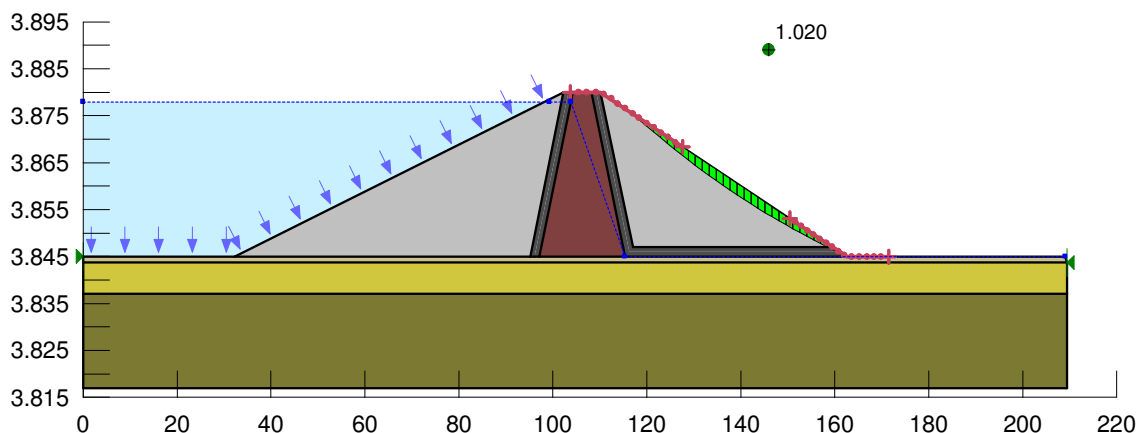
Para la condición de operación normal (nivel de agua en 3865 msnm) y sismo se obtiene un F.S. inferior a la unidad, por lo que es recomendable tender el talud a 1v:2h.

Con el talud extendido para la condición de embalse lleno y sismo el F.S. es 1.33 (figura 1.17), mientras que para operación normal y sismo el F.S. es 1.21

Los resultados de todos los análisis de estabilidad aguas abajo se encuentran en el Anexo 8.1

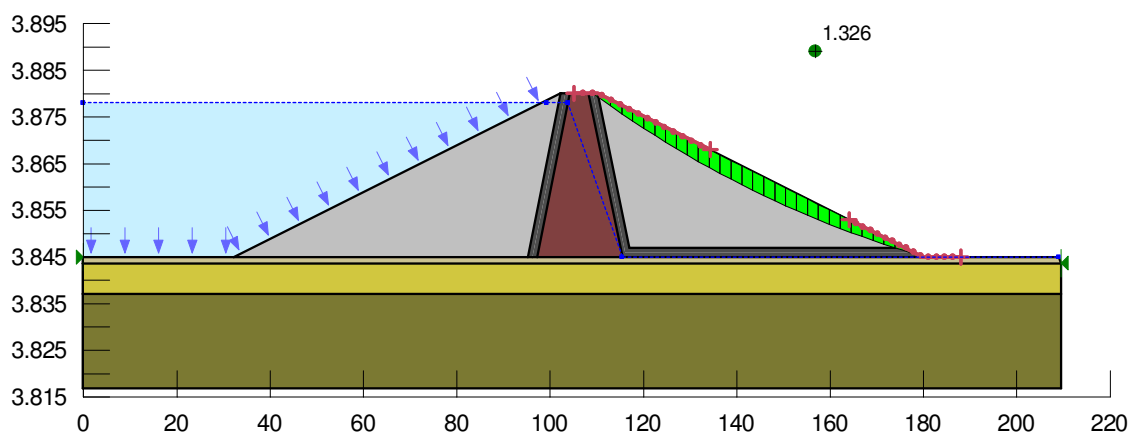
Se concluye que tanto aguas arriba como aguas abajo en la sección considerada como la más crítica (altura de presa = 35 m) el talud recomendado por estabilidad es 1v:2h.

FIGURA 4.17: Estabilidad Operación Embalse Lleno y Sismo Aguas Abajo Talud 1:1.5 (ABS 0+109)



Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.18: Estabilidad Operación Embalse Lleno y Sismo Aguas Abajo Talud 1:2 (ABS 0+109)



Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.3.2. ANÁLISIS DE LA RED DE FLUJO

Para el análisis de la red de flujo se prevé incluir un dentellón en la base del núcleo, éste elemento ayuda a que las líneas de flujo tiendan a pasar por debajo.

Para desarrollar éste modelo se considera la condición más desfavorable en cuanto a las posibles filtraciones, es decir se asume que el embalse se encuentra completamente lleno (cota 3877.91 msnm) y se analiza varios escenarios con el fin de evaluar la incidencia de las inyecciones de impermeabilización en el suelo,

se propone incluir inyecciones de 15, 20 y 30 m. La representación de las inyecciones es una pantalla cuya permeabilidad es igual a la del núcleo.

En el cuadro 4.9 se muestra el resumen de los parámetros de permeabilidad de los suelos obtenidos de los diferentes ensayos ejecutados y utilizados en los modelos de red de flujo.

Cuadro 4.9: Permeabilidad de los Materiales para el Modelo SEEP/W

Material	Permeabilidad (m/s)
Espaldones	5E-2
Filtros	1E-3
Núcleo	3.1 E-8
Cimentación 1 (Gravas y arenaz en matriz limosa)	1E-5
Cimentación 2 (Arenas y Limos)	3.1E-6
Cimentación 1 (Gravas y arenas compactas)	5.21E-6
Turba superficial	1E-8

Fuente: Reporte de Ensayos de Permeabilidad Lefranc
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.3.2.1. Red de Flujo Sin Inyecciones de Impermeabilización

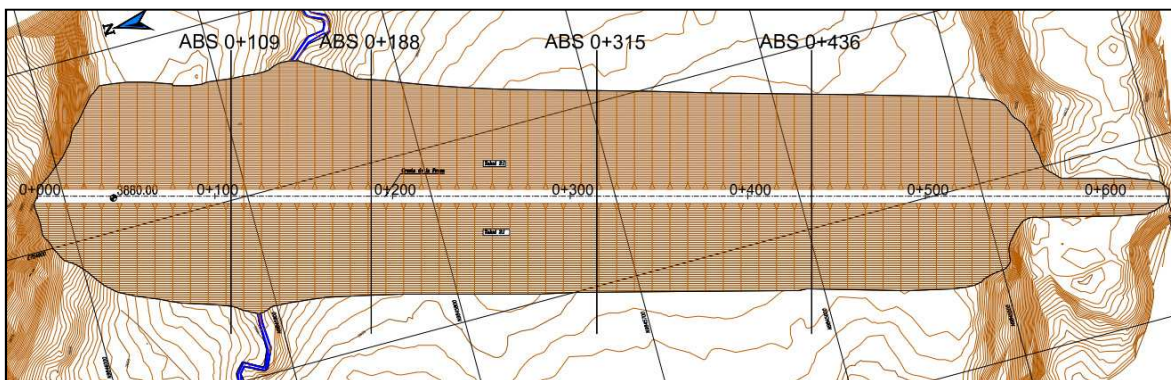
El análisis de la red de flujo se realiza en las secciones cuyas abscisas son: 0+109, 0+188, 0+315, 0+436, de las anteriores la primera corresponde a la sección en el cauce del río, es decir en vez de tener una primera capa impermeable correspondiente a la turba y limo plástico, se tiene un depósito aluvial relativamente permeable. Las demás secciones cuentan con una capa impermeable correspondiente al material descrito (Pt y MH), tanto aguas arriba como aguas abajo.

La figura 4.19 muestra la ubicación en planta de las 4 secciones analizadas.

En la sección 0+109 se considera un ancho efectivo de 50 m. correspondiente al ancho del depósito aluvial en el valle. Al no existir una pantalla de

impermeabilización se observa (figura 4.20) que las líneas de flujo pasan directamente por debajo de la trinchera del núcleo. El caudal infiltrado y que descarga en el canal de recolección tiene un valor igual a 0.11 l/s por metro lineal, con lo cual se obtiene un caudal infiltrado de 15.9 l/s para la longitud efectiva mencionada.

FIGURA 4.19: Implantación de las secciones de análisis

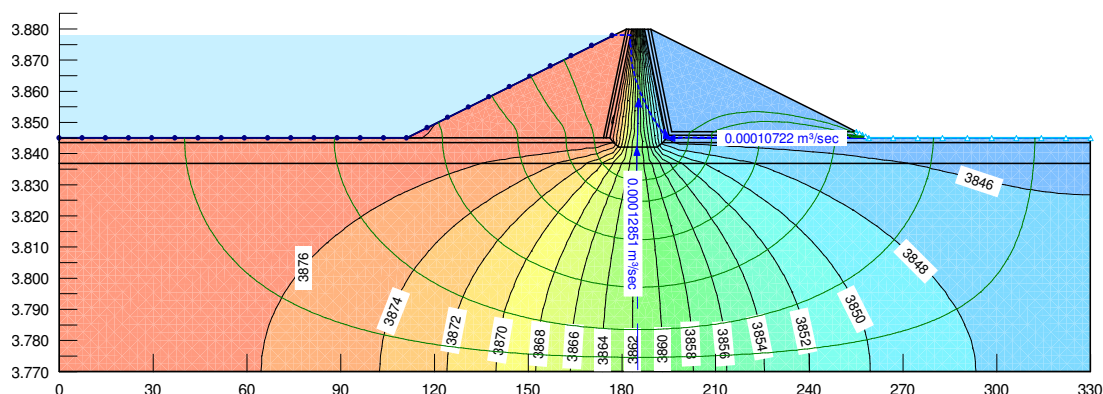


Fuente: ASTEC, Estudios de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El caudal que atraviesa el núcleo de la presa es $1E-4$ l/s/m, con lo que se valida tanto el material que constituye el núcleo así como el ancho en su base; sin embargo se observa que el caudal que atraviesa el suelo de cimentación directamente debajo del núcleo es 0.13 l/s/m, resultado que justifica la presencia de las inyecciones de impermeabilización como se verá más adelante.

Se observa que las líneas equipotenciales se concentran en el núcleo y por tanto se tiene un mayor gradiente hidráulico en esa zona, con lo que se concluye el correcto desempeño del núcleo.

FIGURA 4.20: Red de Flujo Embalse Lleno Talud 1:2 (ABS 0+109)

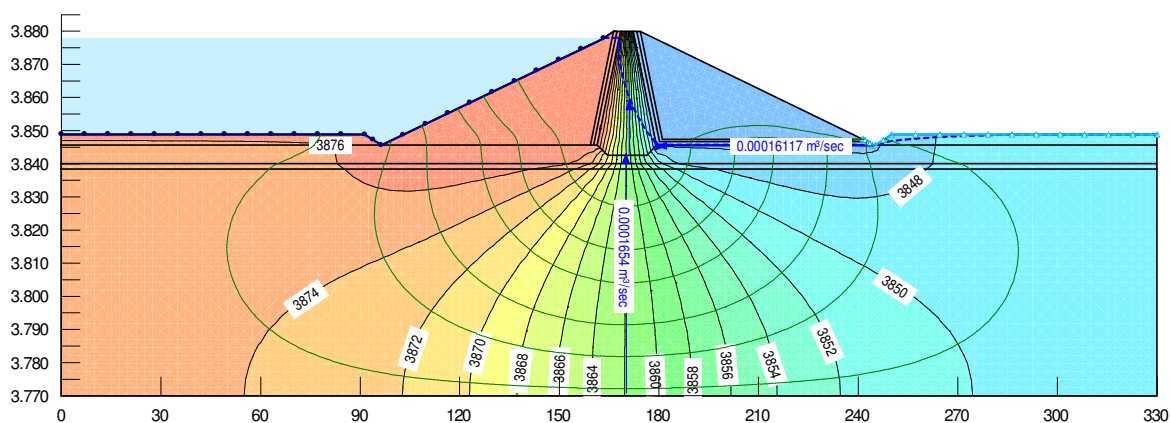


Fuente: Salida Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La sección correspondiente a la abscisa 0+188 tiene un ancho efectivo igual a 103 m. para el cual el caudal infiltrado es 16.6 l/s, mientras que el caudal por metro de ancho medido en el centro del núcleo y subsuelo es $7.05E-4$ l/s/m y 0.17 l/s/m respectivamente, estos valores son ligeramente mayores a los anteriores lo que se explica por la presencia de un estrato de mayor permeabilidad con mayor potencia con respecto al anterior, por lo cual el gradiente hidráulico es menor y por tanto el caudal mayor.

FIGURA 4.21: Red de Flujo Embalse Lleno Talud 1:2 (ABS 0+188)



Fuente: Salida Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Es evidente que la mayoría de las líneas de flujo no atraviesan la turba y describen una trayectoria que atraviesa el espaldón aguas arriba y posteriormente

el subsuelo, debido a que la turba tiene una permeabilidad relativamente pequeña.

Finalmente las dos secciones restantes (0+315 y 0+436) presentan resultados similares siendo los caudales de filtración unitarios 0.105 l/s/m y 0.115 l/s/m respectivamente, que considerados en sus correspondientes longitudes efectivas se tiene un caudal total de 13 l/s y 14.3 l/s respectivamente.

En resumen el caudal infiltrado en toda la longitud efectiva de la presa es 59.8 l/s, lo que representa el 36% del caudal de aprovechamiento, razón por la cual es mandatorio utilizar una pantalla de impermeabilización en el centro del núcleo directamente debajo de éste.

Cuadro 4.10: Resumen Caudal Infiltrado en la Presa sin Impermeabilización

Abscisa	L (m)	q (l/s/m)	Q (l/s)
109	50	0.107	15.9
188	103	0.161	16.6
315	124	0.105	13.0
436	124.5	0.115	14.3
Total	500	0.488	59.8

Fuente: Salida Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

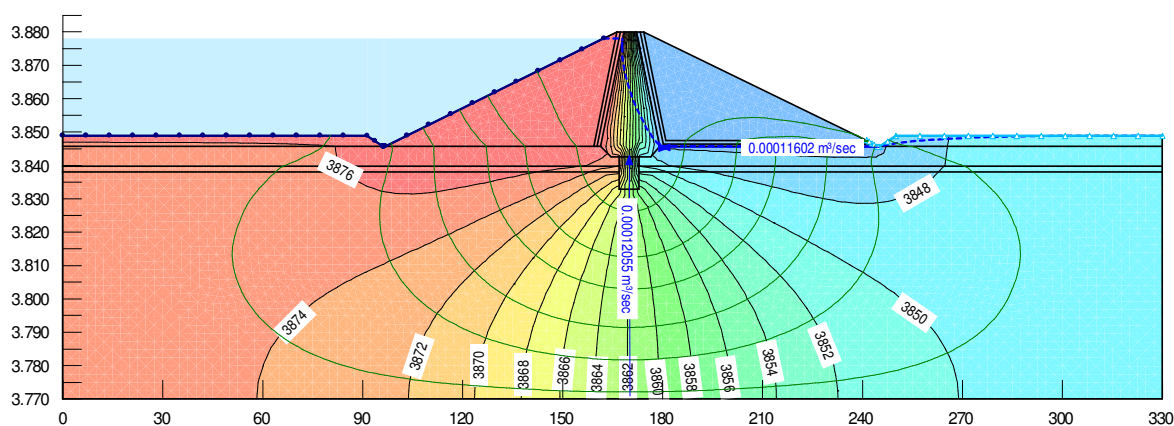
Los resultados de todos los modelos analizados se encuentran en el Anexo 8.2

4.3.2.2. Red de Flujo Con Inyecciones de Impermeabilización

Éste análisis se realiza bajo las mismas condiciones de borde que poseen los modelos anteriores e incluyendo pantallas de impermeabilización (inyecciones de cemento) de 10 m, 20 m y 30 m, que reducen la permeabilidad del suelo de cimentación, ya que el cemento ocupa los espacios vacíos del suelo, conservadoramente adopta que la permeabilidad de las pantallas es igual a la del núcleo.

De los resultados antes presentados se deduce que la sección más crítica es la que se encuentra en la abscisa 0+188 al presentar un mayor valor de caudal unitario. La figura 4.22 muestra los resultados de la sección 0+188 para una pantalla de impermeabilización correspondiente a 10 m. de profundidad, mientras que en el cuadro 4.10 se encuentra el resumen de los resultados de todas las secciones analizadas.

FIGURA 4.22: Red de Flujo Embalse Lleno con Impermeabilización (P=10 m) Talud 1:2 (ABS 0+188)



Fuente: Salida Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Se observa que la distribución de las líneas equipotenciales prácticamente no varía con respecto al modelo sin inyecciones, ya que se tiene directamente bajo al núcleo una carga total de presión de igual valor (3862).

Cuadro 4.11: Caudal Infiltrado en la Presa con Impermeabilización (P=10 m)

Abscisa	L (m)	q (l/s/m)	Q (l/s)
0+109	148.5	0.091	13.5
0+188	103	0.116	12
0+315	124	0.082	10.1
0+436	124.5	0.081	10.1
Total	500	-	45.7

Fuente: Salida Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El caudal a lo largo de toda la presa es 45.7 l/s, valor que se considera aún no aceptable, por lo que se evalúa la infiltración correspondiente a una pantalla de impermeabilización igual a 20 m de profundidad.

En la figura 4.22 se identifica la red de flujo para el modelo con pantallas de impermeabilización correspondientes a una profundidad de 20 m, los resultados en toda la longitud de la presa se presenta en el cuadro 4.11.

Prácticamente la distribución de las líneas equipotenciales sigue sin modificarse y el caudal de infiltración es 8.3 l/s menor con respecto al caudal de infiltración con pantallas de 10 m. de profundidad, sin embargo se requiere un análisis con pantallas cuya profundidad sea 30 m.

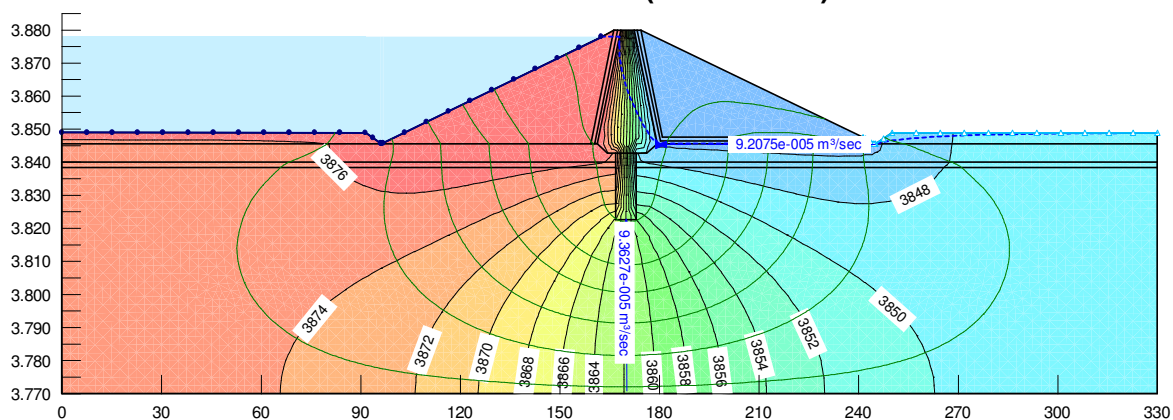
Cuadro 4.12: Caudal Infiltrado en la Presa con Impermeabilización (P=20 m)

Abscisa	L	q (l/s/m)	Q (l/s)
109	148.5	0.073	10.8
188	103	0.092	9.5
315	124	0.069	8.5
436	124.5	0.068	8.5
Total	500	-	37.3

Fuente: Salida Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.23: Red de Flujo Embalse Lleno con Impermeabilización (P=20 m) Talud 1:2 (ABS 0+188)



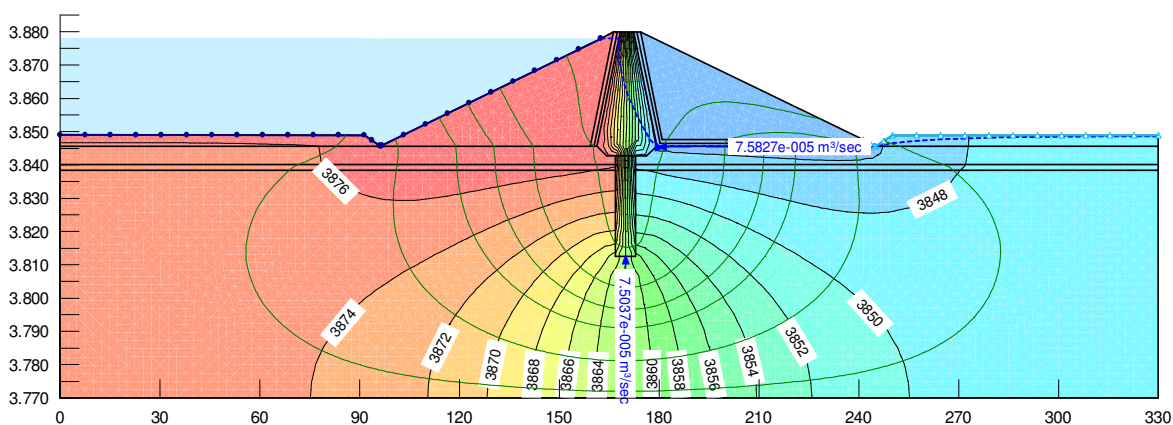
Fuente: Salida Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La pantalla de impermeabilización de 30 m. de profundidad no presenta un cambio significativo en cuanto a las líneas equipotenciales; no obstante debido a que la pantalla obliga a que las líneas de flujo pasen por debajo de éste elemento el caudal se modifica, reduciéndolo a 29.8 l/s en la longitud efectiva total de la presa.

En la figura 4.24 se muestra la red de flujo para la sección más crítica (Abs 0+188), ahí se evidencia lo antes mencionado, mientras que en el cuadro 4.13 se muestra el resumen de los caudales obtenidos de los modelos realizados en las diferentes secciones propuestas.

FIGURA 4.24: Red de Flujo Embalse Lleno con Impermeabilización (P=30 m) Talud 1:2 (ABS 0+188)



Fuente: Salida Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Cuadro 4.13: Caudal Infiltrado en la Presa con Impermeabilización (P=30 m)

Abscisa	L	q (l/s/m)	Q (l/s)
109	148.5	0.054	8.0
188	103	0.076	7.8
315	124	0.052	6.4
436	124.5	0.060	7.5
Total	500	-	29.8

Fuente: Salida Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La carga total de presión con la que llega a la cimentación del espaldón es 3846 msnm, valor que coincide con la cota de cimentación.

Los resultados antes mostrados indican que es necesario incluir en el diseño de la presa las inyecciones de impermeabilización, ya que reducen el caudal de infiltración de 60 l/s (sin inyecciones de impermeabilización) a 30 l/s (con pantalla de impermeabilización $P=30$ m).

Los modelos de todas las secciones analizadas se encuentran en el Anexo 8.2

4.3.3. ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL

En éste acápite se diseña el cuerpo de la presa desde el punto de vista deformacional y tensional, es decir con una geometría dada se analiza que el asentamiento producido no sea excesivo y que los esfuerzos generados en el cuerpo de la presa no sean de tracción especialmente en el núcleo de la presa, ya que puede comprometer su estabilidad interna.

Al igual que en el análisis de red de flujo se evalúa el asentamiento y esfuerzos en las 4 secciones propuestas. Abs: 0+109, 0+188, 0+315, 0+432.

De acuerdo al análisis de estabilidad se propone una presa con taludes 1v:2h cuya máxima altura es 35 m. y se encuentra cimentada en la cota 3845 msnm como el nivel más bajo.

Los modelos ejecutados contemplan la remoción del material considerado como altamente compresible y el proceso de descarga (excavación) y carga (cuerpo de la presa) por etapas, todos los modelos contemplan 7 etapas de carga durante su construcción.

La dimensión de los elementos finitos de los modelos se estable en 1 m por lado, tanto para los elementos cuadrangulares como triangulares, tal cual como se justifica en acápite posteriores. Los estados tensionales se evalúa en las direcciones principales “x” e “y”

Cuadro 4.14: Estados de Carga Idealizados y Modelados

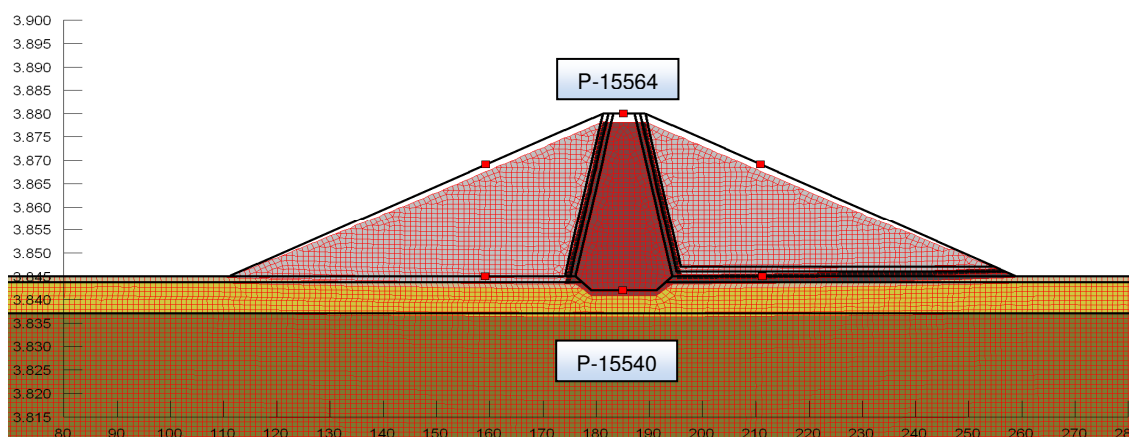
Etapa de Carga	Altura máx. de presa (m)	Presión bajo la cimentación, σ_{tr} (t/m ²)
1	5	9.3
2	10	18.6
3	15	27.9
4	20	37.2
5	25	46.5
6	30	55.8
7	35	65.1

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.3.3.1. Asentamientos y Esfuerzos Generados en la Sección 0+109

La sección analizada atraviesa el fondo del cauce, la cimentación se ubica sobre la cota 3845 msnm y contempla la excavación de aproximadamente 1 m. de material aluvial propio del cauce.

El suelo de cimentación se idealiza con estratos paralelos a la base de la presa, de arenas y gravas en matriz limosa con 1.3 m, seguido de una capa de arenas y limos de 6.7 m de potencia, abajo del cual se ubica un estrato de arenas y gravas cuya potencia no se confirma con la prospección realizada pero se utiliza un valor arbitrario igual a la altura de la presa en donde se prevé que la deformación es despreciable.

FIGURA 4.25: Asentamiento del Cuerpo de la Presa ABS 0+109 (Talud 1:2)

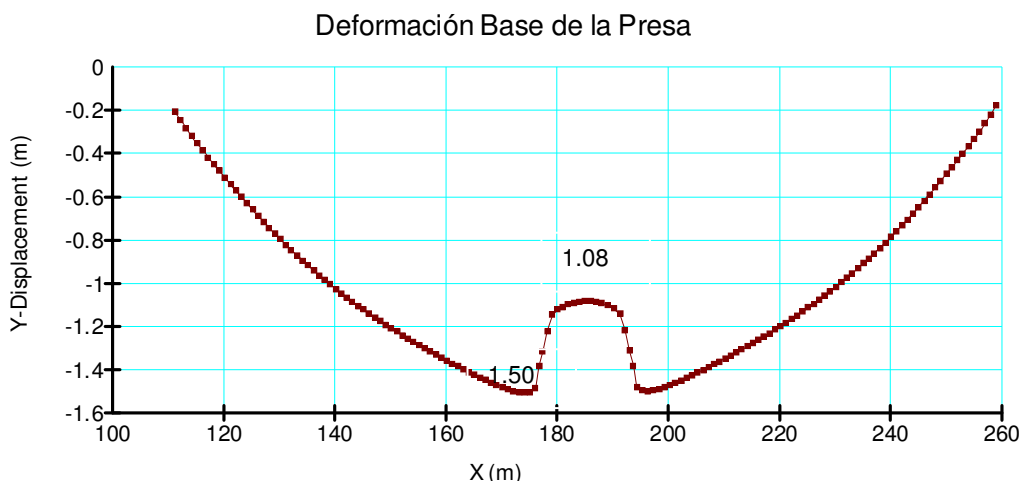
Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La figura 4.26 muestra la posición de la presa con y sin deformación al término de los 7 estados de carga modelados (idealización de estados de carga durante la construcción), se obtiene que en el centro del núcleo directamente bajo la trinchera la deformación es 1.08 m. (P-15540), mientras que en el centro de la corona su valor es mayor 1.74 m. (P-15564), (Los gráficos de la deformación se presenta en el Anexo 8.3). lo que sugiere que el cuerpo del núcleo se asienta alrededor de 0.65 m, durante el proceso de construcción.

Los espaldones se asientan 0.20 m en los extremos, presentándose su máximo valor alrededor del núcleo con 1.5 m. No se observan asentamientos diferenciales considerables en la zona central del núcleo (alrededor de 0.01 m). En todo caso el máximo asentamiento calculado en la base no excede el 5% de la altura total de la presa que normalmente se observa en presas cimentadas sobre material blando.

Tanto el cuerpo del núcleo como los espaldones de la presa, no muestran zonas de tracción en la dirección “y”, presentándose una concentración de esfuerzos de compresión en las zonas próximas al núcleo, lo que coincide y se explica con las zonas de máxima deformación alcanzadas

FIGURA 4.26: Deformación Absoluta Base de la Presa ABS 0+109 (Talud 1:2)

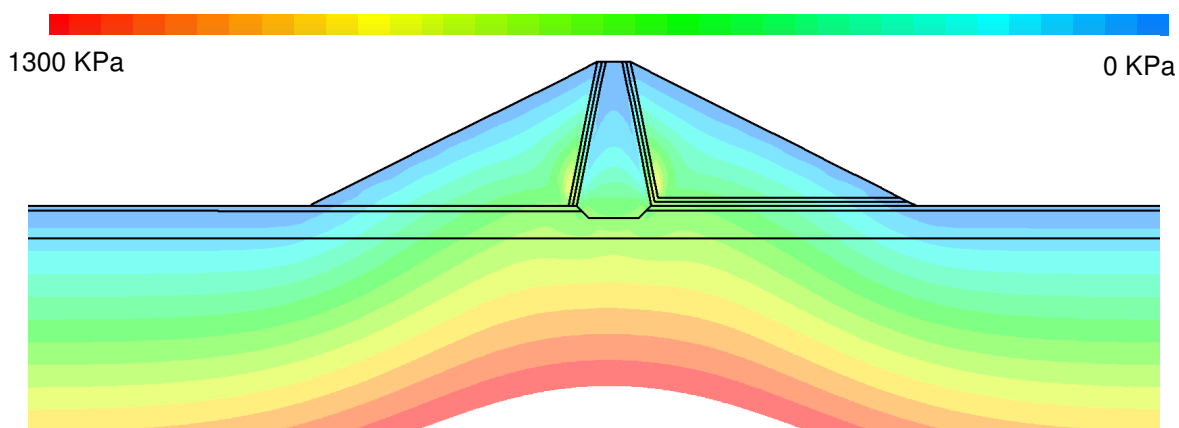


Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El esfuerzo máximo de compresión tiene un valor igual a 750 kPa en los sitios antes mencionados (color amarillo en el cuerpo de la presa), la trayectoria de las isolíneas de esfuerzos, muestra una tendencia a la formación del fenómeno de arqueado en el núcleo.

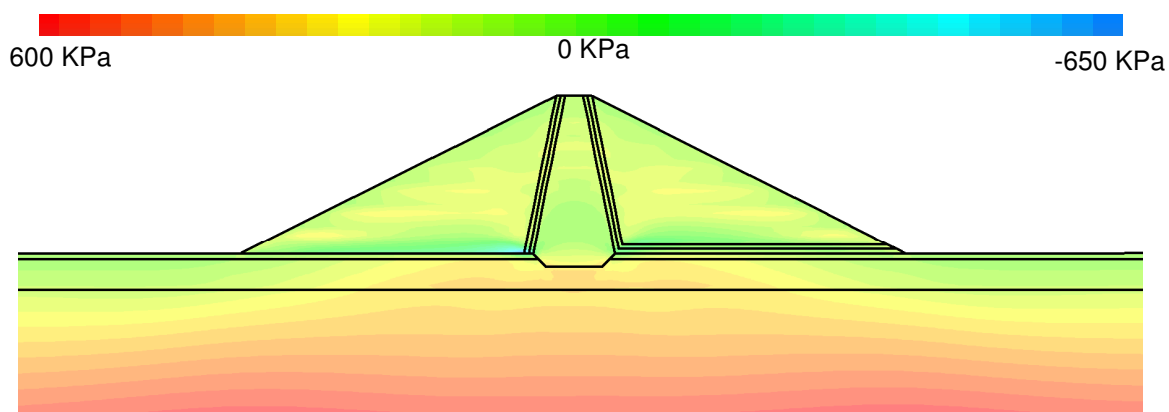
Para éste tipo suelo de cimentación (estratificado) en la sección analizada se obtiene que el rango de esfuerzos admisibles está entre $110 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{adm} \leq 1183 \text{ t/m}^2$ (valor teórico) correspondientes a tener $0.6 \text{ m} \leq B \leq 148 \text{ m}$ (valor teórico). El valor de $B = 0.6$ corresponde al valor que representa el esfuerzo admisible mínimo calculado para estos suelos de acuerdo a la curva q_{ult} vs. B mostrada en el Anexo 8.4. De manera conservadora se estima un valor efectivo de $B = 15 \text{ m}$. con lo cual se concluye que el esfuerzo admisible es $\sigma_{adm} = 209 \text{ t/m}^2$ y por tanto el F.S. = 3.21 con respecto al esfuerzo de trabajo $\sigma_{tr} = 65 \text{ t/m}^2$.

FIGURA 4.27: Esfuerzos Generados en “y” ABS 0+109 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los esfuerzos inducidos por los estados de carga en la dirección “x” presentan valores negativos, lo que se interpreta como esfuerzos de tracción en los espaldones, específicamente en la zona de mayor deformación; sin embargo esto no representa inestabilidad de la presa, ya que éste es un proceso que se desarrolla conforme avanza la construcción del cuerpo de la presa, en el cual el material de escollera se reacomoda. El núcleo no presenta esfuerzos de tracción alguno. Es importante señalar que el valor de tracción es teórico ya que en realidad el suelo no soporta tracción

FIGURA 4.28: Esfuerzos Generados en “x” ABS 0+109 (Talud 1:2)

Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

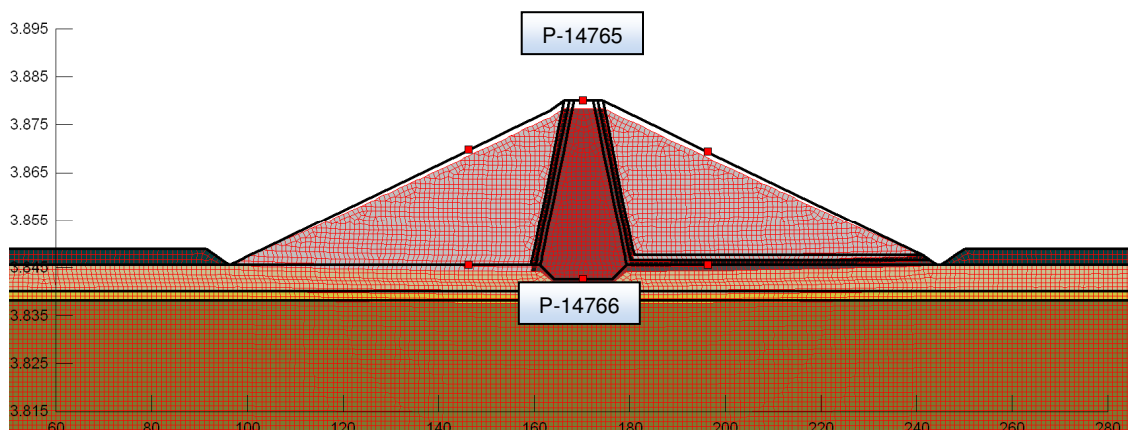
4.3.3.2. Asentamientos y Esfuerzos Generados en la Sección 0+188

En ésta sección la cimentación de la presa se ubica en la cota 3845.6 msnm, 0.6 m por encima de la sección anterior pero cuyo perfil geológico transversal difiere, en ésta sección se contempla la excavación de 3.2 m. de material considerado como inapropiado para la cimentación de la presa, es decir turbas y limos plásticos. El suelo de cimentación se idealiza con estratos paralelos a la base de la presa, en primera instancia arenas y gravas en matriz limosa de 5.6 m de profundidad, a continuación una pequeña capa de arenas y limos de 1.8 m de espesor, abajo del mismo se ubica un estrato de arenas y gravas cuya potencia no se confirma con la prospección realizada por lo que se utiliza al igual que en la sección anterior un valor arbitrario.

Una vez modelado los 7 estados de carga (idealización de estados de carga durante la construcción), para dicha sección, en la figura 4.29 se muestra la presa con su geometría no deformada y la malla de elementos finitos deformada, obteniéndose un asentamiento en el centro de la trinchera correspondiente al núcleo, de 0.99 m (P-14766), mientras que en la zona superior (corona de la presa) la deformación es 1.59 m (P-14765), con estos resultados se presume que el asentamiento propio del núcleo en la parte central es 0.6 m. durante la construcción de la obra, para 34.4 m de altura de presa.

Por otra parte, el cuerpo de los espaldones se asienta menos de 5 cm en un punto ubicado a la mitad de la altura de la presa con respecto a la base.

FIGURA 4.29: Asentamiento del Cuerpo de la Presa ABS 0+188 (Talud 1:2)

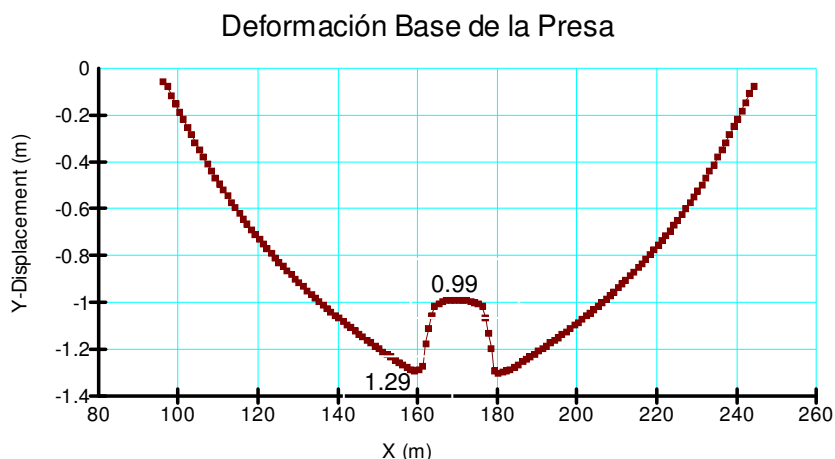


Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los espaldones generan un asentamiento en la cimentación de aproximadamente 0.07 m en los extremos, y su máximo valor se presenta alrededor del núcleo con 1.29 m. No se observan asentamientos diferenciales considerables en la zona central del núcleo (alrededor de 0.01 m). En ésta sección la altura de la presa prácticamente es la misma que la anterior y pese a que posee un perfil geológico ligeramente diferente, los resultados son similares e inclusive menores al 5% de la altura total de la presa.

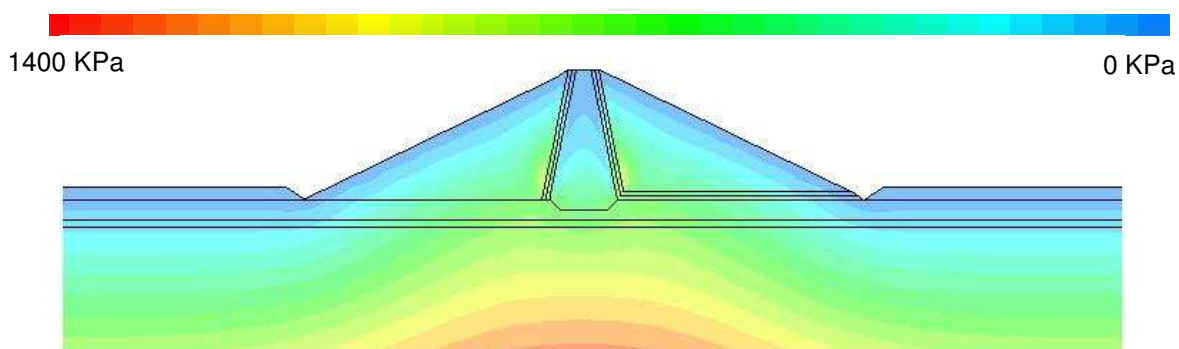
En la figura 4.31 se muestra claramente que los esfuerzos en la dirección “y” son de compresión, produciéndose una concentración de esfuerzos en los costados próximos al núcleo cuyo valor es 850 kPa (amarillo de la gama de colores). Una vez más se observa la tendencia a la formación del fenómeno de arqueado en el centro del núcleo; sin embargo se prevé que no se llega a dar éste fenómeno. Además se nota que la influencia de la carga que genera la presa en el suelo de cimentación es mínima o prácticamente nula 20 a 40 m antes y después de los espaldones aguas arriba y abajo respectivamente (Isolíneas prácticamente horizontales).

FIGURA 4.30: Deformación Absoluta Base de la Presa ABS 0+188 (Talud 1:2)

Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El diagrama de isolíneas de la figura 4.32 muestra esfuerzos de tracción (negativos) en la dirección “x” siendo su máximo valor teórico -295 kPa, correspondiente a la zona de mayor deformación; sin embargo como se explico anteriormente esto no repercute en la inestabilidad interna de la presa. El núcleo no presenta esfuerzo de tracción alguno.

FIGURA 4.31: Esfuerzos Generados en “y” ABS 0+188 (Talud 1:2)

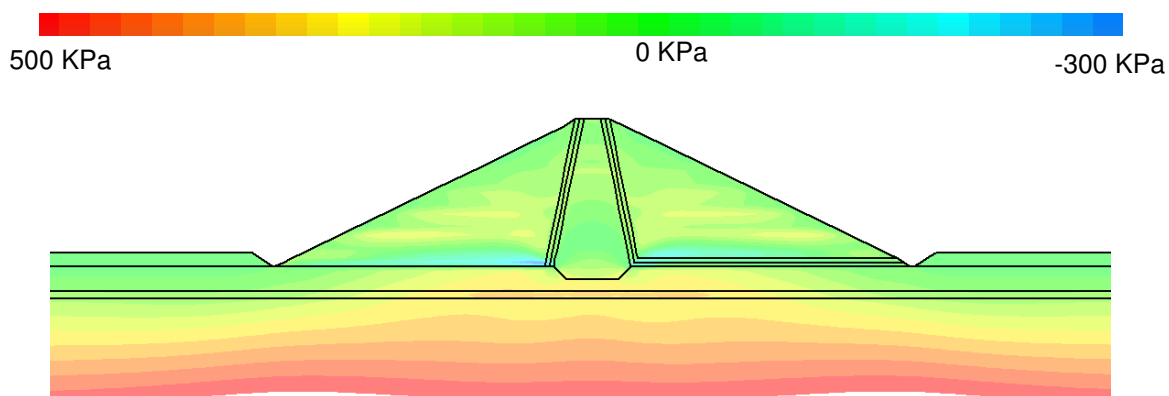
Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Para éste tipo suelo de cimentación (estratificado) en la sección analizada se obtiene que el rango de esfuerzos admisibles está entre $146 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{adm} \leq 1181 \text{ t/m}^2$ (valor teórico) correspondientes a tener $1 \text{ m} \leq B \leq 140 \text{ m}$ (valor teórico). El valor de $B = 1 \text{ m}$ corresponde al valor que representa el esfuerzo admisible mínimo

calculado para estos suelos de acuerdo a la curva q_{ult} vs. B mostrada en el Anexo 8.4. De manera conservadora se estima un valor efectivo de $B = 15$ m. con lo cual se concluye que el esfuerzo admisible es $\sigma_{adm} = 250 \text{ t/m}^2$ y por tanto el F.S. = 4.07 con respecto al esfuerzo de trabajo $\sigma_{tr} = 61 \text{ t/m}^2$.

FIGURA 4.32: Esfuerzos Generados en “x” ABS 0+188 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.3.3.3. Asentamientos y Esfuerzos Generados en la Sección 0+315

La sección analizada se ubica aproximadamente en la mitad del valle, en éste sitio la presa se cimenta sobre la cota 3847 msnm, para ello se recomienda excavar 2.5 m de profundidad correspondiente a la turbas y limos plásticos.

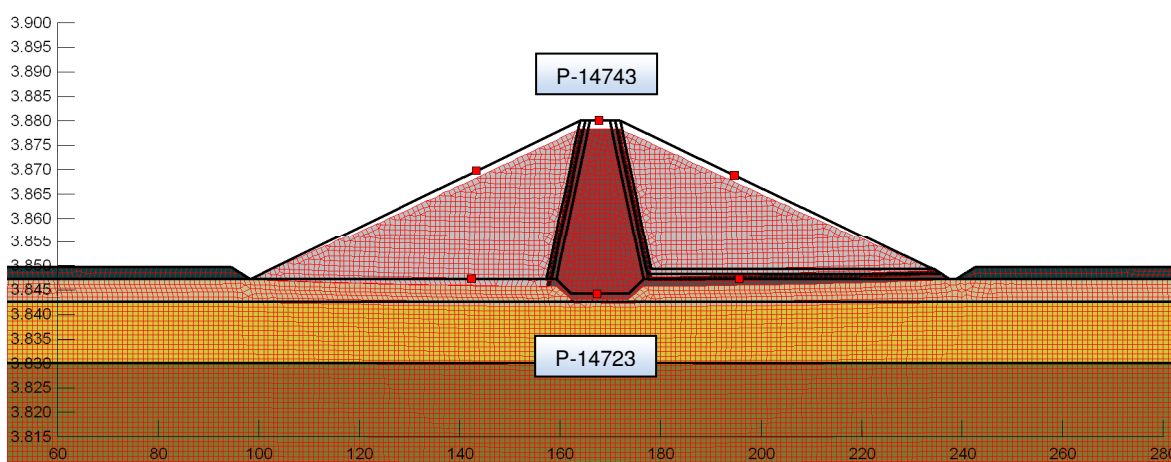
El suelo de cimentación se idealiza con estratos paralelos a la base de la presa, primero un material conformado por arenas y gravas en matriz limosa de 4.6 m de profundidad, a continuación de éste, se presenta un estrato de arenas y limos cuya potencia es 12.6 m y bajo éste se ubica un estrato de arenas y gravas cuya potencia no se confirma con la prospección realizada pero se utiliza un valor arbitrario.

La geometría de la presa deformada y sin deformar (33 m. de altura) se observa en la figura 433, la deformación al término de los 7 estados de carga modelados (estados de carga idealizados durante el proceso de construcción) en un punto ubicado en el centro de la trinchera del núcleo es 1.27 m ($\approx 4\%$) (P-14723); mientras que la deformación en la corona de la presa es 1.87 m (P-14743), lo que

sugiere que el asentamiento del cuerpo del núcleo es 0.60 m hasta la finalización de su construcción, resultado muy similar a los anteriores.

Los espaldones en su cimentación se asientan 0.11 m en los extremos, presentándose su máximo valor alrededor del núcleo con 1.58 m. No se observan asentamientos diferenciales considerables en la zona central del núcleo (alrededor de 0.02 m). En general se puede fijar que el núcleo se asienta 1.27 m con respecto a su posición inicial.

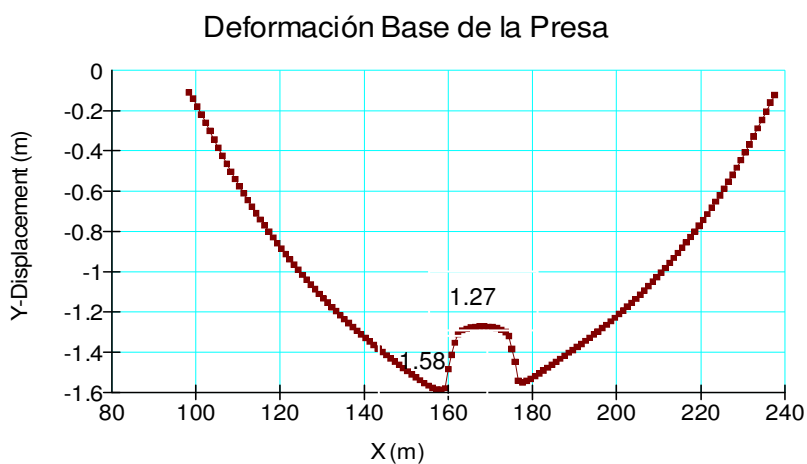
FIGURA 4.33: Asentamiento del Cuerpo de la Presa ABS 0+315 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.34: Deformación Absoluta Base de la Presa ABS 0+315 (Talud 1:2)



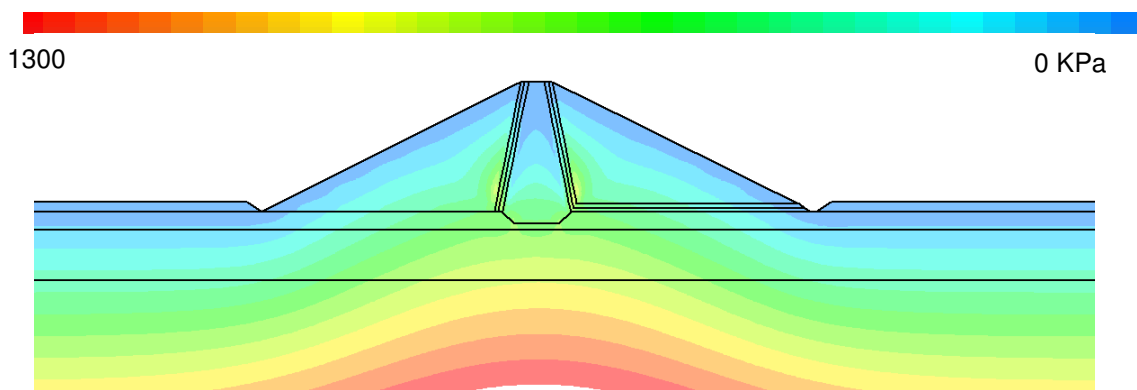
Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Al igual que en los casos anteriores, los esfuerzos en la dirección “y” son sólo de compresión como es de esperarse y se observa una concentración de esfuerzos en las zonas próximas al núcleo en la parte inferior (color amarillo de la gama de colores). El esfuerzo máximo de compresión tiene un valor igual a 700 kPa en los sitios antes mencionados, la trayectoria de las isolíneas de esfuerzos muestra la tendencia a la formación del fenómeno de arqueado en el núcleo.

Para éste tipo suelo de cimentación (estratificado) en la sección analizada se obtiene que el rango de esfuerzos admisibles está entre $110 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \leq 839 \text{ t/m}^2$ (valor teórico) correspondientes a tener $1.5 \text{ m} \leq B \leq 140 \text{ m}$ (valor teórico). El valor de $B = 1.5 \text{ m}$ corresponde al valor que representa el esfuerzo admisible mínimo calculado para estos suelos de acuerdo a la curva q_{ult} vs. B mostrada en el Anexo 8.4. De manera conservadora se estima un valor efectivo de $B = 15 \text{ m}$. con lo cual se concluye que el esfuerzo admisible es $\sigma_{\text{adm}} = 181 \text{ t/m}^2$ y por tanto el F.S. = 2.95 con respecto al esfuerzo de trabajo $\sigma_{\text{tr}} = 61 \text{ t/m}^2$.

FIGURA 4.35: Esfuerzos Generados en “y” ABS 0+315 (Talud 1:2)

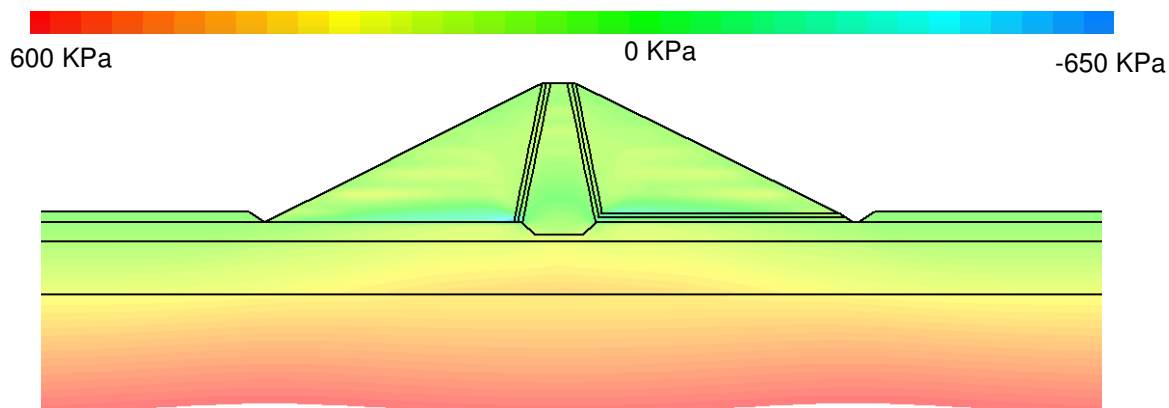


Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los esfuerzos inducidos por los estados de carga en la dirección “x” presentan valores correspondientes a un comportamiento traccionante tanto en los espaldones con tensiones que llegan a -550 KPa (teórico) como en el núcleo (condición no deseable) con tensiones prácticamente despreciables, inferiores a -25 kPa (teórico) (figura 4.36); sin embargo éste fenómeno no se produce en la práctica, su explicación se encuentra en el numeral correspondiente al análisis de

los resultados.

FIGURA 4.36: Esfuerzos Generados en “x” ABS 0+315 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

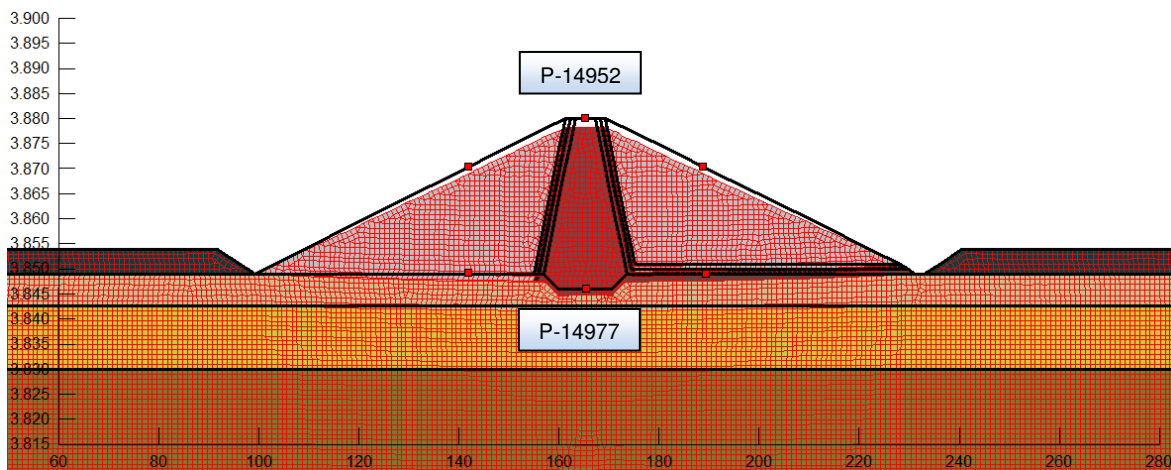
4.3.3.4. Asentamientos y Esfuerzos Generados en la Sección 0+436

La última sección analizada se ubica aproximadamente a un costado, en la margen derecha del cauce, en éste sitio se prevé necesario la excavación de 5 m de profundidad hasta alcanzar un estrato adecuado para la cimentación de la presa (Cota 3849 msnm).

El suelo de cimentación del modelo se genera con estratos paralelos a la base de la presa, conformado con una capa de arenas y gravas en matriz limosa que llega hasta la cota 3842.6 msnm (6.4 m de profundidad), bajo éste se ubica otro estrato de 12.6 m. hasta la cota 3830 msnm de éste arenas y limos, finalmente se tiene un estrato de arenas y gravas cuya potencia no se confirma con la prospección realizada en campo, pero se utiliza un valor arbitrario al igual que en los demás modelos. La presa en la sección indicada hasta la cota de coronación tiene 31 m de altura, en la figura 4.37 se puede apreciar la geometría deformada de la presa y la deformación del sistema suelo de cimentación-presas bajo los 7 estados de carga (estados de carga idealizados durante el proceso de construcción), para ésta condición el asentamiento producido en un punto ubicado en el centro de la trinchera perteneciente al núcleo es 1.23 m (P-14977) y el asentamiento propio del cuerpo del núcleo es 0.54 m. hasta la finalización de su construcción, ya que

la deformación en el centro de la corona de la presa con respecto a la posición inicial es 1.77 m (P14952).

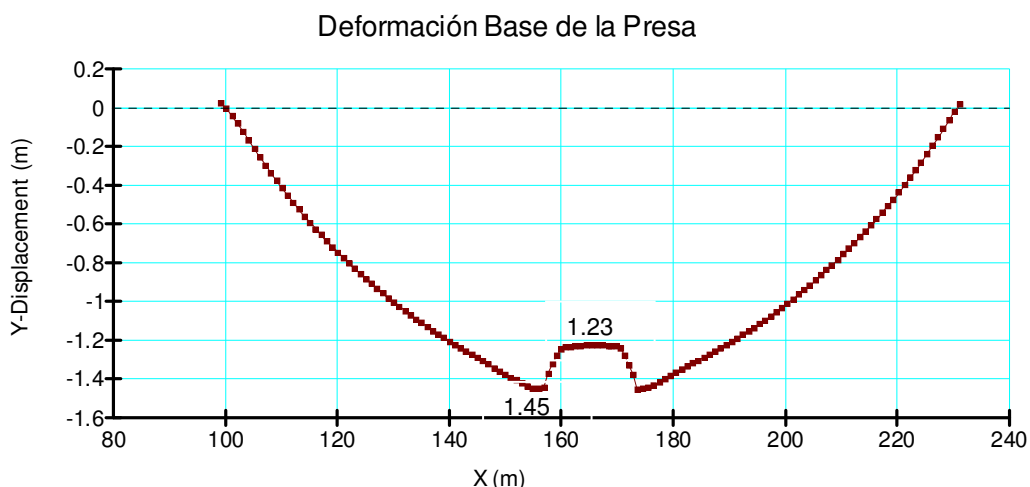
FIGURA 4.37: Asentamiento del Cuerpo de la Presa ABS 0+436 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los espaldones relativamente no se asientan en los extremos, mientras que en la dirección "x" se desplaza alrededor de 0.25 m, el máximo asentamiento se ubica en las cercanías del núcleo con un valor igual a 1.45 m. No se observan asentamientos diferenciales considerables en la zona central del núcleo (alrededor de 0.01 m).

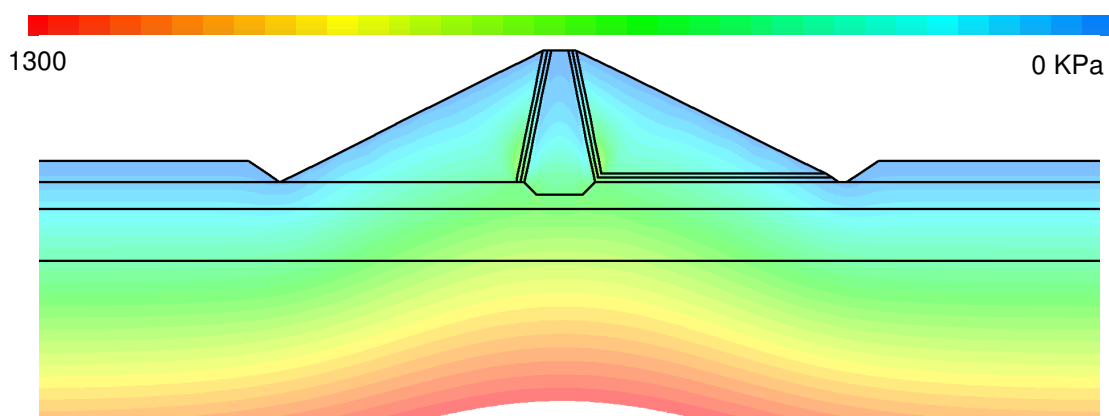
FIGURA 4.38: Deformación Absoluta Base de la Presa ABS 0+436 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B

La distribución de las isolíneas de esfuerzos en la dirección “y” es muy similar a los anteriores modelos ejecutados, presentándose esfuerzos de compresión de hasta 500 kPa en el núcleo y una concentración de esfuerzos en los espaldones y filtros hasta de 650 kPa. Al igual que en las secciones antes analizadas se muestra la tendencia a la formación del fenómeno de arqueo en el núcleo.

FIGURA 4.39: Esfuerzos Generados en “y” ABS 0+436 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W

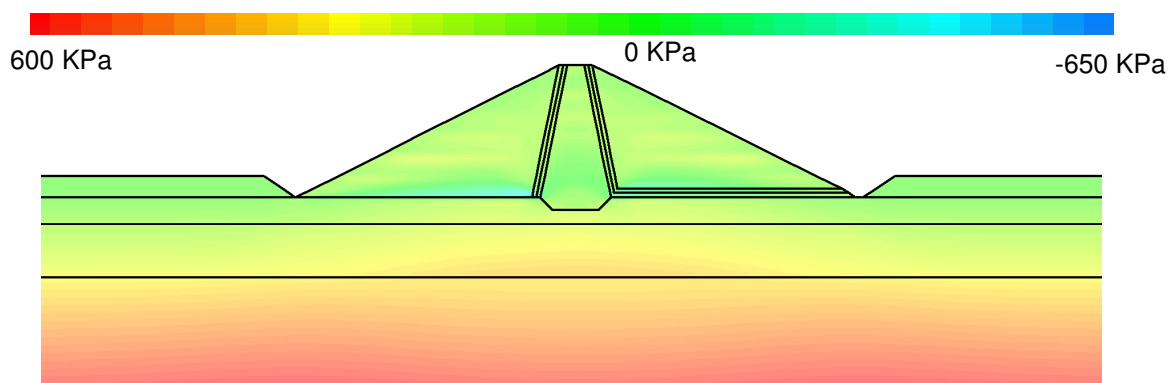
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Para éste tipo suelo de cimentación (estratificado) en la sección analizada se obtiene que el rango de esfuerzos admisibles está entre $182 \text{ t/m}^2 \leq \sigma_{\text{adm}} \leq 840 \text{ t/m}^2$ (valor teórico) correspondientes a tener $2.2 \text{ m} \leq B \leq 132 \text{ m}$ (valor teórico). El valor de $B = 2.2 \text{ m}$ corresponde al valor que representa el esfuerzo admisible mínimo calculado para estos suelos de acuerdo a la curva q_{ult} vs. B mostrada en el Anexo 8.4. De manera conservadora se estima un valor efectivo de $B = 15 \text{ m}$. con lo cual se concluye que el esfuerzo admisible es $\sigma_{\text{adm}} = 247 \text{ t/m}^2$ y por tanto el F.S. = 4.14 con respecto al esfuerzo de trabajo $\sigma_{\text{tr}} = 60 \text{ t/m}^2$.

En cuanto a la dirección “x” los esfuerzos generados por los estados de carga, la sección analizada se comporta de forma similar a la anterior, es decir se evidencia esfuerzos de compresión tanto en los espaldones como en la parte inferior del núcleo con valores de -550 kPa y -25 kPa respectivamente (valores teóricos), condición no deseable como se señaló antes; sin embargo estos resultados no se producirían en la práctica por la misma razón, la cual se explica en los análisis de resultados en la sección correspondiente a éste modelo.

La figura 4.40 muestra la distribución de las isolíneas de esfuerzos en la dirección “x”.

FIGURA 4.40: Esfuerzos Generados en “x” ABS 0+436 (Talud 1:2)



Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Una vez obtenidos los respectivos datos de salida de los diferentes modelos simulados y por tanto la geometría final del cuerpo de la presa, se analiza y comenta los resultados obtenidos a partir de las secciones analizadas.

4.4.1. RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ESTABILIDAD

Los modelos simulados tanto aguas arriba como aguas abajo son conservadores ya que no se considera la carga del material de la turba y limos plásticos que son removidos para la cimentación de la obra pero están presentes tanto aguas arriba como debajo de la presa (estrato superficial que se muestra en los perfiles geológicos); aunque la resistencia al corte de estos suelos es baja, ayuda a la estabilidad del talud tanto aguas arriba como aguas abajo.

El método de cálculo con el cual se evalúa la estabilidad de los taludes de la presa es Bishop Simplificado o Modificado, el cual no considera las fuerzas de corte entre dovelas. En el numeral 4.5.1. correspondiente al análisis de sensibilidad se evalúa la incidencia en el F.S cuando éste es calculado con otro método que considera éstas fuerzas

4.4.1.1. Estabilidad Aguas Arriba

Inicialmente se considera un talud 1V:1.5H, con ésta geometría los resultados en la sección en donde la presa tiene mayor altura y por tanto la más crítica se muestran en el cuadro 4.15.

CUADRO 4.15: Factores de Seguridad Aguas Arriba con Talud 1V:1.5H

Caso	Condición	Factor de Seguridad	
		Calculado	Mín.
1	Final de Construcción	1.35	1.25
2	Operación con embalse lleno	1.51	1.50
3	Desembalse rápido	1.29	1.20
4	Carga Sísmica, caso (1)	1.13	1.10
5	Carga Sísmica, caso (2)	0.81	1.10
6	Carga Sísmica, caso (3)	0.92	1.10
7	Carga Sísmica, Operación Normal	0.77	1.10

Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El F.S. para las casos (1), (2) y (3) son apropiados, ya que en la primera condición la falla es superficial y dado el caso en que se produzca, ésta falla no representa mayor peligro en la estabilidad del talud precisamente por ser de tipo superficial, en la segunda condición si bien con el círculo de falla más crítico (falla superficial) se obtiene un F.S.=1.33, inferior al mínimo establecido en el cuadro 3.14 (F.S._{min}=1.5), se considera apropiada la geometría del talud para ésta condición ya que para un círculo de falla considerable el factor de seguridad es 1.51, a más de la reducida probabilidad de encontrar el embalse completamente lleno.

En el caso de la estabilidad con carga sísmica (análisis pseudoestático), en definitiva los F.S. tienen valores bajos e inferiores a la unidad, excepto en el final de su construcción (Caso 4), que presenta un F.S.=1.13, se nota que la condición más crítica se presenta en la operación normal con carga sísmica, ya que en éste caso los coeficientes pseudostáticos son los más altos ($K_h = 0.195$; $K_v = 0.097$).

Se concluye por tanto que la geometría de la presa con taludes 1V:1.5H no brinda las seguridades del caso.

En cuanto al análisis de estabilidad con taludes 1V:2H los F.S. correspondientes a las condiciones sin sismo (Caso 1, 2 y 3) y con sismo al final de la construcción, son valores muy por encima de los mínimos establecidos y por tanto garantizan plenamente la estabilidad de la presa aguas arriba en esas condiciones. El resto de análisis con carga sísmica presenta F.S. sobre el valor mínimo como figura en el cuadro 4.16, es así que las condiciones más críticas se presentan con el embalse lleno con sismo y operación normal con sismo.

Por los resultados obtenidos se concluye que el talud (1V:2H) de los espaldones garantizan la estabilidad de la presa aguas arriba en todas las condiciones incluyendo sismo, bajo el análisis pseudoestático.

CUADRO 4.16: Factores de Seguridad Aguas Arriba con Talud 1V:2H

Caso	Condición	Factor de Seguridad	
		Calculado	Mín.
1	Final de Construcción	2.1	1.25
2	Operación con embalse lleno	2.04	1.50
3	Desembalse rápido	1.70	1.20
4	Carga Sísmica, caso (1)	1.53	1.10
5	Carga Sísmica, caso (2)	1.19	1.10
6	Carga Sísmica, caso (3)	1.27	1.10
7	Carga Sísmica, Operación Normal	1.10	1.10

Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.4.1.2. Estabilidad Aguas Abajo

Al igual que en el talud aguas arriba para éste análisis aguas abajo se inicia con el talud 1V:1.5H establecido en el predimensionamiento, y en la misma sección abs 0+109 (más crítica).

Los resultados obtenidos se muestran en el cuadro 4.17. El F.S. correspondiente a la primera condición es igual al obtenido con el análisis aguas arriba, ya que para éste caso las condiciones de borde en ambos modelos son las mismas y por tanto el tipo de falla también es superficial. En cuanto al F.S. obtenido para el segundo caso, en primera instancia es inferior al mínimo establecido con un valor igual a 1.35; sin embargo una vez más ésta falla es superficial y para una un círculo de falla considerable el F.S. es 1.5.

CUADRO 4.17: Factores de Seguridad Aguas Abajo con Talud 1V:1.5H

Caso	Condición	Factor de Seguridad	
		Calculado	Mín.
1	Final de Construcción	1.35	1.25
2	Operación con embalse lleno	1.50	1.50
3	Carga Sísmica, caso (1)	1.13	1.10
4	Carga Sísmica, caso (2)	1.02	1.10
5	Carga Sísmica, Operación Normal	0.95	1.10

Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El análisis pseudoestático muestra que sólo en el caso 3, correspondiente al análisis en fin de la construcción y sismo cumple con el F.S. mínimo, para los casos 4 y 5 el F.S. obtenido no cumple con los requerimientos establecidos en el cuadro 3.14, siendo la condición más crítica cuando se produzca un sismo que corresponda a los coeficientes $K_h = 0.195$; $K_v = 0.097$ en su operación normal (nivel del agua en 3865 msnm), estos resultados justifican la extensión del talud a 1V:2H.

El resumen de los resultados del análisis de estabilidad con la geometría 1V:2H se presenta en el cuadro 4.18 y los F.S. son superiores a los mínimos.

Los valores del F.S. en los casos 1 y 3 son menores a los de aguas arriba pese a tener la misma geometría y condiciones de borde; sin embargo el proceso constructivo es diferente aguas abajo ya que en éste sitio no se necesita de una

colocación y compactación con detalle como aguas arriba y el ángulo de fricción es menor por tanto el F.S también es menor.

CUADRO 4.18: Factores de Seguridad Aguas Abajo con Talud 1V:2H

Caso	Condición	Factor de Seguridad	
		Calculado	Mín.
1	Final de Construcción	1.82	1.25
2	Operación con embalse lleno	1.82	1.50
3	Carga Sísmica, caso (1)	1.48	1.10
4	Carga Sísmica, caso (2)	1.33	1.10
5	Carga Sísmica, Operación Normal	1.21	1.10

Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.4.1.3. Comprobación de Resultados de los Modelos de Estabilidad

Se validan los modelos al verificar el F.S. calculado con el software, para ello se toma el primer caso de las condiciones antes mencionadas del espaldón aguas arriba con la geometría del talud 1V:2H, pues la falla atraviesa sólo el material de escollera ($c = 0$) y por lo tanto la expresión con la que se calcula el F.S. en éste tipo de materiales es igual a la relación de la función trigonométrica tangente entre el ángulo de inclinación del talud y la tangente del ángulo de fricción del material, éste valor de F.S. coincide con el valor que calcula el programa con la ecuación 3.5, de esa manera se obtiene el mismo factor que el determinado a partir de la simulación, es decir $F.S. = 2.1$, validando éste y los demás modelos ya que son los mismos modelos con la adición de otras fuerzas.

4.4.2. RESULTADOS DE LOS MODELOS DE RED DE FLUJO

Los modelos se elaboran y ejecutan considerando un flujo bidireccional en un plano paralelo a las secciones transversales de la presa, es decir en la dirección del flujo del cauce, debido a que el flujo predominante es en ese plano (x-y). No se analiza la red de flujo lateral (plano z-y) por dos razones fundamentales:

(1) En una red de flujo, el cálculo del caudal de salida en un punto considera una carga de agua (ΔH o diferencia de presiones), para el flujo lateral ésta carga es la misma y es predominada por el nivel de agua del embalse.

(2) Las estribaciones del valle son afloramientos rocosos, los mismos que limitan el flujo de agua lateralmente.

Si bien en el análisis de estabilidad no se considera el suelo superficial correspondiente a la turba y limos plásticos porque no tiene mayor injerencia en los resultados de estabilidad, para el modelo de red de flujo es fundamental ya que éste material cubre el vaso del embalse y por sus características impermeables la infiltración del agua sólo se da por el espaldón de la presa, en el cual se remueve éste material para la cimentación de la misma.

4.4.2.1 Modelos Sin Pantallas de Impermeabilización

Éste modelo considera sólo la extensión del núcleo por medio de una trinchera para que los canales y líneas de flujo tiendan a seguir una trayectoria por debajo de la misma.

En los modelos de cada sección analizada se observa que la pérdida de carga en la turba es instantánea e igual a 1 m, mientras que en el espaldón, por estar constituido de un material de alta permeabilidad prácticamente no se tiene pérdidas de carga. Además se observa que indistintamente de la potencia de los estratos la carga hidráulica con la que el flujo entra a los filtros y por tanto al canal de recolección de las aguas infiltradas (pérdida de carga en filtros es despreciable) varía desde 0.5 m a 1m dependiendo de la sección analizada.

Tanto la geometría como el material que constituye el núcleo es apropiado, ya que brinda las características impermeables necesarias que debe tener éste elemento de la presa, es así que en el núcleo se obtuvo 28 m. de pérdida de carga y el caudal unitario que pasa a través del núcleo hasta los filtros es $1.1E-4$ l/s/m lo que se traduce en 0.055 l/s a lo largo de toda la presa, con estos resultados es de esperarse que la línea piezométrica se abata desde el nivel máximo del embalse hasta el inicio de los filtros horizontales como se muestra la figura 4.20, dicho efecto se repite en todos y cada uno de los modelos ejecutados,

por tanto se valida la suposición sobre la línea piezométrica adoptada en el análisis de estabilidad.

Por otro lado el caudal infiltrado por la cimentación y que entra a los filtros en toda la longitud efectiva de la presa es 59.8 l/s, éste valor se considera inadecuado ya que representa el 36% del caudal de captación, siendo la sección que mayor caudal infiltrado aporta la correspondiente a la abscisa 0+188 con 0.161 l/s/m, esto se explica porque ésta sección posee el estrato de arenas y gravas en matriz limosa (estrato de mayor permeabilidad) de mayor espesor que en otras secciones.

4.4.2.2. Modelos con Pantallas de Impermeabilización

Los análisis realizados con las pantallas de impermeabilización de 10, 20 y 30 m. de profundidad a partir del nivel de la trinchera del núcleo muestran caudales de infiltración menores como era de esperarse, ya que las líneas de flujo y por tanto los canales de flujo no atraviesan la pantalla y la bordean.

El modelo que contempla la impermeabilización con inyecciones de 10 m. de profundidad reduce en 14.2 l/s el caudal infiltrado con respecto al modelo sin pantallas; sin embargo el caudal infiltrado (45.7 l/s) aún se puede reducir con pantallas de mayor profundidad, es así que se prueba con pantallas de 20 m. y 30 m. de profundidad reduciéndose el caudal a 37,3 l/s y 29.8 l/s respectivamente.

La trayectoria de las líneas de flujo para los modelos con pantallas de impermeabilización a diferente profundidad describen la misma tendencia, es decir las líneas de flujo no atraviesan las pantallas y circunvalan éste elemento, éste resultado es coherente y aceptado.

Finalmente a la luz de los resultados de los análisis de la red de flujo en la presa, se adopta incluir en el diseño las inyecciones de cemento hasta una profundidad de 30 m. (cota 3807 msnm), para reducir el caudal de infiltración tal que éste sea el 18% del caudal de aprovechamiento según el modelo, cuando la presa éste en su nivel máximo de operación; sin embargo éste valor puede ser menor ya que se utiliza los valores de permeabilidad más críticos.

4.4.2.3. Comprobación de los Resultados de los Modelos de la Red de Flujo

El caudal infiltrado que pasa hacia los filtros horizontales y descarga en el canal de recolección puede ser evaluado con las ecuaciones (3.11) y (3.12), para ello se necesita la distribución de líneas equipotenciales y de flujo.

En éste caso para validar los resultados del modelo SEEP/W se toma la distribución de las líneas antes mencionadas del análisis realizado a la sección cuya abscisa es 0+188, con pantallas de impermeabilización de 30 m. de profundidad y se aplica la ecuación (3.12) para estimar el caudal infiltrado. Con el fin de simplificar los cálculos se supone un sólo estrato, el de mayor potencia (arenas y gravas) y cuya permeabilidad es 5.4 E-6 .

De la figura 4.24 correspondiente al análisis de red de flujo con $P=30 \text{ m}$, se obtiene que:

El número de canales de flujo es 5, el número de caídas de potencial es 16, la pérdida de carga hasta llegar a los filtros horizontales es 32 m. y se adopta como la relación ancho-longitud de los elementos rectangulares que constituyen la red de flujo, el valor de 1.2. Con los datos señalados y la ecuación mencionada se obtiene el caudal infiltrado, cuyo valor es 0.062 l/s/m , éste valor está en el mismo orden de magnitud que el caudal calculado con el programa (0.076 l/s/m), por tanto se valida éste y los demás modelos del análisis de la red de flujo.

4.4.3. RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ASENTAMIENTOS Y TENSIONES

Los modelos realizados con el módulo SIGMA/W evalúan principalmente los asentamientos en 6 puntos de la presa considerados como principales: 2 sobre los espaldones a media altura, 1 sobre la corona en el núcleo, 2 en la cimentación de la presa directamente debajo de los 2 que se ubican a media altura y 1 en la trinchera del núcleo. Los resultados de los asentamientos se pueden revisar en el Anexo 8.3

En los resultados obtenidos de los análisis ejecutados se puede apreciar que los mayores asentamientos en la cimentación se producen bajo los espaldones en las cercanías del núcleo, esto se debe a que en ese sitio existe mayor carga (mayor

altura de presa) y el peso específico del material de escollera es mayor que el del núcleo, además coincide con las zonas donde se encuentra una concentración de esfuerzos de compresión en la dirección “y”.

En presas cimentadas sobre un material relativamente compresible, como en éste caso, el asentamiento producido por el peso propio de la presa, puede aceptarse como razonable hasta el 5% de la altura de la presa. El caso más crítico se presenta en la sección de la abscisa 0+315 con un asentamiento de 1.58 m, éste valor que representa menos del 5% de la altura de la presa debe tomarse en cuenta durante la construcción para llegar a la cota de diseño de la cresta 3880 mmsm.

El mayor asentamiento en la trinchera del núcleo presenta un valor igual a 1.27 m (3.6% de la altura total) en la sección correspondiente a la abscisa 0+315, ésta sección es la más crítica ya que en ese sector los dos primeros estratos (arenas y gravas en matriz limosa y arenas con limos) tienen mayor potencia con respecto a otras secciones en donde predomina un estrato (arenas y gravas) cuyo módulo de Young es mayor y por tanto el asentamiento producido menor.

En todos los casos el asentamiento diferencial en el núcleo (sección transversal) es mínimo (alrededor de 2 cm), éste asentamiento diferencial tiende a introducir fisuras en el núcleo, pero éste valor es relativamente pequeño y las fisuras que pueden surgir se van cerrando por la compactación durante el proceso de construcción y por acción del peso propio del núcleo a la postre. Los asentamientos diferenciales en los espaldones no son de mayor interés ya que el material de escollera se reacomoda de acuerdo al asentamiento producido.

En todas las secciones analizadas se encuentran esfuerzos de tracción en la dirección “x”, en los sitios de máxima deformación de los espaldones, estos valores son teóricos y en la realidad no se presentan ya que el material de los espaldones en el instante en que el esfuerzo llega a un valor de 0, se reacomoda (ningún suelo soporta tracción), el programa simula una malla de elementos finitos elásticos, sin discriminar si su comportamiento es de compresión o tracción por tal motivo arroja resultados de esfuerzos de tensión y que a parte son altos, del orden de -600 KPa.

En cuanto a la tracción generada en el núcleo en las 2 últimas secciones analizadas (abs 0+315 y abs 0+432), se produce ya que los elementos finitos de los espaldones y filtros están interconectados a través de nudos que transmiten deformaciones y esfuerzos a los elementos del núcleo, pero que en la práctica los elementos de los espaldones no sufren tracciones por tanto los elementos del núcleo tampoco.

Se hace notar que la distribución de esfuerzos en la dirección “x” en los modelos en donde existe tracción sólo es de carácter orientativo, pues en las isolíneas cuyos valores son negativos se debería tener un valor igual a cero.

4.5. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Se realiza un análisis de sensibilidad en los distintos modelos elaborados, con el fin de analizar la variación de los resultados y en otros casos la validación de uno u otro parámetro para poder tener un rango de confianza en los resultados obtenidos.

4.5.1. MODELO SLOPE/W (ANÁLISIS DE ESTABILIDAD)

En éste modelo se evalúa la influencia del método de cálculo utilizado en el F.S., además de la influencia de las propiedades de resistencia al corte del material involucrado en los espaldones, ya que las propiedades mecánicas para éste material han sido estimadas a partir de la literatura técnica.

4.5.1.1. Métodos de Análisis

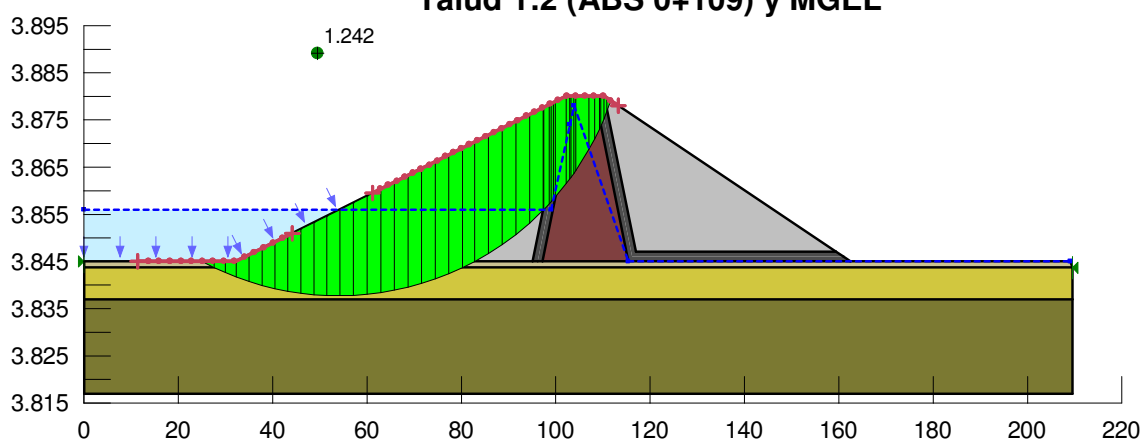
Los métodos de análisis que ofrece el módulo SLOPE/W para el cálculo de la estabilidad de taludes son los tradicionales como Bishop Simplificado y los correspondientes al MGEL.

Todos los modelos de estabilidad de los taludes de la presa realizados han sido analizados con el método de Bishop Simplificado ya que es un método que ofrece una relativa simplicidad en cuanto a los datos de entrada para el análisis; sin embargo para el presente caso se evalúa el F.S. de la sección más crítica (mayor altura de la presa, abs 0+109) con el método de Morgenster-Price (MGEL) que

ofrece el equilibrio tanto de las fuerzas como de los momentos para lo cual es necesario definir una función que determina la relación existente de las fuerzas de corte y normales, para ello se define la función medio seno que ofrece el programa.

Así el talud analizado que se ubica aguas arriba en la condición más crítica, es decir en desembalse rápido y bajo el efecto de un sismo ($k_h = 0.15$ y $k_v = 0.075$), presenta un factor de seguridad F.S.= 1.24, tal como se muestra en la figura 4.41.

FIGURA 4.41: Estabilidad Desembalse Rápido y Sismo Aguas Arriba Talud 1:2 (ABS 0+109) y MGEL



Fuente: Salida Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

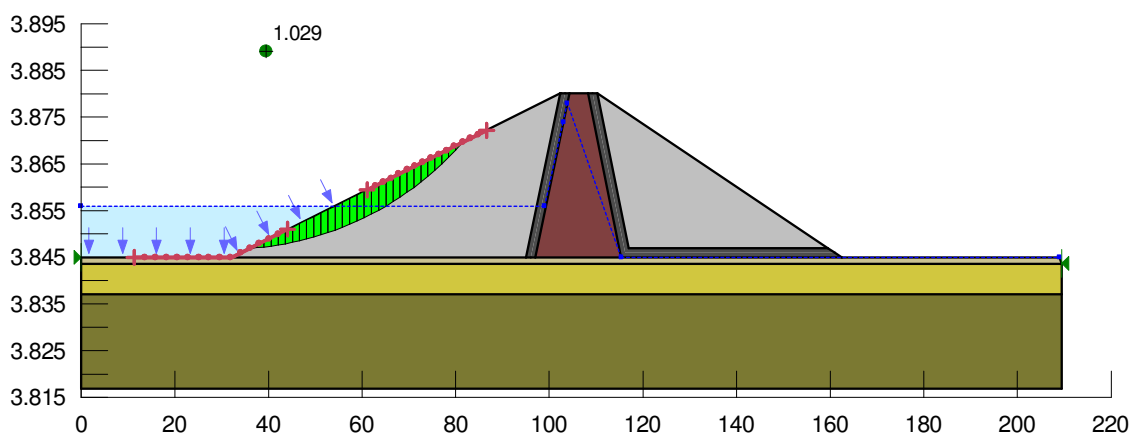
Se hace notar que la diferencia entre el factor calculado con el método de Bishop Simplificado y MGEL es despreciable (0.028), siendo el segundo F.S. el menor, por tanto se concluye que el método de cálculo no influye en los resultados obtenidos.

4.5.1.2. Parámetros de Resistencia de los Espaldones

El análisis de estabilidad realizado muestra que la mayoría de las fallas se ubican en los espaldones de la presa, por tal motivo para éste análisis de sensibilidad se varía, tanto el peso específico como el ángulo de fricción interna del material de escollera, tomando los extremos mínimos que la literatura técnica sugiere, es decir un peso específico de 17 KN/m^3 y un ángulo de fricción interna igual a 39° en vez de 19 KN/m^3 y 42° .

Se escoge una de las condiciones más críticas, tal como el desembalse rápido bajo la acción de fuerzas sísmicas (talud 1V:2H), el F.S. se ubica en el límite de la seguridad con un valor igual a 1.03, éste valor es el reflejo de suponer las “peores” características geomecánicas del material que constituye el espaldón, ya sea por su incorrecta colocación o compactación en obra. El F.S. es un 19% menor que cuando se usa valores máximos de las características geomecánicas de la escollera.

**FIGURA 4.42: Estabilidad Desembalse Rápido y Sismo Aguas Arriba
Talud 1:2 (ABS 0+109); (escollera: $\emptyset=39^\circ$; $\gamma=1.7\text{KN/m}^3$)**



Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

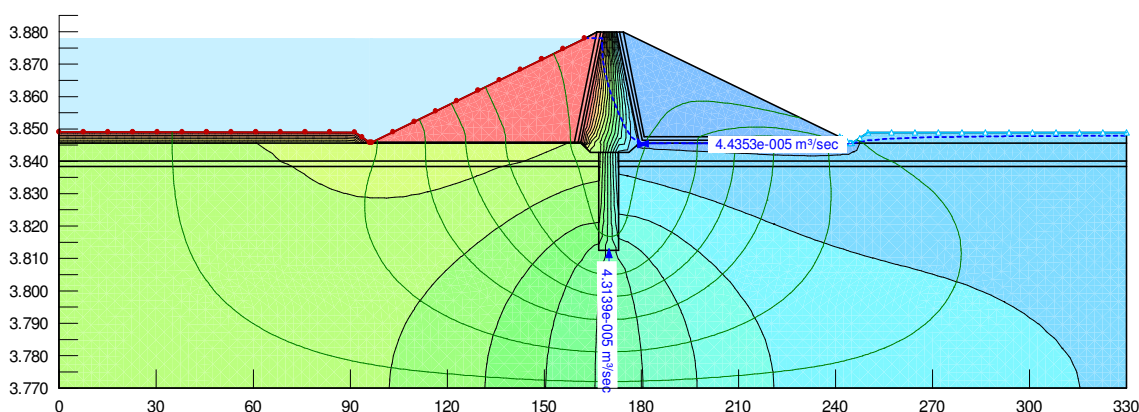
Por lo tanto se recomienda tener una adecuada colocación y compactación del material en el espaldón aguas arriba, ya que de esto depende la estabilidad ante la ocurrencia de un sismo y en operación normal del embalse.

4.5.2. MODELO SEEP/W (ANÁLISIS DE RED DE FLUJO)

El parámetro fundamental para el análisis de flujo subterráneo es la permeabilidad de los materiales que componen el modelo, por ese motivo se evalúa la influencia en los resultados de infiltración variando la permeabilidad del estrato de arenas y gravas en matriz limosa de $K_1=1\text{E}-5$ a $K_2= 5.18\text{E}-6$ m/s, pues se tiene 2 valores de éste parámetro de acuerdo a los ensayos de permeabilidad Lefranc realizados en campo. Los demás ensayos tienen sólo un valor de permeabilidad para los estratos del modelo.

La sección analizada es la correspondiente a la abscisa 0+188, para la cual los resultados prácticamente son invariables, obteniéndose un caudal unitario de infiltración que vierte por los filtros igual a 0.00443 l/s para K_2 frente a un caudal unitario de 0.00447 l/s para K_1 , por tanto se concluye que no existe una mayor influencia con la variación de la permeabilidad de las gravas y arenas en matriz limosa.

FIGURA 4.43: Red de Flujo Embalse Lleno con Impermeabilización (P=30 m) Talud 1:2 (ABS 0+188)



Fuente: Salida Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Como parte del análisis de sensibilidad se puede tomar los modelos con distintas profundidades de las pantallas de impermeabilización que ya fueron analizados antes, por ese motivo no se vuelven a mencionar.

4.5.3. MODELO SIGMA/W (ANÁLISIS TENSODEFORMACIONAL)

Si bien para el análisis de éste modelo, el parámetro fundamental es el módulo de Young o elasticidad y la elección del modelo constitutivo del suelo, en éste caso no se realiza modelos en los cuales se varía los parámetros antes mencionados, ya que el módulo edométrico se determina a partir de los ensayos de consolidación tanto del material del núcleo como del suelo de cimentación (comportamiento aproximado real del suelo) y por tanto el modelo a utilizar es el no lineal hiperbólico, para los demás materiales como espaldones y filtros se estima módulos de elasticidad a partir de la literatura técnica y se aplica el modelo

elástico lineal ya que la influencia en el asentamiento a nivel de la cota de cimentación es nula.

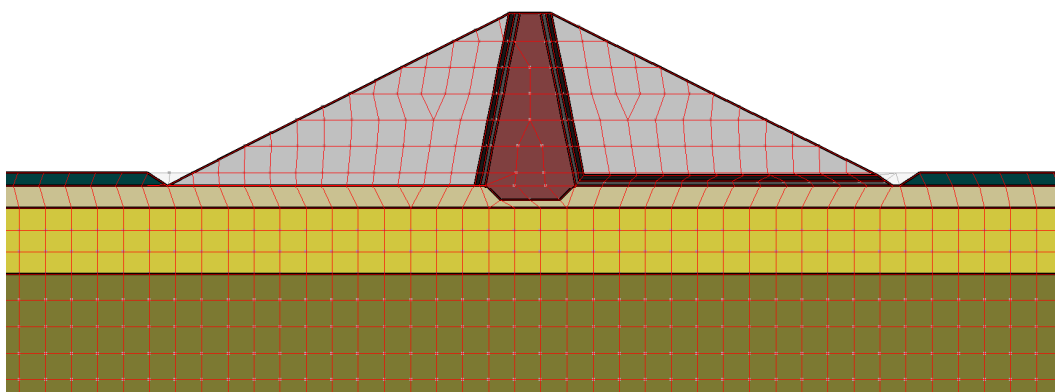
Por ese motivo se realiza un análisis de sensibilidad variando el tamaño de los elementos de la malla en la que se subdivide el problema (M.E.F.).

La sección analizada para éste análisis de sensibilidad se ubica en la abs 0+315, por ser la más crítica en cuanto a deformaciones se refiere.

4.5.3.1. Análisis de la Dimensión de los Elementos Finitos

En primera instancia se divide el sistema en elementos cuadrangulares y triangulares de 5 m. por lado, con lo cual se genera una malla de 1295 elementos, en la figura 4.40 se observa que la distribución de los elementos es apropiada pero con limitaciones sobre todo en la corona de la presa (núcleo) en la cual se tiene sólo un elemento y por tanto 2 nudos; mientras que en la base se tiene 3 elementos con 5 nudos que definen la línea deformada del núcleo.

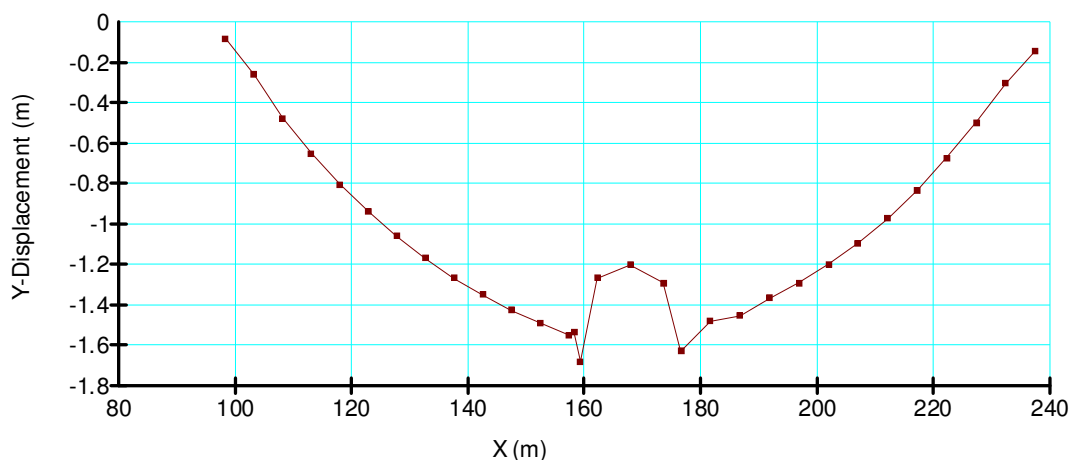
FIGURA 4.44: Malla de Elementos Finitos (L=5 m)



Fuente: Salida del programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

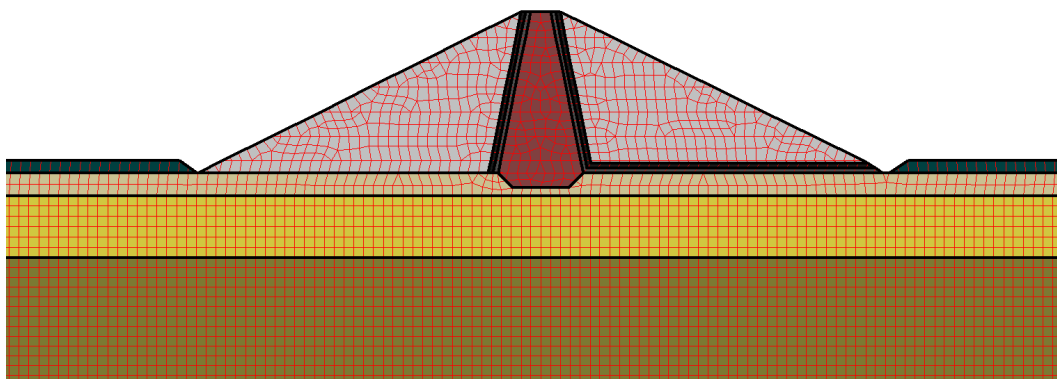
Los resultados indican una línea deformada aceptable en la base de los espaldones; sin embargo en el núcleo la curva pierde suavidad.

La figura 4.46 muestra la malla de elementos de 2 m por lado, en total se generan 7157 elementos, se puede apreciar que el núcleo tiene mayor número de elementos que el anterior, por tanto se afina el cálculo.

FIGURA 4.45: Deformación Base de la Presa (Elementos L=5 m)

Fuente: Salida Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

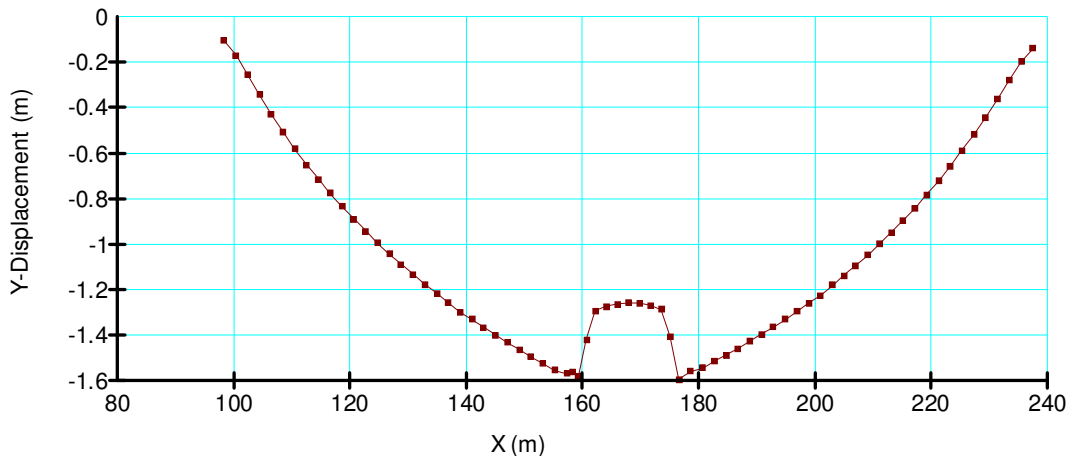
FIGURA 4.46: Malla de Elementos Finitos (Elementos L= 2 m)

Fuente: Salida Programa SIGMA/W

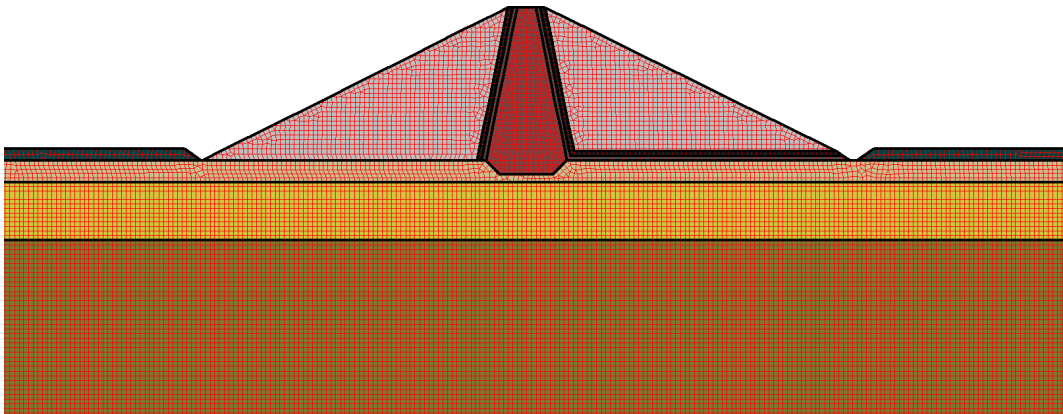
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los resultados en los mismos puntos que en el modelo anterior prácticamente no cambian pero la curva de deformación en especial en el núcleo mejora notablemente, con ésta dimensión de elementos ya se puede evaluar los asentamientos diferenciales en el núcleo (alrededor de 2 cm).

La figura 4.48 presenta la malla de elementos de 1m por lado, con lo cual se genera 28797 elementos cuadrangulares y triangulares, con ésta dimensión se tiene una buena distribución de los elementos sobre todo en los filtros, ya que cada filtro posee un espesor de 1m.

FIGURA 4.47: Deformación Base de la Presa (Elementos L= 2 m)

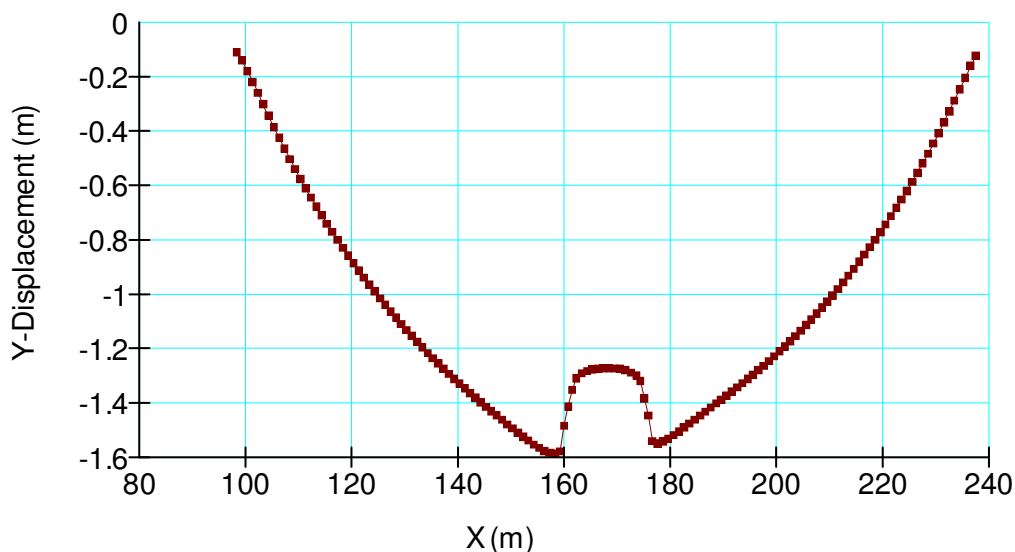
Fuente: Salida Programa SIGMA/W
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 4.48: Malla de Elementos Finitos (Elementos L= 1 m)

Fuente: Salida Programa SIGMA/W
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los valores del asentamiento varían en 1 cm con respecto al anterior, en definitiva la curva de deformación mejora en el núcleo y los asentamientos diferenciales están en el orden de 1cm.

Con elementos de menor tamaño se tendrían resultados iguales a los que se han obtenido con elementos de 1 m, pues la línea que representa la deformación de la base de la presa no posee cambios bruscos de dirección y puntos intermedios significan sólo interpolar puntos entre los existentes.

FIGURA 4.49: Deformación Base de la Presa (Elementos L= 1 m)

Fuente: Salida Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

4.5.4. DESCRIPCIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO FINAL

Finalmente en ésta sección se recomienda y describe la geometría definitiva, las características y propiedades de los materiales que constituyen el cuerpo de la presa, así como las características de la cimentación, tal que el cuerpo de la presa sea estable y segura en base a los modelos realizados.

La presa tiene una altura variable a lo ancho del valle, en su parte más profunda posee 35 m. de altura hasta los 31 m. en los flancos norte y sur.

4.5.4.1. Espaldones

Los espaldones diseñados tanto aguas arriba como aguas abajo poseen un talud 1v:2h y están conformados por material de escollera, el cual se puede explotar de los macizos rocosos de composición andesítica y dacítica ubicados en los flancos norte y sur del valle mediante voladura.

4.5.4.2. Filtros

Se proyecta dos capas de filtros, aguas arriba filtros semi verticales o inclinados y aguas abajo semi-verticales y horizontales, la primera capa se encuentra inmediatamente a continuación del núcleo y es de granulometría fina (filtro "fino")

y otro a continuación del de éste filtro cuya granulometría es mayor (filtro “grueso”), el primero sirve como transición entre el núcleo y el filtro grueso y el segundo de transición entre el filtro fino y el material de escollera, se diseñan 2 filtros por la gran diferencia granulométrica entre el material del núcleo y los espaldones. Las curvas granulométricas de los filtros se muestran en la figura 4.1.

El ancho de los filtros es 1m para cada uno, tal que se pueda compactar adecuadamente con rodillo manual o plancha vibradora, en todo caso ésta dimensión queda sujeta a modificación en la construcción de ser necesario.

4.5.4.3. Núcleo

El núcleo tiene una forma trapezoidal cuyo ancho es variable, en la corona posee un ancho igual a 4 m, el cual se va incrementando conforme la altura de la presa es mayor (solicitud de la carga hidrostática) hasta llegar alrededor de los 18.6 m en la base (sección de mayor altura de presa), la inclinación de la cara tanto aguas arriba como aguas abajo es 4v:1h; debajo del núcleo se ubica una trinchera que desvía las líneas de flujo, las dimensiones de la trinchera son: alrededor de 12.20 m (sección de mayor altura) en la base inferior con inclinaciones 1v:1h a cada lado y 3 m de profundidad.

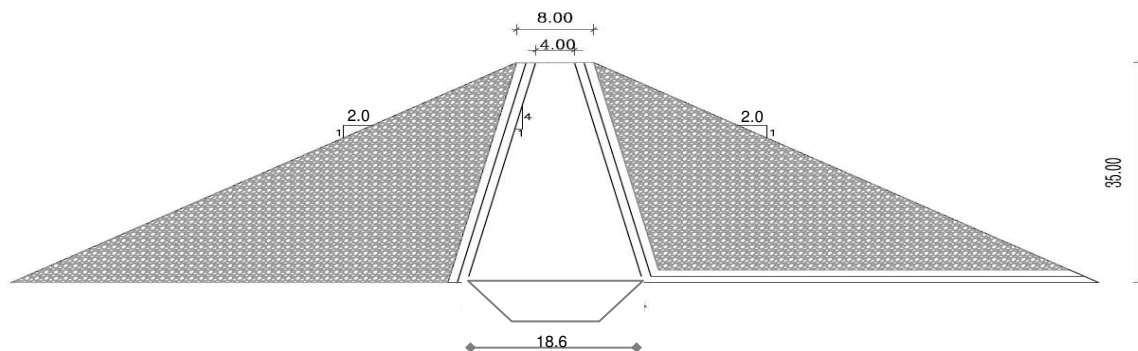
El material para el núcleo seleccionado es un limo arenoso de baja plasticidad ($IP = 8.7\%$), cuya granulometría muestra un 32% de arena y 68% de finos, éste material presenta una permeabilidad igual a $4.1E-8$ m/s obtenido de los ensayos de permeabilidad realizado a las cangahuas de Tisaleo proveniente de la calicata AC 13 C. Además éste material posee un porcentaje de humedad natural (20%) inferior al óptimo (28%), lo cual es necesario para una correcta compactación.

4.5.4.4. Cimentación

La cota de fundación de la presa es variable, pues para alcanzar ésta cota es necesario excavar y remover (de 3 a 8 m. de profundidad como se muestra en el perfil B-B') el material considerado como compresible (turba y limos plásticos), así la cota de cimentación más baja es la correspondiente al cauce del río (3845 msnm) mientras que en las estribaciones la cota de cimentación se ubica alrededor de los 3850 msnm.

El tratamiento del suelo de cimentación para el control de las aguas infiltradas son inyecciones de impermeabilización (cemento) primarias, secundarias y en donde se necesite terciarias a lo largo de la longitud efectiva de la presa ≈ 500 m.

FIGURA 4.50: Esquema del Dimensionamiento Final de la Presa



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CAPÍTULO 5

CRITERIOS DE DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS

5.1. OBRA DE DESVÍO DE LOS CAUDALES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.

Ésta estructura principalmente es utilizada para desviar los caudales del río en el cual se va a efectuar el cierre, mientras se realiza las diferentes etapas de construcción del cuerpo de la presa y el resto de las obras complementarias, además en muchos casos alberga a la tubería que conduce los caudales de la captación.

5.1.1. TIPOS DE DERIVACIÓN Y DESVÍO DE CAUDALES

Existen varios tipos de derivación y estructuras de desvío, de los cuales los más comunes son:

- a) Túnel perforado en la ladera (A un costado de la presa)
- b) Conducto o túnel que atraviesa el cuerpo de la presa

5.1.1.1. Selección del Tipo de Derivación

Los criterios para determinar el tipo de derivación son de orden económico, constructivo y principalmente técnico, por lo que se expone los siguientes criterios:

- Un conducto y/o galería de inspección que atraviesa la presa es constructivamente más deseable que otras opciones de desvío por su relativa simplicidad y ventaja económica; sin embargo éste tipo de desvío está sujeto a limitaciones de carácter técnico, ya que al ser una presa de materiales sueltos, ésta es deformable y puede presentar zonas de tensión alrededor de la galería o conducto creando grietas, tubificación y sufusión, reduciendo la estabilidad del talud, además de posibles problemas de filtración en la galería, estos

fenómenos son aún más probables si el suelo de fundación no es un estrato rocoso, en el cual pueden existir asentamientos diferenciales, lo cual es más crítico en éste tipo de desvío ya que pone a dichas estructuras en riesgo de destrucción parcial o total .

- Por otro lado un túnel de desvío lateral que se situó alrededor de una de las dos márgenes de la presa, resulta un tanto complicado de construir, más aún considerando algún tipo de curvatura en planta que sea necesario para descargar las aguas desviadas al río, lo que se traduce en un mayor costo económico. La ventaja de éste tipo de desvío, es que no afecta bajo ninguna circunstancia a la estabilidad del cuerpo de la presa.

Por lo antes expuesto, se deduce que la mejor opción para el desvío de las aguas de la Qda. Olalla es un túnel lateral tipo baúl que bordee la margen izquierda de la presa, dado que las condiciones geotécnicas del suelo de cimentación no son de buena calidad como se indicó en el capítulo 3.

5.1.2. ALTURA DE LA ATAGUÍA

La altura de los muros de ala de la ataguía es diseñada en función de la elevación del remanso de las aguas que se tenga a la entrada del túnel para determinado período de retorno.

El período de retorno para el cual se diseña la ataguía es el mismo que el TR de diseño del túnel, es decir 10 años (se trata en el siguiente acápite); sin embargo también se chequea para un TR = 25 años por cualquier eventualidad hidrológica que se pueda presentar.

La altura mínima de los muros vendrá dada por la siguiente expresión:

$$h_{at(\min)} = y + h_v \quad (5.1)$$

Donde:

h_{at} : Altura de la ataguía

y : Calado del agua

h_v : Carga de velocidad

CUADRO 5.1: Caudales de crecida para TR dado

Período de Retorno (Tr) años	Caudal (m ³ /s)
5	18.5
10	24.4
25	34.1
50	44.6
100	55.8

Fuente: ASTEC. Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

5.1.3. CONSIDERACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DEL TÚNEL

El túnel de desvío debe dimensionarse tanto para los caudales formativos del cauce como para los caudales extraordinarios de crecida, bajo éstas circunstancias se considera el caudal medio máximo mensual para el dimensionamiento del canal lateral y el caudal correspondiente a un período de retorno igual a 10 años siguiendo las recomendaciones de la CFE¹⁹ como caudal de crecida de diseño. En ambos casos para el diseño se debe considerar el flujo a superficie libre.

Se realiza el análisis del flujo gradualmente variado al interior del túnel, verificando si se llega a desarrollar el flujo uniforme en la longitud propuesta del túnel.

5.1.3.1. Coeficiente de Resistencia al Flujo (Coeficiente de Manning)

La selección del coeficiente de resistencia al flujo, específicamente el coeficiente de Manning, puede resultar un poco complejo ya que no existe un método exacto para determinar dicho coeficiente; sin embargo a partir de varios factores que influyen en dicho coeficiente, Cowan desarrollo un método para estimar el valor de “n” presente en la ecuación de Manning, cuya expresión²⁰ es como sigue:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \cdot m_5 \quad (5.2)$$

¹⁹ CFE (1980), Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo A.2.12

²⁰ Ven T. Chow (2004), “Hidráulica de Canales Abiertos”

Donde:

n_0 : Es un valor básico del coeficiente n para un canal recto, uniforme y liso.

n_1 : Es un valor para considerar las irregularidades en el perímetro mojado.

n_2 : Es un valor para considerar las variaciones en la sección transversal (tamaño y forma a lo largo del canal)

n_3 : Es un valor para considerar las obstrucciones.

n_4 : Es un valor para considerar la vegetación existente en el canal.

m_5 : Es un valor para considerar la existencia de meandros (ríos).

En el siguiente cuadro se muestra los valores de los factores que influyen en el coeficiente de Manning

CUADRO 5.2: Factores para el Cálculo del Coeficiente de Manning

Condiciones del Canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Ven T. Chow, Hidráulica de Canales Abiertos”

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

5.1.3.2. Flujo Gradualmente Variado en el Túnel

En éste caso el túnel funcionará a con un flujo a superficie libre o como canal, presentándose el flujo gradualmente variado que se refiere a un flujo permanente cuya profundidad varía gradualmente en la dirección del canal, de tal manera que las líneas de corriente son rectas y prácticamente paralelas y por lo mismo, la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección. Debido a que el flujo gradualmente variado involucra cambios pequeños de profundidad, éste flujo está relacionado con longitudes grandes del canal. Se debe señalar que la presencia de flujo uniforme permanente es posible únicamente cuando el canal es mucho más largo y está libre de perturbaciones o de estructuras incorporadas en el en el desarrollo de éste.

La ecuación dinámica del flujo gradualmente variado (ec. 5.3) es obtenida a partir de la primera derivada con respecto a “x” de la ecuación de Bernoulli.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_o - I_e}{1 - Fr^2} \quad (5.3)$$

Donde :

dy/dx: Variación de la profundidad del flujo con respecto a la longitud de avance

I_o: Pendiente geométrica del canal

I_e: Pendiente de la línea de energía

La ecuación diferencial (5.3) no tiene una solución directa por lo que es necesario establecer métodos numéricos que plantean las condiciones de contorno del problema a ser resuelto, específicamente para el presente estudio se analizan dos métodos para determinar el perfil del flujo según sea el caso.

El primer algoritmo de cálculo presentado es el “Método del Paso Estándar”, el mismo que para su desarrollo utiliza la ecuación de Bernoulli y el principio de conservación de la energía, así se tiene que para determinado Δx (paso estándar) se iguala la energía antes y después del paso.

$$y_i + ha_i^2 + z_i = y_{i+1} + ha_{i+1}^2 + z_{i+1} + \Delta h_{i-(i+1)} \quad (5.4)$$

Donde:

y: Profundidad del flujo

$$h_a = \frac{V^2}{2g} : \text{Carga o altura de velocidad}$$

z: Altura de posición con respecto a un nivel de referencia

Δh : Pérdida de energía entre un punto y otro.

Éste método es muy apropiado aplicarlo en canales cuyas secciones no sean prismáticas, la solución de la ecuación (5.4) se encuentra mediante iteraciones en donde y_i , es el valor a iterarse, para determinado Δx , hasta cumplir la condición propuesta, una vez satisfecha dicha condición se prosigue al siguiente paso hasta alcanzar la longitud (L) del canal analizado.

El cálculo de las pérdidas de energía por fricción se realiza a través de la definición de la pendiente de la línea de energía, bajo la hipótesis de aplicar las relaciones para flujo uniforme en tramos pequeños, tal que las variaciones en la profundidad de agua entre los extremos del tramo sea pequeña. La pendiente de la línea de energía se evalúa con la ecuación (5.6), derivada de la expresión de Manning-Strickler para flujo uniforme y permanente.

$$\Delta h = I_e \cdot \Delta x \quad (5.5)$$

$$I_e = \left(\frac{V \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (5.6)$$

Donde:

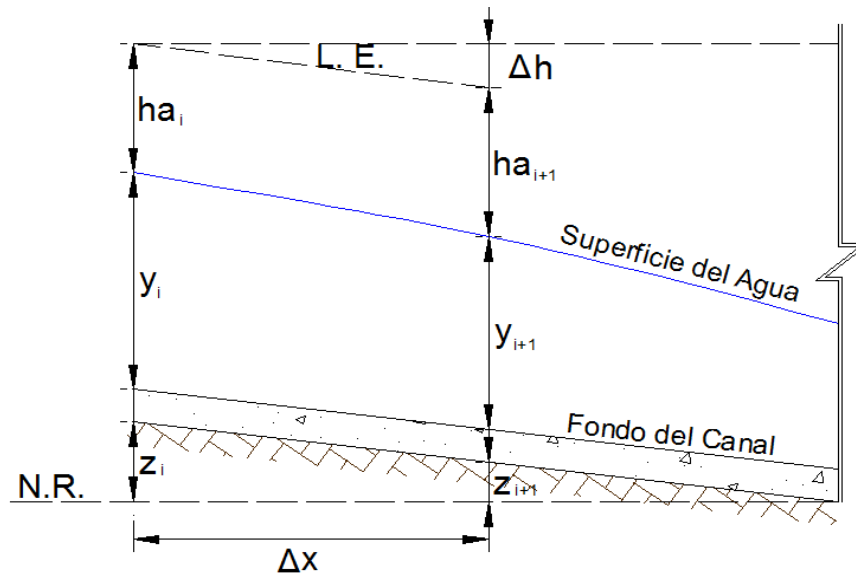
I_e : Pendiente de la línea de energía

V: Velocidad del flujo

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

En la figura 5.1 se muestra las variables que conforman éste análisis del flujo.

FIGURA 5.1: Tramo de un Canal F.G.V.



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Otro método de cálculo es el llamado “Método del Paso Directo”, el cual es similar al anterior, la diferencia radica en que para éste procedimiento de cálculo se establece los límites del FGV (profundidades del inicio y final del tramo analizado) y las profundidades entre estos límites, es decir se establece las profundidades del flujo para calcular la altura de energía total en cada punto (i), mediante la ecuación de Bernoulli y así calcular la distancia de tramo Δx a partir de la definición de la pendiente de la línea de energía. La longitud en la que se desarrolla el FGV será la sumatoria de las distancias parciales ($\Sigma\Delta x$). En éste caso la pérdida de energía se obtiene a partir de la diferencia de la energía total entre un punto “i” y un paso adelante “i+1”

$$\Delta h = Ho_i - Ho_{i+1} \quad (5.7)$$

La pendiente de energía se calcula con la ecuación (5.6) y el la distancia del tramo (Δx) con la ecuación (5.8).

$$\Delta x = \frac{\Delta h}{I_e} \quad (5.8)$$

Nuevamente éste procedimiento es válido bajo la hipótesis de aplicar la ecuación (5.6) en tramos pequeños, tal que las variaciones en la profundidad de agua entre los extremos del tramo sea pequeña

5.1.3.3. Trazado en Planta del Túnel

El comportamiento del flujo a superficie libre en curvas difiere notablemente si se está tratando con un régimen supercrítico o subcrítico, por tanto en el primer caso las líneas de corriente a más de ser curvilíneas, éstas se cruzan, dando lugar al origen y evolución de perturbaciones (Ondas cruzadas) en la curva, por lo tanto es recomendable diseñar el túnel en flujo subcrítico cuyo trazado en planta corresponde a un lineamiento en el cual la curvatura del túnel tenga una forma desarrollada y suave, además se puede seguir la siguiente recomendación²¹:

$$\frac{r_m}{B} > 3 \quad (5.9)$$

Donde:

r_m : Radio medio de la curvatura del túnel

B: Ancho del túnel.

La fuerza centrífuga que actúa sobre el flujo mientras se desarrolla la curva da paso a un fenómeno conocido como sobreelevación, es decir un aumento en la elevación de la superficie del agua en la pared exterior, acompañado de una disminución en la pared interna con respecto al calado que en ese punto se presenta en un canal recto. En general, en el flujo subcrítico se presenta una ligera sobreelevación mientras que en flujo supercrítico debido a las perturbaciones originadas por la curvatura se presentan sobreelevaciones mayores.

La sobreelevación (Diferencia de altura entre el calado de la pared exterior e interior) se puede evaluar con bastante precisión como una fracción de la carga de velocidad, ésta fórmula es derivada de la segunda ley de Newton.

²¹ Ven T. Chow (2004), "Hidráulica de Canales Abiertos"

$$\Delta z = \frac{2B}{r_m} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (5.10)$$

Donde:

B: Ancho del túnel

r_m : Radio medio de la curvatura del túnel

$\frac{V^2}{2g}$: Carga de velocidad

5.1.3.4. Ubicación de la Máxima Sobreelevación en Régimen Subcrítico

En un canal abierto cuya alineación no tenga curvas y cuyo flujo sea uniforme, tanto el perfil del flujo como la línea de energía son paralelos a la pendiente geométrica del fondo; sin embargo en un canal curvo se observa que el sistema gana energía debido a la sobreelevación originada, hasta llegar a su máximo valor en el punto A, energía que se disipa conforme se desarrolla la curva quedando un remanente que se disipa en una longitud L' . (Fig. 5.2). Concluyendo, en un canal cuya alineación sea curvilínea en la pared exterior se produce la máxima sobreelevación en el punto que marca el inicio de la curvatura.

5.1.4 OBRAS DE DESCARGA PARA LOS CAUDALES DE DESVÍO

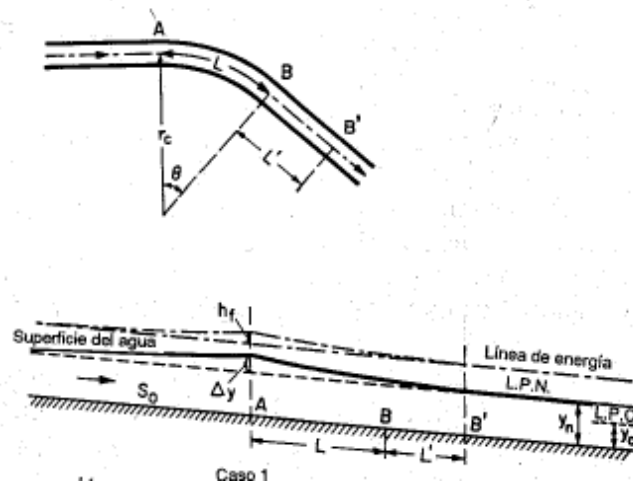
Se considera como las obras de descarga a las necesarias para conducir las aguas desviadas, desde la salida del túnel hasta su posterior vertido en el cauce, en ellas están incluidas el azud, el cuenco amortiguador y el canal de restitución al cauce, éstas obras son necesarias para disipar la energía con la que llega el flujo a la salida del túnel y su vertido de las aguas al cauce.

5.1.4.1. Perfil Hidrodinámico del Azud

El perfil hidrodinámico del azud se diseña tal que la estructura se adapte a la forma de la lámina inferior de la napa de agua que escurre sobre un vertedero de cresta delgada.

Para el azud ubicado a la salida de un túnel se tiene un paramento nulo, ya que a la salida del túnel el fondo coincide con la cresta del perfil.

FIGURA 5.2: Sobreelevación por Curvatura en Régimen Subcrítico



Fuente: Ven T. Chow, Hidráulica de Canales Abiertos
Elaboración: Freddy Rodríguez B.

Para el diseño de éste perfil se puede tomar en cuenta dos tipos de perfiles, el primero propuesto por la Bureau of Reclamation y el otro propuesto U.S. Army Corps of Engineers (WES), de los dos se escoge el más idóneo. Ambos perfiles propuestos tienen una forma parecida.

Bureau of Reclamation:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (5.11)$$

WES:

$$x^n = -K.h_0^{(n-1)}.y \quad (5.12)$$

Donde:

x: Abscisa del perfil

y: Elevación del perfil

K y n: Constantes, sus valores dependen de la velocidad de aproximación y la inclinación del paramento para la ec. (5.11) y sólo de la inclinación del paramento para la ec. (5.12)

h_0 : Carga sobre la cresta del cimacio

H_0 : Suma de la carga sobre la cresta del perfil y la carga de velocidad (h_a+h_0)

En el subcapítulo correspondiente al vertedero de excesos se trata con mayor detalle éste tema.

5.1.1.2. Radio de Enlace Perfil-Cuenco Disipador

En la parte baja del perfil hidrodinámico se encuentra el cuenco disipador de energía, por tanto el flujo cambia de dirección de manera abrupta originándose presiones centrífugas causadas por fuerzas del mismo tipo, éstas presiones pueden llegar a ser significativas y causar daños socavando la superficie de la losa del cuenco disipador.

Para obtener una transición de flujo, suave y prevenir el impacto del agua que cae por el azud en la losa se diseña una salida del perfil hidrodinámico circular, la efectividad de ésta salida radica en que sea tangente tanto al perfil como para el cuenco.

El radio del arco medido en pies (ft) se puede estimar aproximadamente con la siguiente ecuación empírica:

$$R = 10 \frac{V+6.4H_0+16}{3.6H_0+64} \quad (5.13)$$

Donde:

V: Velocidad del flujo sobre la cresta del perfil en ft/s

H_0 : Carga sobre la cresta del perfil en ft

5.1.4.3. Cuenco Disipador de Energía

El cuenco disipador es de vital importancia para que el flujo pierda o disipe energía a través del resalto hidráulico, antes de que las aguas vuelvan al cauce. El resalto hidráulico muchas veces se controla con un salto o grada positiva al final del cuenco. En éste caso la energía cinética que tiene el flujo en el instante

anterior al desarrollo del resalto hidráulico se disipa en determinada longitud que corresponde a la mínima que debe tener el cuenco.

Existen varios tipos de cuencos amortiguadores en la literatura técnica; sin embargo para éste caso en específico se considera idóneo el tanque amortiguador sin dientes y con una grada o ascenso positivo hacia el canal de descarga.

Para determinar la profundidad del cuenco (Δz) es necesario evaluar el calado conjugado mayor del resalto hidráulico (y_2) y compararlo con la suma del calado en el canal de descarga (y_3) más la profundidad del cuenco (Δz), así se tiene las siguientes condiciones:

$y_2 > y_3 + \Delta z$; resalto rechazado, el resalto se desplaza aguas abajo hasta que las fuerzas específicas antes y después del R.H. sean iguales, ésta condición no es deseable ya que se generan altas velocidades erosivas en el canal de descarga y el cauce.

$y_2 = y_3 + \Delta z$; resalto normal, éste tipo de resalto se produce al pie del azud y es un caso ideal; sin embargo con una pequeña diferencia entre los valores asumidos y reales de los coeficientes hidráulicos, el resalto se puede mover aguas abajo.

$y_2 < y_3 + \Delta z$; resalto sumergido, aunque éste tipo de resalto no sea muy efectivo disipando energía, se asegura la localización de éste en el cuenco, ésta condición es la idónea para el diseño.

El cálculo de y_3 se realiza considerando que se desarrolla el flujo uniforme y por tanto el calado normal en el canal de descarga.

El calado conjugado y_2 se obtiene a partir de la fórmula (5.14), la cual relaciona las profundidades conjugadas del resalto, teniéndose como dato y_1 y Fr_1 .

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) \quad (5.14)$$

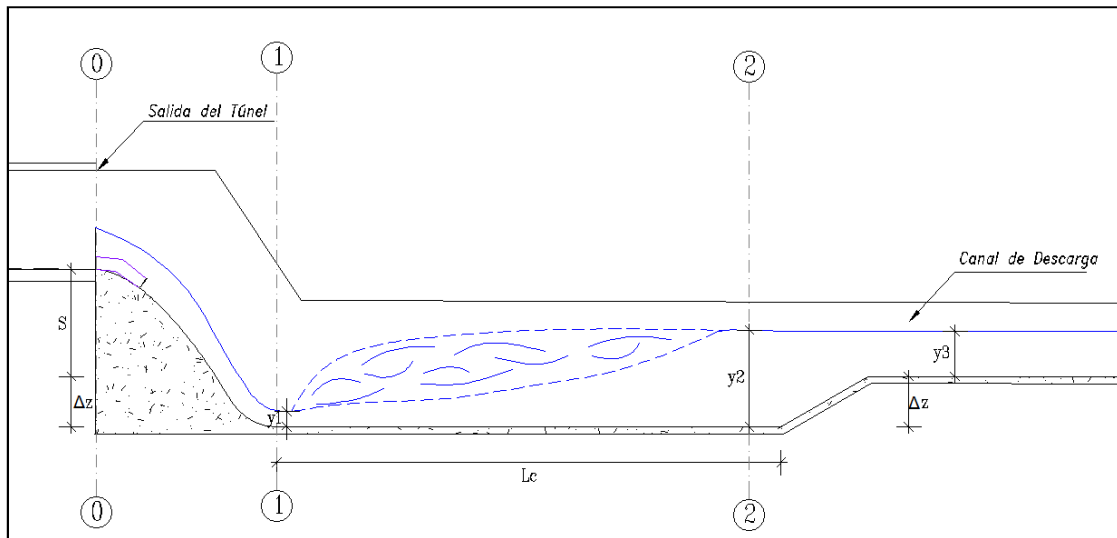
Donde:

y_2 : Calado conjugado mayor

y_1 : Calado conjugado menor

Fr_1 : Número de froude correspondiente al calado en la posición (1)

FIGURA 5.3: Esquema Tanque Amortiguador Tipo I



Fuente: elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El calado conjugado menor (y_1) se determina utilizando la ecuación de Bernoulli en la posición (0) y (1).

$$E_0 + S + \Delta z = E_1 + h_p \quad (5.15)$$

$$y_0 + ha_0 + S + \Delta z = y_1 + ha_1 + h_p \quad (5.16)$$

Donde:

y_0 : Calado en la posición (0)

ha_i : Carga de velocidad en posición (0)

S: Altura desde la cresta del perfil hasta el nivel del inicio del canal de descarga

Δz : Profundidad del cuenco

h_p : Pérdidas del perfil entre las 2 secciones (0) y (1)

La pérdida entre las dos secciones se puede evaluar como una fracción de la carga de velocidad en 1, siendo $K=0.1$ ²²

La longitud mínima del cuenco amortiguador se puede determinar con la expresión planteada por Forster y Skrinde (1950) que investigaron experimentalmente el control del resalto hidráulico en un canal rectangular mediante un escalón ascendente

$$L_{c_{\min}} = 5(y_3 + \Delta z) \quad (5.17)$$

5.1.4.4. Canal de Restitución

El canal de restitución es dimensionado considerando que en el mismo se presenta el flujo uniforme, por tanto se puede utilizar la ecuación de Manning-Strickler, ecuación (5.45). La pendiente del canal se adopta en función de las condiciones topográficas del sitio.

5.2 OBRA DE CAPTACIÓN Y/O DESAGÜE DE FONDO

Bajo la premisa de tratar con una obra cuyo caudal de aprovechamiento y caudales de crecidas son relativamente pequeños, estos dos elementos (captación y desagüe) que tienen funciones diferentes generalmente se resuelven en un elemento único para los pequeños embalses²³.

Se vislumbra entonces que siendo importante la reducción de costos de construcción de la obra de cierre y sus obras anexas, se recomienda que la toma y desagüe de fondo se fusionen en una sola estructura, tal como se menciona arriba. Ésta estructura es utilizada para permitir la extracción controlada del agua embalsada con el fin de satisfacer diferentes propósitos, para el cual se diseñan las obras. Cuando opera como captación puede trabajar total o parcialmente sumergida y cuya operación es regulada a través de válvulas de control ubicadas en el trayecto y al final de la conducción, mientras que en condiciones especiales, tal como el mantenimiento del embalse o vaciado rápido por precaución ante la presencia de un sismo, funcionará como desagüe de fondo, para lo cual las

²² Gilberto Sotelo Ávila (2002), "Hidráulica de Canales"

²³ IRYDIA (1987), "Manual de Diseño y Construcción de Pequeños Embalses".

válvulas de control operaran con una abertura máxima, es decir al 100%. La tubería de conducción es de acero soldado, por lo que se adopta para los diseños correspondientes el coeficiente de resistencia al flujo de Manning igual a 0.009 aproximadamente equivalente a usar una rugosidad absoluta de 0.05 mm, valor que corresponde a una tubería soldada de acero²⁴.

5.2.1. CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA CONDUCCIÓN

La conducción de la captación y/o desagüe de fondo presenta un régimen de flujo a presión, por lo que su diseño debe basarse en éste tipo de flujo. La tubería de la conducción inmediatamente después de la obra de captación y/o desagüe de fondo, seguirá su trayecto al interior del túnel de desvío, ésta obra debe ubicarse en un lugar adecuado de acuerdo a la topografía y la el volumen muerto del embalse.

5.2.1.1. Consideraciones para el Diseño de la Captación

En la captación o toma se debe tener en cuenta los siguientes aspectos, todos ellos importantes para su correspondiente diseño:

- El caudal sólido es importante y puede llegar a taponar la toma dificultando su funcionamiento, no se recomienda que el ingreso del agua sea vertical descendiente por posibles problemas de vorticidad, la toma puede realizarse a través de rejillas laterales
- Debe resistir la carga estática total con embalse lleno y ser capaz de funcionar con esa carga máxima.
- El agua, en la medida de lo posible debe entrar a la toma a velocidades reducidas con la finalidad de evitar arrastres, dichas velocidades de entrada no deben superar los 0.6 m/s.²⁵
- Se debe proyectar por lo menos dos válvulas en la conducción, una prevista para la regulación del caudal y la otra de seguridad o mantenimiento.

²⁴ Gilberto Sotelo Avila (1997), "Hidráulica General", Volumen 1. Fundamentos

²⁵ IRYDIA (1987), "Manual de Diseño y Construcción de Pequeños Embalses".

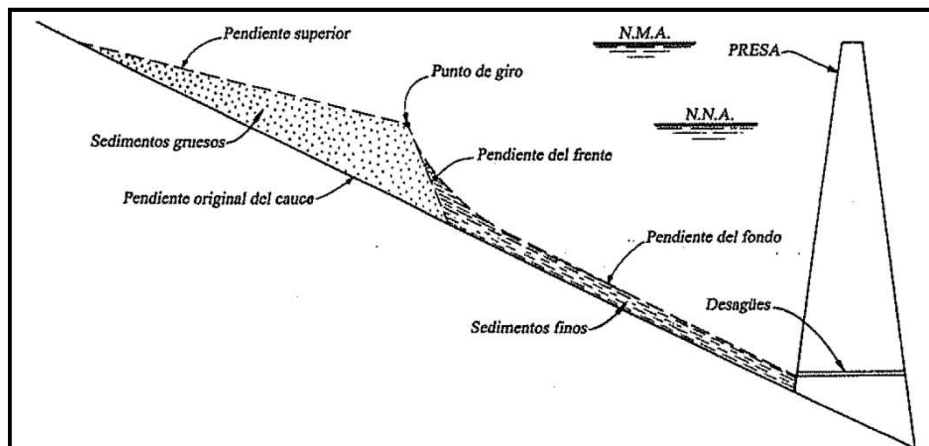
- Si el sistema funciona como captación y desagüe de fondo debe estudiarse su disposición para que se permita su doble uso.
- El nivel mínimo de operación se establece de tal forma que se disponga de una carga mínima con la cual se asegure la circulación del caudal de aprovechamiento en la tubería.

5.2.1.2. Consideraciones para el Diseño del Desagüe de Fondo

- En presas de pequeña o mediana envergadura sólo existe un desagüe de fondo y rara vez se complementa con otro a mediana altura
- La cota en la cual se debe ubicar el desagüe de fondo debe estar por encima de la cota correspondiente al volumen muerto del embalse, estimado de acuerdo al estudio hidrológico.
- La posición de los desagües de fondo viene determinado por la toma, debajo de ella y lo más profundo posible, en éste caso éste criterio no aplica al ser la misma estructura para los dos elementos.
- Al igual que para la captación, el desagüe de fondo debe ser capaz de resistir la carga estática total y funcionar con ésta carga máxima.
- La literatura técnica²⁶ señala que se debe operar con el caudal máximo que no cause daños aguas abajo de la presa, se recomienda que éste caudal sea igual al caudal medio de aportación o caudal formativo.

Es oportuno señalar que el proceso de sedimentación no es uniforme en embalses con volúmenes de regulación y colas de embalses significativos, ya que el proceso de sedimentación comienza al final de la cola del embalse tal como se muestra en la figura 5.4, lo cual brinda una seguridad adicional al embalse.

²⁶ IRYDIA (1987), "Manual de Diseño y Construcción de Pequeños Embalses".

FIGURA 5.4: Perfil Típico del Depósito de Sedimentos

Fuente: Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation.
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

5.2.2. CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS PARA EL DISEÑO DE LA TOMA Y DESAGÜE DE FONDO

Los cálculos hidráulicos son sencillos y se limitan a aplicar la ecuación de conservación de la energía en conjunto con el principio de Bernoulli, para lo cual es necesario evaluar todas las pérdidas en el tramo de la conducción.

El resultado de aplicar los conceptos antes descritos se resume en la ecuación (5.18) con la que se obtiene el caudal captado o evacuado según sea el caso, por la toma o desagüe de fondo, la curva de descarga se puede obtener de la misma expresión.

$$Q = A_2 \sqrt{2g(z_1 - z_2 - \sum h_{1-2})} \quad (5.18)$$

Donde:

A_2 : Área a la salida de la tubería.

Z_1 : Cota del nivel del embalse

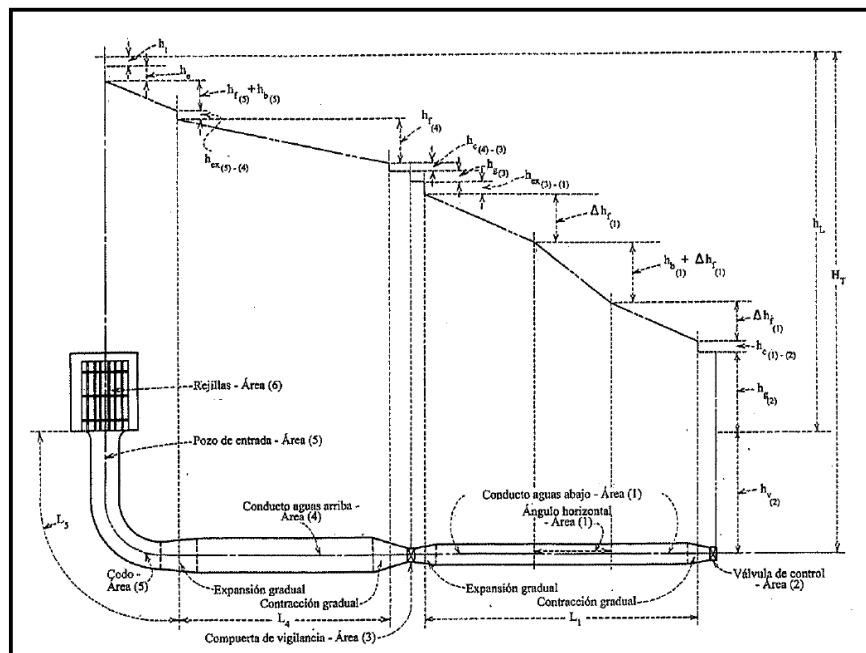
Z_2 : Cota del eje de la tubería a la salida

$\sum h_{1-2}$: Sumatoria de todas las pérdidas de carga en el tramo de la conducción (fricción y locales).

Las pérdidas locales al igual que las de fricción están en función de la velocidad y por tanto del caudal conducido, por lo que para resolver la ecuación (5.18) es necesario iterar valores del caudal Q hasta que se satisfaga la condición.

Tanto las pérdidas por fricción como localizadas encontradas en la conducción se exponen en los siguientes numerales

FIGURA 5.5: Esquema de las Pérdidas en un Sistema de Conducción



Fuente: Diseño de Pequeñas Presas, Bureau of Reclamation
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

5.2.2.1. Pérdidas en la Rejilla de Entrada

Las rejillas tienen como función prevenir la introducción de sólidos flotantes al sistema de conducción del agua captada. La forma de las barras para éste caso es de tipo rectangular y están distribuidas en todo el perímetro de la circunferencia de la boca de la toma.

El flujo al pasar por las rejillas sufre una pérdida de carga ecuación (5.19), la cual según recomendaciones de la USBR se puede evaluar a través de la expresión propuesta por Creager y Justin, ecuación (5.20).

$$\Delta h = Kr \cdot h_v \quad (5.19)$$

$$Kr = 1.45 - 0.45 \frac{A_n}{A_t} - \left(\frac{A_n}{A_t} \right)^2 \quad (5.20)$$

Donde:

A_t : Área total de la rejilla

A_n : Área efectiva del flujo (Área total – Área de rejillas)

5.2.2.2. Pérdidas debido a la Entrada

Éste tipo de pérdida depende de las características geométricas de la entrada, que para éste caso es circular abocinada. La ecuación que define las pérdidas a la entrada de la conducción es la siguiente:

$$\Delta h = Ke \cdot h_v \quad (5.21)$$

En donde Ke es un coeficiente de pérdidas adimensional, que depende del tipo de entrada de la conducción. Siguiendo las recomendaciones de la USBR se adopta el valor del coeficiente igual a 0.041 para éste tipo de entrada.

5.2.2.3. Pérdidas por Transición en la Entrada

Después de la entrada en el sistema se prevé una tubería, por lo que el abocinamiento de ingreso hacia la conducción constituye una transición gradual hacia la tubería. Ésta transición origina una pérdida de carga que se puede determinar según la ecuación (5.22)

$$\Delta h = K_c \cdot (h_{v2} - h_{v1}) \quad (5.22)$$

El coeficiente de pérdidas K_c varía desde 0.1 para contracciones graduales hasta 0.5 para contracciones bruscas²⁷, para el caso de la transición abocinada se toma el valor de 0.2.

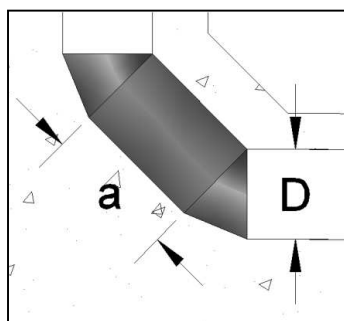
²⁷ USBR (2007), "Diseño de Pequeñas Presas"

5.2.2.4. Pérdida localizada por Codo a 90°

La pérdida de carga localizada que se origina por un codo a 90° como parte de un sistema de conducción a presión, varía principalmente por la geometría del codo, para éste caso se adopta la forma de codo que se muestra en la figura 5.6. La pérdida de carga se evalúa mediante la fórmula (5.23) en donde el coeficiente de pérdida K_c se toma del cuadro 5.3

$$\Delta h_c = K_c \cdot h_v \quad (5.23)$$

FIGURA 5.6: Esquema de codo a 90°



Fuente: Gilberto Sotelo Avila, "Hidráulica General"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO N° 5.3: Valores de K_c para codos a 90°

a/D	K_{c_l}	K_{c_r}
0.943	0.35	0.415
1.174	0.333	0.384
1.42	0.261	0.377
1.5	0.280	0.376
1.86	0.289	0.390
2.56	0.356	0.429
3.14	0.346	0.426
3.72	0.356	0.460
4.89	0.389	0.455

Fuente: Gilberto Sotelo Avila, "Hidráulica General"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los valores de K_{c_l} corresponden a una superficie lisa y K_{c_r} a una superficie rugosa, siendo rugosa cuando la relación $\epsilon/D = 0.002228$ o mayor.

²⁸ Hidráulica General, Gilberto Sotelo, Volumen 1. Fundamentos, Editorial Limusa 1997

5.2.2.5. Pérdidas de Carga Continuas o por Fricción

Las pérdidas de cargas continuas se deben a la fricción que tienen las partículas del fluido entre sí y contra las paredes de la tubería, por lo que depende de las propiedades físicas del fluido y de la tubería.

Para cuantificar éste tipo de pérdidas se puede utilizar la ecuación de Manning, y partiendo de la definición de la pendiente de la línea de energía se obtiene la expresión (5.24).

$$\Delta h_f = \frac{L_t (nV)^2}{R_h^{4/3}} \quad (5.24)$$

Donde:

L_t : Longitud de la tubería en donde se producen las pérdidas

V : Velocidad del flujo

R_h : Radio Hidráulico de la tubería ($D/4$)

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

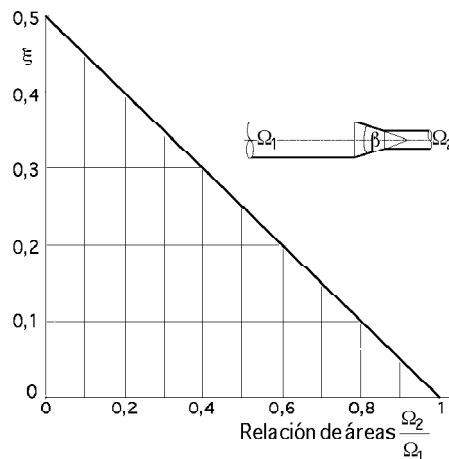
5.2.2.6. Pérdida Localizada por Transición en la Tubería

El fluido al pasar de una sección de mayor a una de menor área experimenta una contracción, por lo que se presenta una pérdida de carga local en dicha contracción, se puede minimizar eficazmente las pérdidas utilizando una transición de forma que la tubería se adapte a la vena fluida. De ésta forma mediante la ecuación (5.25) se puede obtener la pérdida de carga respectiva en donde el coeficiente $K_t = \varepsilon$ de la figura 5.7

$$\Delta h_t = K_t \cdot h_v^2 \quad (5.25)$$

La carga de velocidad h_v corresponde a la velocidad de la sección de menor dimensión.

El siguiente gráfico es válido para cuando el ángulo entre las paredes de la transición es $\beta > 30^\circ$, cuando el ángulo es menor se puede tomar como $K_t = 0.05$.

FIGURA 5.7: Coeficientes de Pérdidas en Transición

Fuente: Pedro Fernández Díez, "Mecánica de Fluidos"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

5.2.2.7. Pérdida Local por Válvula Mariposa

Como cualquier perturbación en una conducción a presión, la válvula mariposa introduce una pérdida de energía local que se puede calcular a partir del coeficiente de descarga que ésta válvula posee.

Para una válvula mariposa cuya abertura es total el coeficiente de descarga que se le asigna es 0.845, y la pérdida de energía local se puede deducir a partir de la fórmula que evalúa el caudal que descarga una válvula cualquiera.

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2g(h_v + \Delta h_{vm})} \quad (5.26)$$

En donde h_v es la carga de velocidad a una distancia igual a dos diámetros aguas arriba de la válvula y Δh_{vm} es la pérdida de carga producida por la válvula. Así se tiene que la pérdida de energía para una válvula cualquiera en función del coeficiente de descarga es igual a:

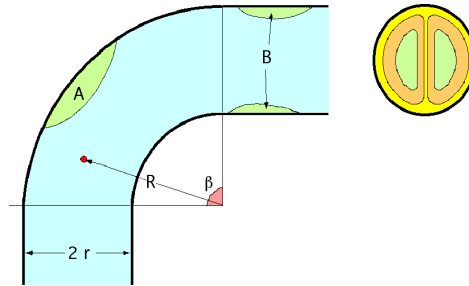
$$\Delta h_v = \left(\frac{1}{C_d^2} - 1 \right) \cdot h_v \quad (5.27)$$

5.2.2.8. Pérdida Local por Cambio de Dirección

Cuando el flujo experimenta un cambio de dirección por la alineación de la conducción, las líneas de corriente dejan de ser paralelas al eje de la tubería,

presentándose circulaciones secundarias tal como se muestra en la región A de la figura 5.8, en la cual se forman torbellinos mientras que en la región B se contrae la vena seguida de una expansión, siendo éstas las principales causas de la pérdida de carga.

FIGURA 5.8: Flujo en Cambio de Dirección de la Conducción



Fuente: Mecánica de Fluidos, Pedro Fernández Díez
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En el caso de la tubería de conducción de la obra de toma y desagüe de fondo se prevé cambios de dirección en la alineación de la tubería, ya que la conducción circunvala el flanco izquierdo de la presa al interior del túnel de desvío.

Una forma de determinar el coeficiente de pérdida ($K_{cur} = \xi$) de la ecuación 5.28 para cuantificar la pérdida de carga, es mediante la fórmula propuesta por Weisbach, ésta expresión incluye la influencia del ángulo β (en grados $^\circ$) que se presenta en el cambio de dirección de la tubería y que en otras expresiones no se analiza.

$$\Delta h_{cur} = K_{cur} \cdot h_v \quad (5.28)$$

$$\xi = \frac{\beta}{90} \left(0.131 + 0.163 \left(\frac{r}{R} \right)^{3.5} \right) \quad (5.29)$$

$$\xi = \frac{\beta}{90} \left(0.131 + 0.848 \left(\frac{r}{R} \right)^{3.5} \right) \quad (5.30)$$

La primera expresión, ecuación (5.29), tiene su aplicación cuando se cumple que $30^\circ < \beta < 180^\circ$ y la relación $1 < R/r < 5$, mientras que si la relación R/r es mucho mayor se aplica la ecuación (5.30).

5.3 VERTEDERO DE EXCESOS

El vertedero de excesos es la estructura encargada de mantener el nivel máximo del embalse sin que éste sea superado en una avenida con determinado período de retorno.

Para el diseño de las obras de excesos es necesario determinar el caudal laminado que será el caudal de diseño de éstas estructuras.

5.3.1. LAMINACIÓN DE AVENIDAS

Al realizar una intervención antrópica en el valle tal como el cierre del cauce, los caudales que circulan a través de él son regulados y en caso de presentarse una crecida con determinado período de retorno estando el embalse en el nivel máximo, es necesario diseñar el vertedero de excedencias para un caudal laminado, para ello se determina la avenida de diseño del vertedero.

5.3.1.1. Período de Retorno para el Hidrograma de Entrada

Si bien es cierto que en el país no existe reglamentación alguna sobre las consideraciones y normas a seguir en seguridad de presas como en otros países, se puede utilizar normas internacionales tal como la propuesta por la Comisión Internacional de Grandes Presas, ICOLD por sus siglas en inglés, que es ampliamente usada en Europa y en algunos países de América Latina. Según ésta norma se clasifica a las presas en función del riesgo que éstas representan en caso de rotura de la misma, al romperse se produce un tránsito de crecidas aguas abajo del sitio de implantación de la presa que puede causar tanto pérdidas humanas como económicas.

La clasificación asociada a un período de retorno de diseño para el vertedero se presenta en el cuadro 5.4.

CUADRO N° 5.4: Períodos de Retorno para Crecientes de Diseño

	ALIVIADERO	FALLA DE PRESA
Categoría	Período de Retorno para Creciente de Diseño	Período de Retorno para Creciente Extraordinaria de Diseño
A	1000	5000 a 10000
B	500	1000 a 5000
C	100	100 a 500

Fuente: SPANCOLD, Reglamento Técnico Sobre Seguridad de Presas y Embalses

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En donde:

Categoría A: Correspondiente a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede afectar gravemente a núcleos urbanos o servicios esenciales o producir daños materiales o medioambientales muy importantes.

Categoría B: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede ocasionar daños materiales o medio ambientales importantes o afectar un número reducido de viviendas.

Categoría C: Corresponde a las presas cuya rotura o funcionamiento incorrecto puede producir daños materiales de moderada importancia y sólo incidentalmente pérdida de vidas humanas. En todo caso pertenecerán a ésta categoría todas las presas no incluidas en las categorías A y B.

5.3.1.2. Cálculo de la Laminación del Embalse

El cálculo de la laminación del embalse se realiza mediante un proceso iterativo, al considerar que la cota del embalse después de un tiempo i de haber empezado la crecida tiene que ser igual a la cota del embalse que proporciona la curva de almacenamiento con el volumen del embalse en ese instante. A continuación se presenta el algoritmo de cálculo:

1. El primer paso es estimar el ancho del vertedero, el caudal laminado y la carga de la lámina vertiente sobre la cresta (L_v , Q_L , h_o)

2. Determinar el coeficiente de descarga a partir de los datos asumidos, para un vertedero lineal.

3. Para cada paso de tiempo $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ se calcula el caudal medio de entrada

$$Q_m = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \text{ que proporciona un volumen de entrada } (V_e) \text{ en un tiempo } \Delta t.$$

4. Asumir la carga media (h_o) del vertedero para cada Δt .

5. Con la carga media, despreciando la carga de velocidad ($H_o = h_o$) se calcula el caudal descargado por el vertedero $Q_d = C_o \cdot L \cdot H_o^{3/2}$

6. Al caudal descargado le corresponde un volumen de agua descargada en un tiempo Δt , con el cual se obtiene el volumen retenido en el embalse $V_r = V_e - V_d$.

En el instante en que $V_e = V_d$ se produce el pico del hidrograma de salida o en su defecto cuando el volumen retenido pasa a ser numéricamente negativo, lo cual significa que el caudal de descarga es mayor al caudal medio de entrada.

7. A éste volumen retenido en el tiempo t_{i+1} más el volumen anterior del embalse en el tiempo t_i ($V_{emb} = V_i + V_r$) le corresponde una cota la cual es determinada mediante la curva de almacenamiento del embalse.

8. Por otro lado, ésta cota también debe ser igual a la suma de la cota en el tiempo t_i (En el inicio de la laminación será la cota máxima de funcionamiento del embalse) más la carga asumida h_o en el paso del tiempo, mediante un proceso iterativo se procede a cumplir dicha condición, cuando ésta se cumpla se pasa al siguiente paso del tiempo en donde $t_i = t_{i+1}$ y se calcula nuevamente a partir del paso 1.

9. Cuando se termine el proceso iterativo del numeral 8 se procede a verificar la carga máxima h_o de la laminación, y el caudal laminado máx. pues estos valores tienen que ser iguales a los valores asumidos del numeral 1 para calcular el coeficiente de descarga C_o , si no son iguales nuevamente se procede a iterar repitiendo los pasos del numeral 1 al 8, hasta que sean iguales.

5.3.2. VERTEDERO DE EXCESOS FRONTAL

Éste tipo de vertedero recibe el agua frontalmente y está constituido por el cimacio seguido de una transición y a continuación del dissipador de energía un canal de descarga.

A lo largo del tiempo se viene investigando y desarrollando varias formas del perfil del cimacio siendo los más conocidos y utilizados los vertederos propuestos por la United States Waterways Experimental Station y por la United. States Bureau of Reclamation, WES y USBR respectivamente.

5.3.2.1. Consideraciones para el Diseño del Cimacio Tipo USBR

La capacidad de descarga sobre una cresta de cimacio, al igual que para cualquier vertedero es una función de la geometría, coeficiente de descarga y la carga energética elevada a la (3/2), definida según la siguiente ecuación:

$$Q = C_o L H_o^{3/2} \quad (5.31)$$

Donde:

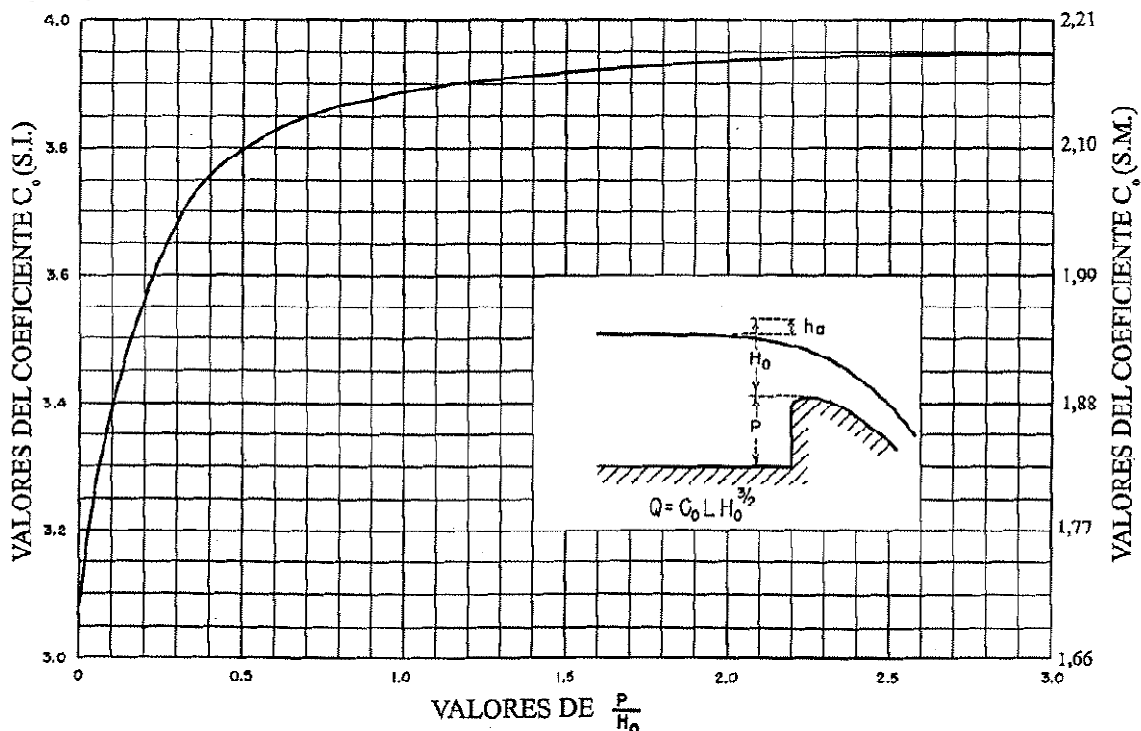
- Q: Caudal de Descarga
- C_o: Coeficiente de descarga
- L: Longitud efectiva de la cresta
- H_o: Carga energética total

El coeficiente de descarga es obtenido a partir de la figura 5.9²⁹, en el eje izquierdo se muestra los coeficientes para el sistema inglés, mientras que en el eje derecho se muestra los coeficientes correspondientes al sistema métrico.

La ecuación general que define la forma del perfil hidrodinámico para éste tipo de vertederos tiene la expresión (5.31)

²⁹ "Diseño de Pequeñas Presas", Bureau of Reclamation, Traducción de la 3ra Edición Americana Figura 9-23. Coeficientes de desagüe de un vertedero estricto con pared vertical aguas arriba.

FIGURA 5.9: Coeficientes de Descarga de un Vertedero con Paramento Vertical



Fuente: USBR, "Diseño de Pequeñas Presas"
Elaboración: Bureau of Reclamation.

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (5.32)$$

En donde K y n son coeficientes los cuales son determinados en función de la relación h_a/H_0 y la inclinación del paramento aguas arriba de acuerdo a la figura 5.10³⁰.

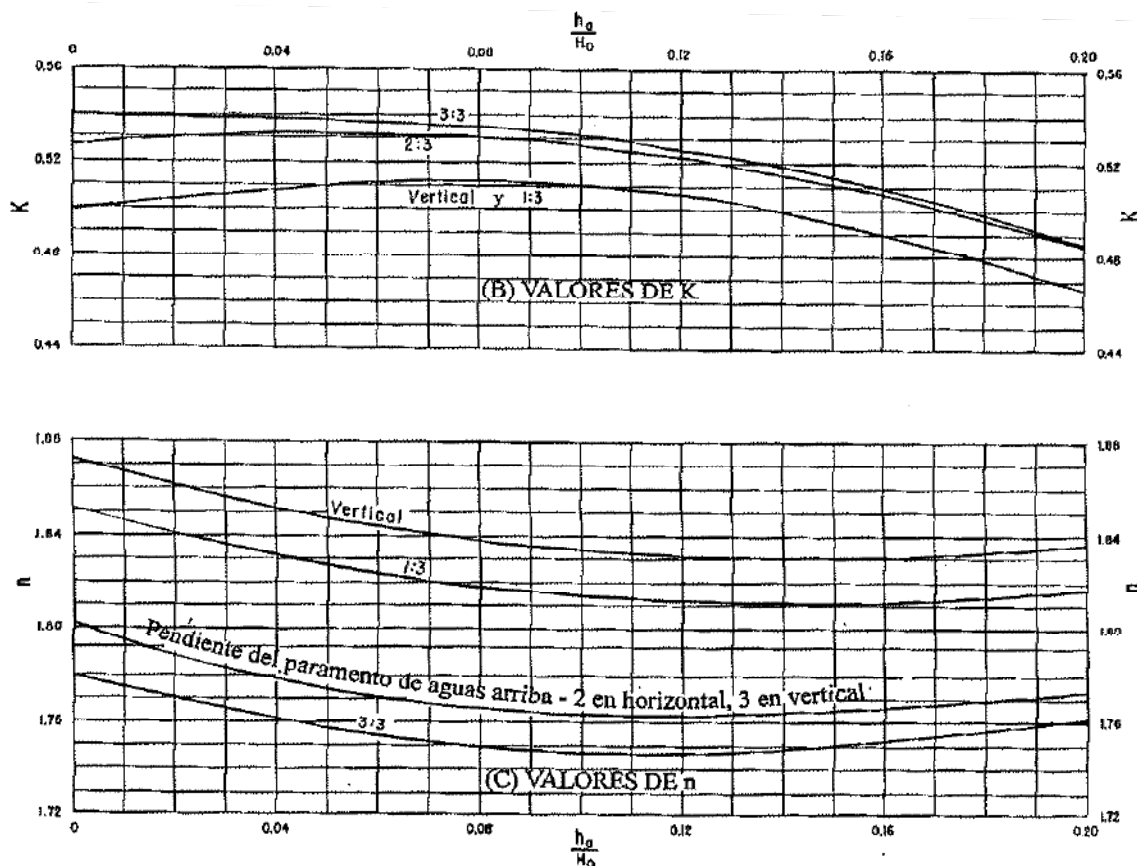
5.3.2.2. Consideraciones para el Diseño del Cimacio Tipo WES

En base a los modelos realizados por la USBR incluyendo los de Bazin, el U. S. Army Corps of Engineers ha desarrollado varios modelos standard. Estos modelos se conocen como "perfiles WES" o "WES formas standard de vertederos" y se calculan con la siguiente expresión:

$$x^n = -K \cdot h_0^{(n-1)} \cdot y \quad (5.33)$$

³⁰ USBR (2007), "Diseño de Pequeñas Presas"

FIGURA 5.10: Ábacos para Determinar los Coeficientes K y n de la Ecuación del Perfil Hidrodinámico USBR



Fuente: USBR, "Diseño de Pequeñas Presas"

Elaboración: Bureau of Reclamation.

Los coeficientes K y n se encuentra tabulados, estos dependen de la inclinación del paramento aguas arriba.

CUADRO 5.5: Coeficientes K y n de la Ecuación del Perfil Hidrodinámico WES

Pendiente Paramento	K	n
0H:3V (Talud vertical)	2.000	1.850
1H:3V	1.936	1.836
2H:3V	1.939	1.810
3H:3V	1.873	1.776

Fuente: Ven T. Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos"

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En la ecuación del perfil tipo WES se observa que el valor de K es el inverso del valor de K de la ecuación del perfil propuesto por USBR.

5.3.2.3. Radio de Enlace y Calado a la Salida del Cimacio

El radio de enlace se calcula según los criterios expuestos en el numeral 5.1.4.2. El calado y_1 a la salida del perfil es calculado con la ecuación 5.16, con la única diferencia que $\Delta z = 0$, ya que no hay profundización del cuenco.

5.3.2.4. Transición Vertedero - Rápida

Las transiciones en un canal son estructuras relativamente cortas diseñadas para cambiar la forma o el valor del área mojada.

Se usa para enlazar secciones de estructuras hidráulicas con secciones de un canal. En éste caso se trata de una transición convergente o de entrada la cual se justifica debido a que el canal de la rápida debe ser de un ancho menor por razones de economía y topografía.

5.3.2.5. Transición en Régimen Supercrítico

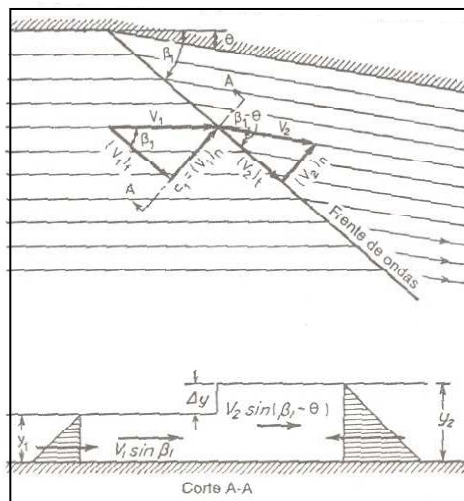
Un estrechamiento en la sección transversal del canal causa un cambio de dirección en el contorno del flujo, en éste tipo de régimen la corriente se modifica aguas abajo de una línea de perturbación o frente de ondas de choque, cuya altura es $\Delta y = y_2 - y_1$, bajo la acción de un ángulo de deflexión θ y un ángulo de perturbación β .

El estrechamiento de un canal rectangular desde un ancho B_1 hasta un ancho B_3 se puede construir de tres formas: tobera, abanico y embudo, las formas de las transiciones y los frentes de onda originados se muestran en la figura 5.12

La altura del frente de ondas o cambio de profundidades (y_2/y_1) depende sólo del ángulo de desvío máximo (θ_{max}), presentándose para los tres casos al inicio de la transición. El ángulo máximo de la transición en forma de tobera es mayor al ángulo de abanico y éste a su vez mayor al de embudo (θ cte) para una misma longitud de transición en los tres casos; al presentarse un ángulo de desvío menor

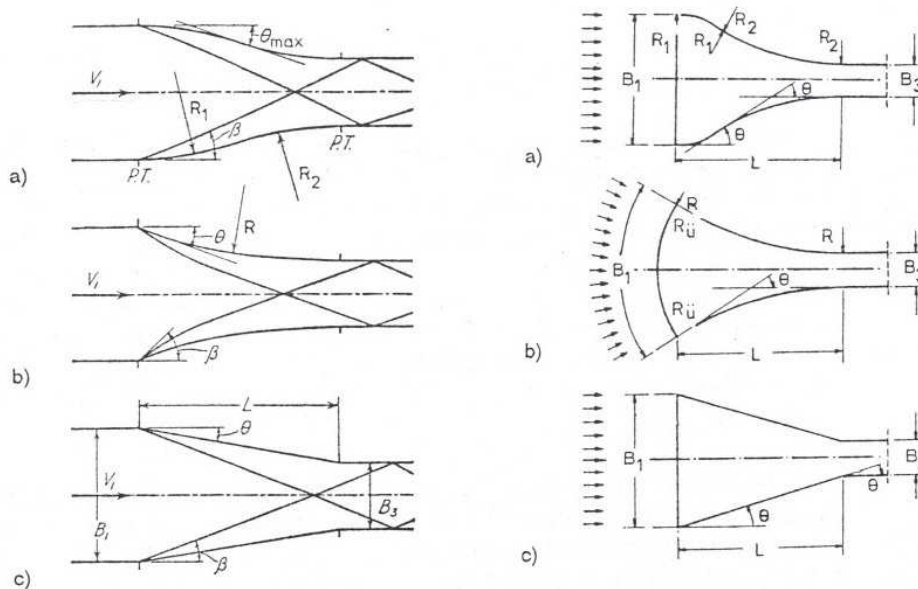
en una transición tipo embudo se recomienda éste tipo de estructura para el diseño de transiciones en flujo supercrítico.

FIGURA 5.11: Red de Flujo Supercrítico y Frente de Onda



Fuente: Eduard Naudascher, "Hidráulica de Canales"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 5.12: Tipos de Transición



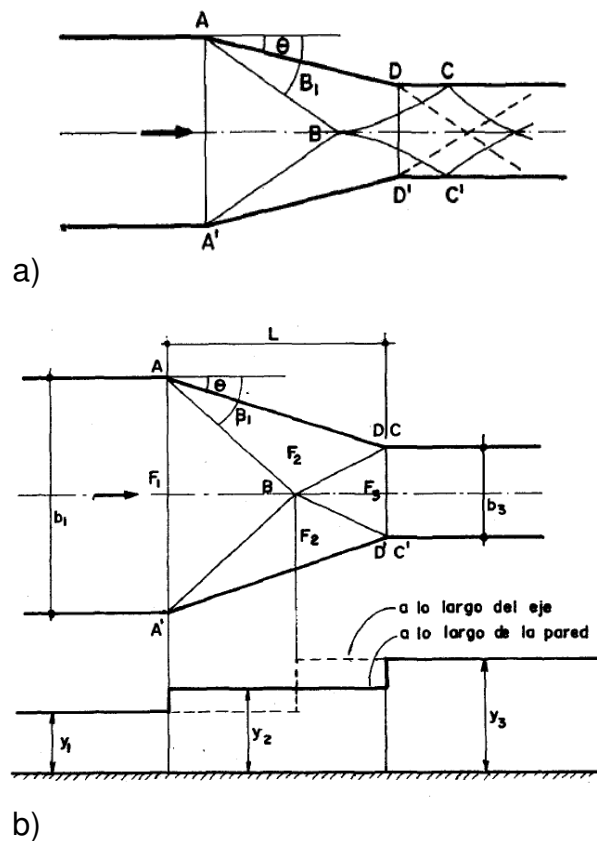
Fuente: Eduard Naudascher, "Hidráulica de Canales"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El ángulo de perturbación (β) se calcula de manera iterativa hasta cumplir con la expresión (5.33) para un determinado ángulo de deflexión (θ_{max}).

$$\tan\theta = \frac{\tan\beta_1 \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \cdot \text{Sen}^2\beta_1} - 3 \right)}{2\tan^2\beta_1 + \sqrt{1 + 8Fr_1^2 \cdot \text{Sen}^2\beta_1} - 1} \quad (5.34)$$

La perturbación negativa del frente de ondas originadas al inicio de la rápida reduce en gran proporción las ondas positivas originadas al inicio de la contracción, por lo que es de vital importancia que la longitud correspondiente al frente de ondas originadas en el inicio de la transición sea igual a la longitud de la transición. Es decir cuando los puntos C y C' coincidan con los puntos D y D' (figura 5.13 a).

FIGURA 5.13: Frente de Ondas Transición Tipo Embudo



Fuente: Wendor Chereque Morán, "Mecánica de Fluidos 2"

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La longitud del frente de ondas positivas se evalúa con la ecuación (5.35), mientras que la longitud de la transición en función del ángulo de deflexión (θ) se obtiene de la ecuación (5.35).

$$L_{f(\beta)} = \left(B_1 + \frac{B_3 - B_1}{2} \right) \frac{1}{\tan \theta} \quad (5.35)$$

$$L_{f(\theta)} = \frac{B_3 - B_1}{2 \tan \theta} \quad (5.36)$$

El diseño adecuado de la transición que minimice las perturbaciones aguas abajo del inicio de la rápida se obtiene cuando se satisface la igualdad entre las dos ecuaciones anteriores.

Aunque las experiencias indican que de todas maneras se producen ondas cruzadas simétricas con respecto al eje del canal, cuando se diseña la transición según los criterios antes expuestos el tren de ondas residual se va amortiguando conforme se desarrolla la rápida.

El cambio de profundidades del flujo ocasionado por el frente de ondas se puede calcular con la relación de calados y_1/y_2 para el primer cambio, y con y_2/y_3 para el segundo cambio de profundidades. Las ecuaciones que relacionan éstas profundidades se derivan a partir de las ecuaciones de continuidad e impulso para la dirección normal del frente de ondas.

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{\tan \beta_1}{\tan(\beta_1 - \theta)} \quad (5.37)$$

$$\frac{y_3}{y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_2^2 \cdot \text{Sen}^2 \beta_1} - 1 \right) \quad (5.38)$$

La altura de resguardo de las paredes de la estructura de transición como la del canal de la rápida se calcula siguiendo las recomendaciones de la USBR para canales que conducen corrientes a velocidades supercríticas.

$$Re\ sguard\ (m) = 0.61 + 0.045 V^3 \sqrt{y} \quad (5.39)$$

Donde:

V: Velocidad del flujo

y: Profundidad del flujo

5.3.2.5. Consideraciones para el Diseño de la Rápida de Excesos

Se denomina como rápida a un canal con flujo a gravedad a lo largo de pendientes longitudinales muy fuertes, con velocidades medias muy grandes, importantes esfuerzos de corte e introducción de aire en el flujo, por lo que se justifica realizar un análisis del Flujo Gradualmente Variado con y sin introducción de aire.

A más de los fenómenos antes mencionados, en las rápidas se presenta un frente de ondas rodantes “roll waves”, siempre y cuando la longitud del canal sea superior a 60 m. y el ángulo de inclinación de la rápida esté en el orden de los 20° ³¹, por lo que para el presente estudio no se requiere un análisis de éste tipo conforme se explica en los capítulos de diseño de las estructuras hidráulicas.

5.3.2.6. Flujo Gradualmente Variado Sin Introducción de Aire

Éste análisis, permite calcular el perfil de flujo en aguas claras y el calado al final de la rápida así como la velocidad máxima que se presenta en el canal, la presencia de flujo uniforme es posible únicamente cuando el canal es bastante largo y está libre de perturbaciones o de estructuras incorporadas en el trayecto, en éste caso la profundidad normal corresponde al régimen de flujo supercrítico y el flujo gradualmente variado se presenta en los tramos superiores antes de la llegada al cuenco disipador.

Para el cálculo del perfil del flujo se puede utilizar los métodos numéricos descritos en un acápite anterior.

5.3.2.7. Flujo Con Introducción de Aire

En el caso de flujo en canales de pendiente extremadamente fuerte, la masa de agua alcanza rápidamente grandes velocidades, de tal manera que se produce una mezcla de aire en la masa de agua inclusive antes de la formación de las ondas de Froude. La introducción de aire se presenta cuando el flujo llega a ser turbulento, en otras palabras cuando el desarrollo de la capa límite alcanza la superficie libre del agua; la introducción de aire a partir de éste punto es intensa y

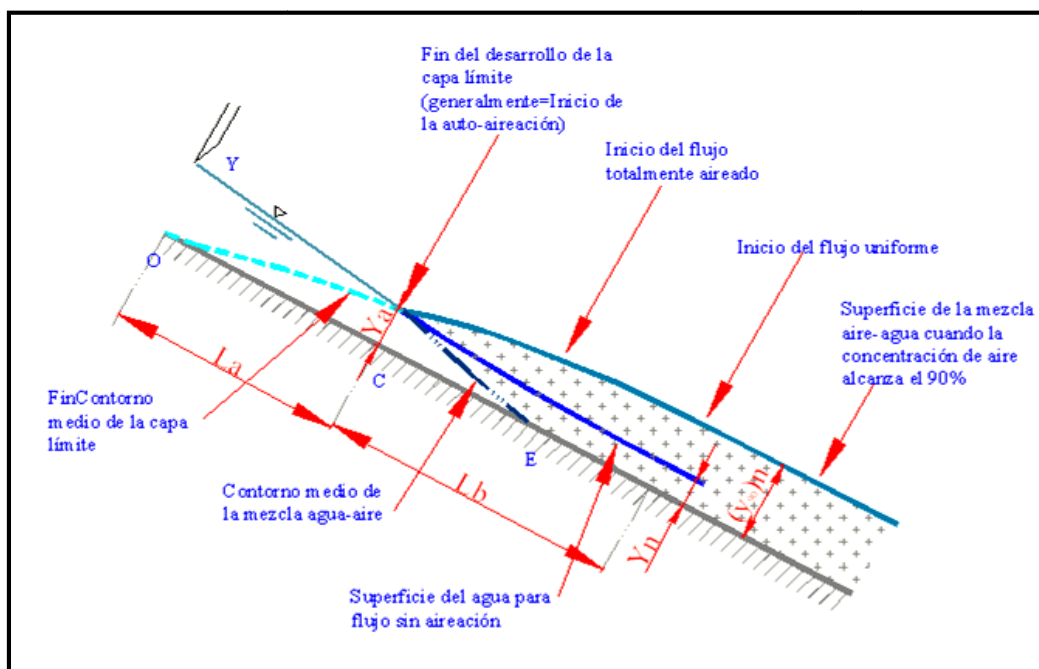
³¹ USBR (2007), “Diseño de Pequeñas Presas”

se produce una mezcla agua – aire cuya superficie libre se determina de tal manera que la concentración de aire en el agua alcanza el 90% del total (y_{90}). Es característico de éste tipo de flujo el observar una masa líquida con burbujas de aire en la parte más profunda, y en la parte superior aire con gotas de agua.

En la figura 5.14 se visualiza el punto “C”, a partir del cual se presenta la introducción intensa del aire, en el punto “E”, el aire alcanza el fondo del canal. Aguas abajo del punto “C” y después de cierta longitud (L_b) el flujo autoaerado se vuelve uniforme con lo cual se obtiene el calado uniforme de aguas claras (y_{wn}) y su correspondiente profundidad cuya concentración media del aire en el agua sea 90% (y_{90n}).

Previo al análisis hidráulico se debe determinar si se llega a presentar la autoaeración en el flujo, además la longitud (L_b) necesaria para que se instale el flujo uniforme autoaerado.

FIGURA 5.14: Esquema de la Formación del Flujo Autoaerado



Fuente: Eduard Naudascher, “Hidráulica de Canales”
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La expresión (5.40) evalúa la longitud en la cual la capa límite alcanza la superficie libre (inicio autoaeración) y la ecuación (5.41) la profundidad del agua

(y_a) en dicha sección, mientras que para determinar la longitud en la cual se presentaría el flujo uniforme autoaerado se realiza un análisis del FGV desde la sección correspondiente a " y_a " hasta alcanzar la profundidad normal de agua clara " y_{wn} ".

$$\frac{L_a}{k} = 13.6(\text{sen}\theta)^{0.0796} \left(\frac{q}{\sqrt{g(\text{sen}\theta)k^3}} \right)^{0.713} \quad (5.40)$$

$$\frac{y_a}{k} = 0.223(\text{sen}\theta)^{-0.04} \left(\frac{q}{\sqrt{g(\text{sen}\theta)k^3}} \right)^{0.643} \quad (5.41)$$

En donde q es el caudal unitario, θ ($^\circ$) el ángulo de inclinación de la rápida y k la rugosidad en (mm) (Press/Schroder 1966).

Debido a que la relación entre la densidad del aire y del agua está alrededor de 1/700 y que la velocidad de ascenso de las burbujas de aire con respecto al valor de la velocidad local V_w es despreciable, se justifica considerar que la velocidad local es independiente de la concentración media de aire (c).

Según Wood, para determinar la profundidad de la mezcla y_{90} , donde la concentración de aire es igual a 90 %, se requiere determinar la concentración media de aire y la profundidad de agua clara y_w que multiplicada por la velocidad media de agua clara v_w proporciona el caudal unitario $q = y_w \cdot V_w$.

$$y_{90} = \frac{y_w}{1-c} \quad (5.42)$$

La concentración media de aire para flujo uniforme autoaerado de acuerdo al experimento de Straub Anderson (1960), el cual involucra el ángulo de inclinación de la rápida, se presenta en el cuadro 5.6.

Las mediciones de Straub se ajustan a la expresión teórica de Wood (1984), ecuación (5.43), tal como muestra la figura 5.15, en donde los puntos indican el experimento de Straub, mientras que las líneas la ecuación de Wood.

CUADRO 5.6: Mediciones de \bar{c} del Experimento de Straub

θ	$\bar{c} = \bar{c}_n$	$\delta \text{Cos}\theta$	
75°	0.715	1.60	1.822
60°	0.675	1.90	1.350
45°	0.618	2.30	0.904
37.5°	0.560	2.65	0.638
30°	0.410	3.80	0.202
22.5°	0.302	4.92	0.0659
15°	0.245	5.90	0.0247
7.5°	0.137	9.05	0.00106

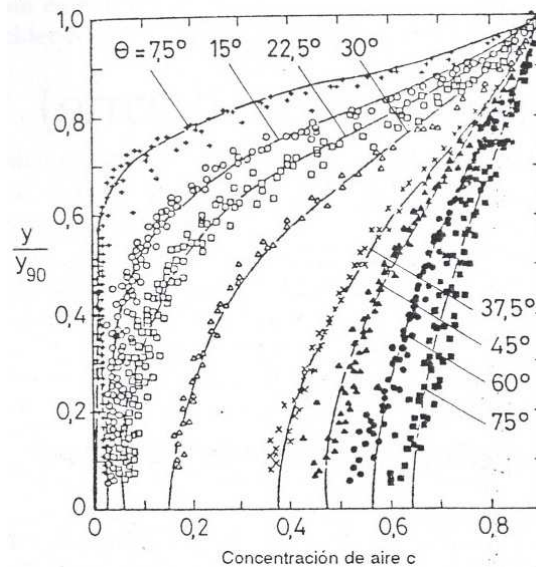
Fuente: Eduard Naudascher, "Hidráulica de Canales"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

$$c = \frac{\kappa}{\kappa + e^{-\delta \text{Cos}\theta (y/y_{90})^2}} \quad (5.43)$$

La resistencia al flujo en la mezcla agua-aire difiere de la resistencia que se tiene en un flujo sin autoaeración, ya que la presencia de aire en el agua disminuye las fuerzas de fricción actuantes entre las capas del fluido, ésta se expresa en términos del factor de fricción λ_c cuando el tramo analizado está entre el inicio de la autoaeración y la instalación del flujo uniforme autoaerado. Al flujo uniforme autoaerado le corresponde un factor λ_c el cual puede ser obtenido a partir de la relación entre los coeficientes de resistencia λ_c / λ_a , relación que a su vez es determinada de la figura 5.16, que muestra la tendencia que tiene dicho factor en función de la concentración media de aire observada en los experimentos de Straub, Anderson (1960).

El factor λ_a corresponde al factor de resistencia al flujo cuando inicia la autoaeración (instalación de y_a).

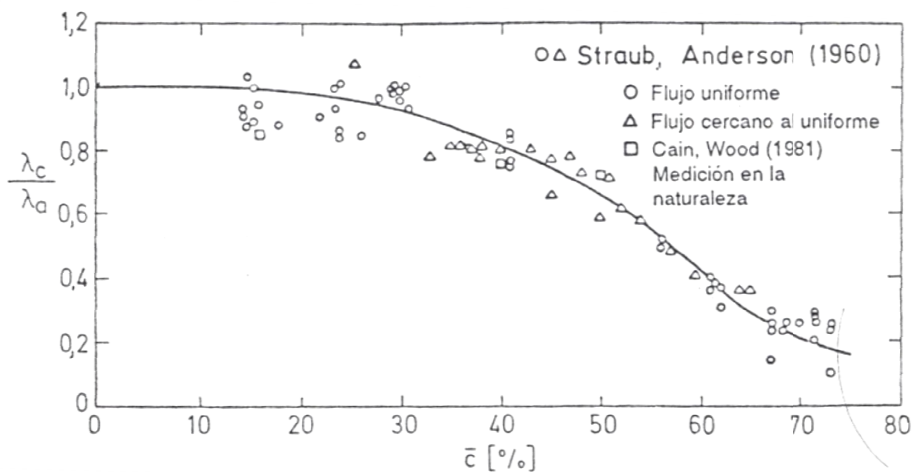
FIGURA 5.15: Distribución de la Concentración de Aire para Flujo uniforme Autoaerado



Fuente: "Hidráulica de Canales", Eduard Naudascher
Elaborado: Eduard Naudascher

Al inicio de la autoaeración el coeficiente λ_a se puede determinar con la ecuación de Colebrook-White, el campo de aplicación de ésta fórmula se encuentra en la zona de transición de flujo laminar a turbulento y flujo turbulento para tuberías; sin embargo se puede adaptar a canales.

FIGURA 5.16: Relación Entre los Coeficientes λ_c/λ_a en Función de



Fuente: "Hidráulica de Canales", Eduard Naudascher
Elaborado: Eduard Naudascher

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (5.44)$$

Donde:

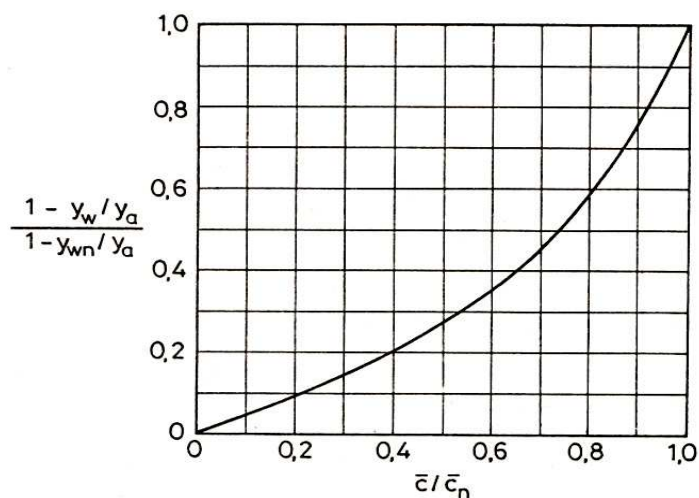
k: Rugosidad absoluta del material

D: Diámetro de la tubería, en éste caso se adopta el calado y_a

Re: Número de Reynolds

El factor de fricción λ para el flujo no uniforme autoaerado es variable y depende de la concentración media de aire que posee el flujo, éste factor es variable mientras se desarrolla la longitud L_b y se puede calcular con la figura 5.16, para lo cual es necesario obtener la concentración media en cada punto del tramo L_b analizado, la figura 5.17 presenta la curva para determinar independientemente de la inclinación del fondo de la rápida debido a la normalización que se tiene por las relaciones y_{wn}/y_a / n .

FIGURA 5.17: Relación Entre los Coeficientes y_{wn}/y_a en Función de n



Fuente: "Hidráulica de Canales", Eduard Naudascher
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El calado normal de aguas claras (y_{wn}) en el flujo autoaerado se puede determinar a partir de la ecuación (5.45).

$$\lambda_c = 8 \cdot \text{sen} \theta \cdot \frac{y_{wn}^3}{q^2} \quad (5.45)$$

La relación y_w/y_a es impuesta para cada punto analizado en el tramo fijandose como límites $1 \leq y_w/y_a \leq y_{wn}/y_a$.

5.4. DISIPADOR DE ENERGÍA

La estructura encargada de disipar la energía generalmente es un cuenco amortiguador. Por lo general éste disipador se ubica a continuación de rápidas de descarga.

5.4.1. Consideraciones para el Diseño del Disipador de Energía – Tipo Cuenco

Una medida efectiva para disipar la energía del flujo es utilizando el principio del resalto hidráulico, el objetivo del cuenco es convertir corrientes de alta velocidad a velocidades que no causen erosión al cauce. Para el diseño de ésta estructura son validos los criterios expuestos en el numeral 5.1.4.3, así como las fórmulas descritas, a más de las recomendaciones y criterios que a continuación se mencionan.

Según los estudios de la Bureau of Reclamation el resalto hidráulico se clasifica de acuerdo al número de froude (Fr) que posee el flujo correspondiente al calado conjugado menor del R.H., además clasifica los cuencos disipadores de energía en 4 tipos dependiendo de ciertas características a la entrada del mismo. Así se tiene los siguientes tipos de resalto hidráulico:

Resalto Ondulatorio ($1 < Fr < 1.7$): La superficie del agua presenta ondulaciones.

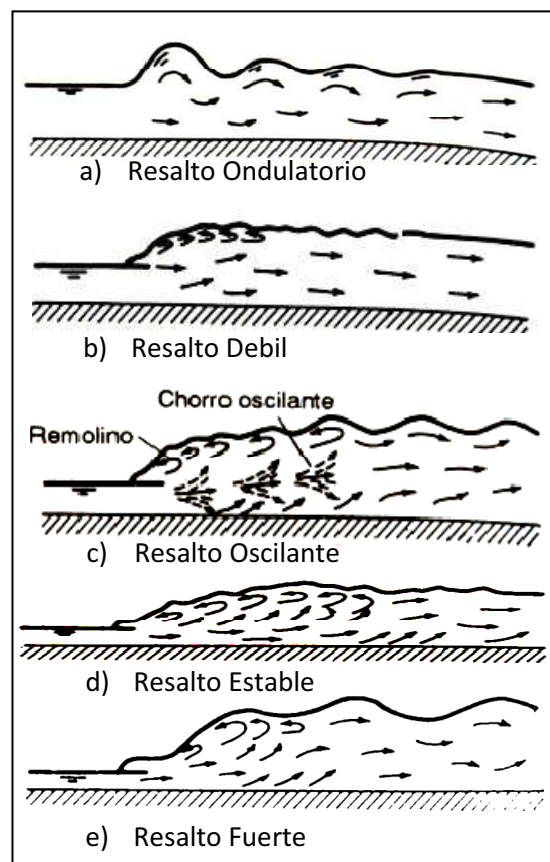
Resalto Debil ($1.7 < Fr < 2.5$): Se caracteriza por la formación de una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, presentándose una profundidad relativamente uniforme aguas abajo. La pérdida de energía es baja.

Resalto Oscilante ($2.5 < Fr < 4.5$): Se produce un chorro oscilante que entra desde el fondo del resalto hasta la superficie y regresa sin ninguna periodicidad. Cada oscilación produce una onda grande con período irregular, la cual puede viajar hasta kilómetros aguas abajo.

Resalto Perfecto o Estable ($4.5 < Fr < 9$): La turbulencia aparece únicamente en el cuerpo principal del resalto, mientras que la superficie aguas abajo permanece relativamente tranquila. La disipación de energía está entre el 45% y 75%

Resalto Fuerte ($Fr > 9$): La turbulencia y remolinos superficiales aumentan, obteniéndose una superficie risada con grandes ondas superficiales aguas abajo del resalto. La disipación de energía en éste es efectiva llegando hasta el 85%

FIGURA 5.18: Tipos de Resalto según la USBR



Fuente: Hidráulica II, Pedro Rodríguez Ruiz
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En el cuadro 5.7 se resume las recomendaciones de la USBR en cuanto a utilización de los diferentes cuencos disipadores estudiados.

CUADRO 5.7: Recomendaciones de la USBR para los Cuencos Disipadores

Numero de Froude	Velocidad de Entrada	Tipo de Cuenco
$Fr < 1.7$	-	I
$1.7 < Fr < 2.5$	-	I
$2.5 < Fr < 4.5$	< 18 m/s	IV
$Fr > 4.5$	> 18 m/s	II
	< 18 m/s	III

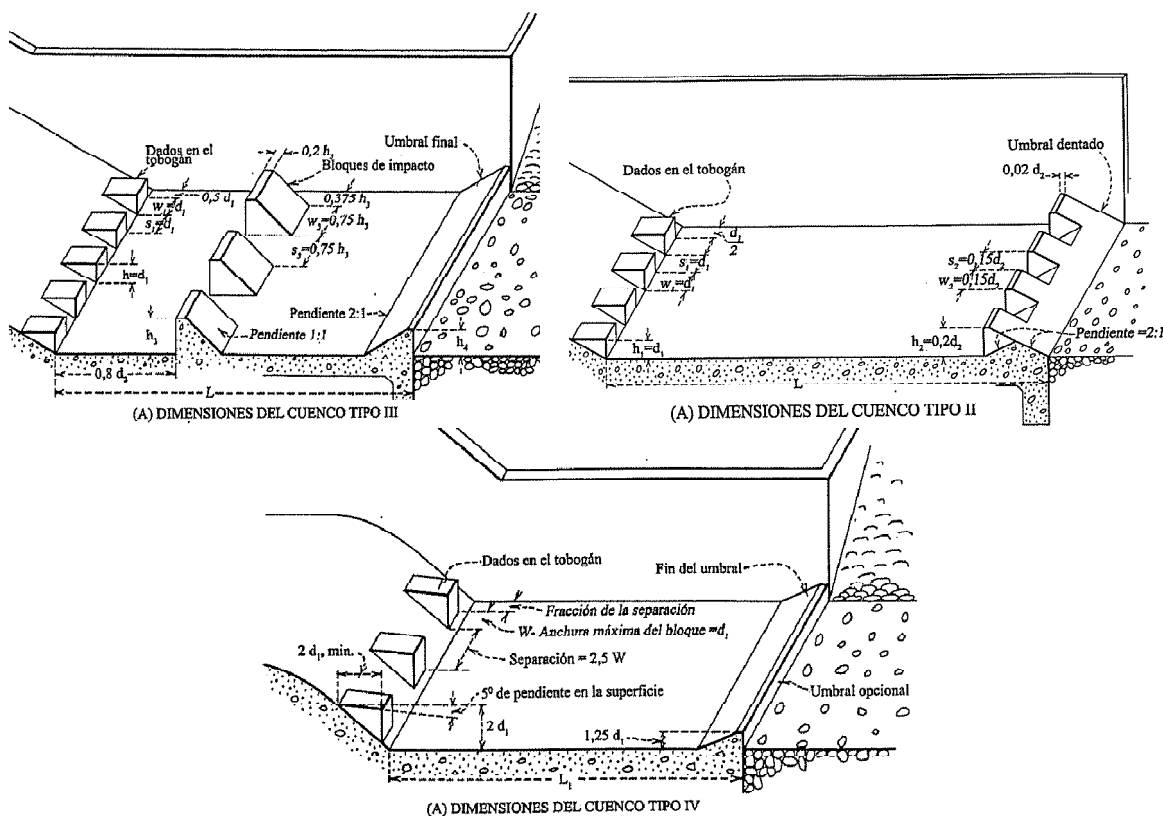
Fuente: USBR, "Diseño de Presas Pequeñas"
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El cuenco disipador tipo I probablemente es el más conocido, éste cuenco tiene un profundizamiento o escalón (Δz) tal que el resalto sea de preferencia sumergido, tal como se explica en el numeral 5.1.4.3.

El valor adecuado del escalón tiene que ver con la fuerza específica adicional que se debe tener aguas abajo para igualar la momenta antes y después del resalto hidráulico, tal que éste fenómeno se dé en la longitud prevista para el cuenco.

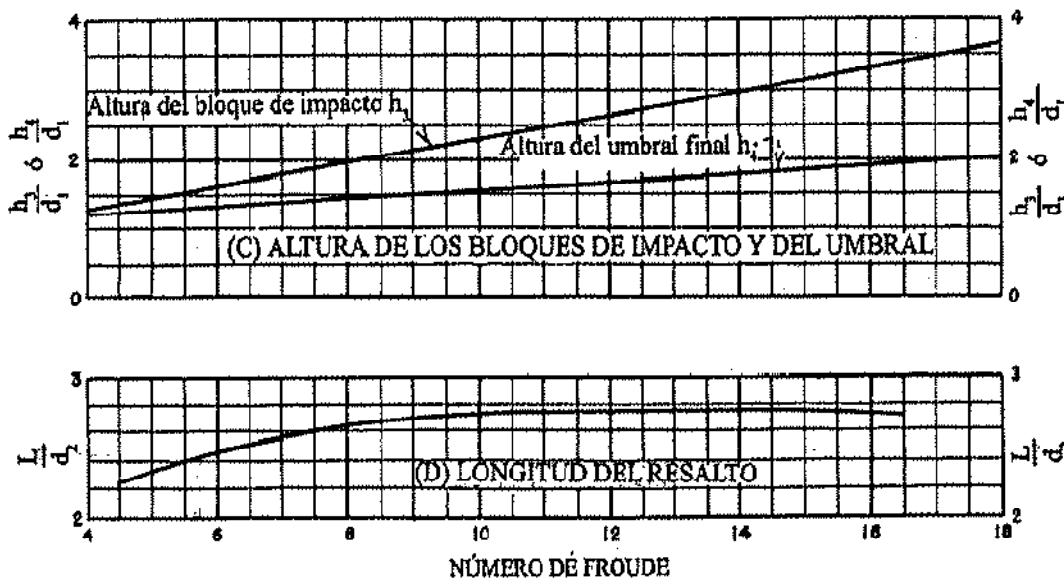
Los cuencos tipo II, III y IV están compuestos por elementos tales como dados al final de la rápida, bloques de impacto y umbral final. En el caso de una rápida casi siempre se tendrá $Fr > 4.5$ por lo que se deberá utilizar el cuenco tipo II o III en función de la velocidad de entrada.

FIGURA 5.19: Tipos de Cuencos Disipadores



Fuente: USBR, "Diseño de Presas Pequeñas"
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 5.20: Ábacos para Dimensionamiento del Cuenco Tipo III



Fuente: USBR, "Diseño de Presas Pequeñas"
 Elaborado: Bureau of Reclamation

5.5. RECOLECCIÓN DE LAS AGUAS INFILTRADAS

La recolección de las aguas infiltradas se realiza a través de un canal longitudinal paralelo al eje de la presa, situado al pie del talud aguas abajo y su diseño depende de las características topográficas y del caudal de diseño que se considera constante a lo largo de toda la presa.

Para su dimensionamiento se utiliza el flujo uniforme y la ecuación de Manning - Strickler

$$V = \frac{1}{n} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (5.46)$$

donde:

- n = rugosidad del canal
- R_h = radio hidráulico (Área / Perímetro mojado)
- I = pendiente del fondo del canal

CAPÍTULO 6

DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

6.1 DESCRIPCIÓN DE VARIANTES

Se propone cuatro alternativas para el emplazamiento y diseño de las obras hidráulicas complementarias, las obras son enunciadas a continuación:

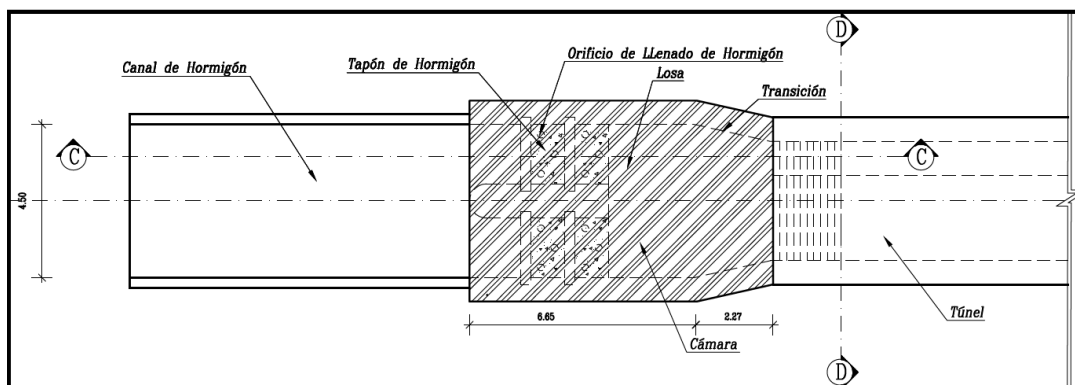
- Estructuras de Desvío
- Estructura de Excesos
- Captación
- Desagüe de Fondo
- Disipador de Energía

6.1.1. VARIANTE I

En ésta variante se propone el desvío de las aguas del río aproximadamente 100 m. aguas arriba de la presa, mediante una ataguía seguida de un túnel que descarga aguas abajo de la presa. También consta de un vertedero de excesos tipo Morning Glory, la captación y el desagüe de fondo se encuentran a un costado en la misma torre del vertedero.

6.1.1.1. Estructuras de Desvío

El desvío para ésta variante consta de un canal corto de hormigón, una cámara que albergará los taponés de hormigón para sellar el paso del agua una vez construidas todas las obras y el túnel que tiene un tramo falso inicial de aproximadamente 120 m. La longitud total del túnel es 285 m., éste túnel está diseñado para desviar las aguas tanto de los caudales formativos como de avenidas extraordinarias que se pueden presentar durante la construcción de la presa. Está ubicado en la margen izquierda bordeando la presa.

FIGURA 6.1: Estructuras de Entrada y Desvío V. I.

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.1.2. Estructura de Excesos

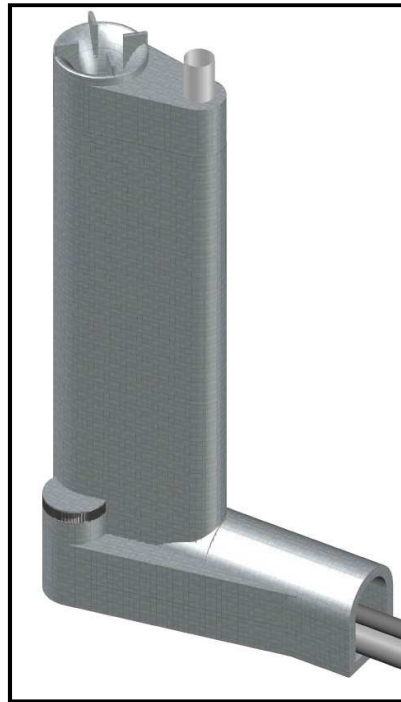
La estructura de descarga de excesos se trata de un vertedero tipo Morning Glory, cuya configuración es una torre de hormigón armado de aproximadamente 26 m. de altura, en cuyo interior también se encuentra una tubería de PVC que cumple con la función de airear el flujo en la tubería ($\varnothing = 1.5$ m.) proveniente del vertedero. La torre vista en planta tiene forma de ovoide. El radio exterior de la cresta del vertedero es 1.93 m.

Sobre la cresta del vertedero se ubican 4 bloques anti vórtices, los que previenen la formación de vórtices y por tanto la introducción de burbujas de aire en el interior de la tubería vertical del pozo. Bajo ningún motivo es permisible la introducción de burbujas de aire, pues esto podría provocar cavitación y por ende el colapso total del sistema.

6.1.1.3. Obra de Captación y Desagüe de Fondo

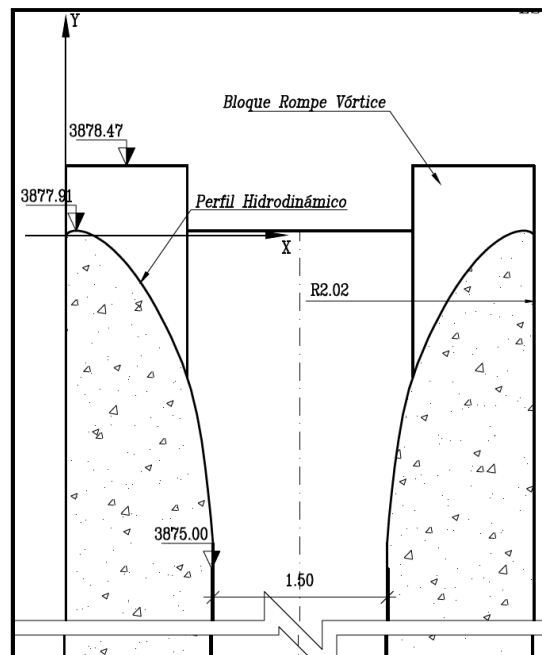
Adyacente a la torre del Morning Glory se prevé la construcción monolítica de una torre de aproximadamente 5 m de alto., la captación y desagüe de fondo se ubican en dicha torre. Ésta estructura funciona como captación (Cota inferior del labio 3855,35 msnm) cuando las válvulas de control operan parcialmente abiertas, permitiendo siempre el paso del caudal de captación. Cuando las válvulas operan totalmente abiertas funciona como desagüe de fondo.

FIGURA 6.2: Torre del Vertedero Tipo Morning Glory V. I - Vista 3D

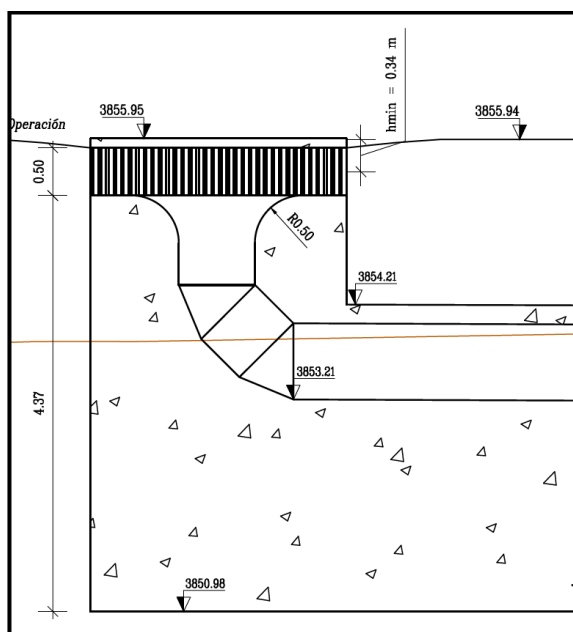


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 6.3: Geometría Vertedero Tipo Morning Glory V. I.



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 6.4: Geometría Captación - Desagüe de Fondo en Perfil**Variante I**

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El agua que ingresa por la rejilla de captación semicircular pasa por una entrada de forma abocinada para finalmente ser conducida a través de la tubería de acero de diámetro variable en una longitud aproximada de 250 m.

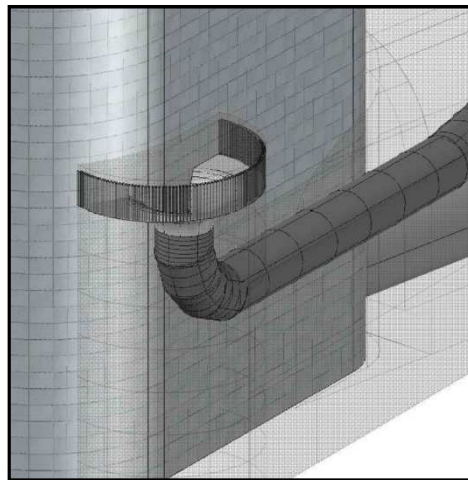
En el tramo L1+L2 se ubica una válvula de aire, en los tramos L3 y L4 se ubican válvulas mariposa (Cuadro 6.1)

CUADRO 6.1: Geometría de la Tubería de Captación-Desagüe de Fondo.**Variante I**

Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)
L1+L2 (Vert. + Horiz.)	27	800
L3	130	500
L4	96	500
Total	251	

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

**FIGURA 6.5: Captación - Desagüe de Fondo-Vista 3D
Variante I**

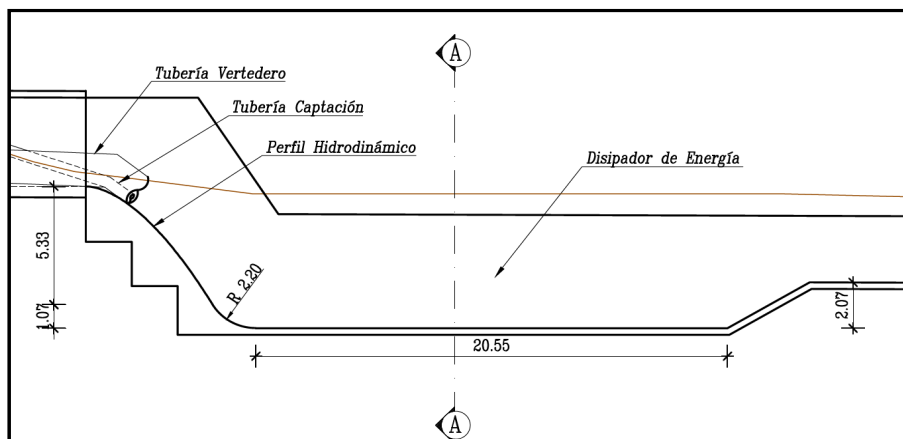


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.1.4. Disipador de Energía y Descarga

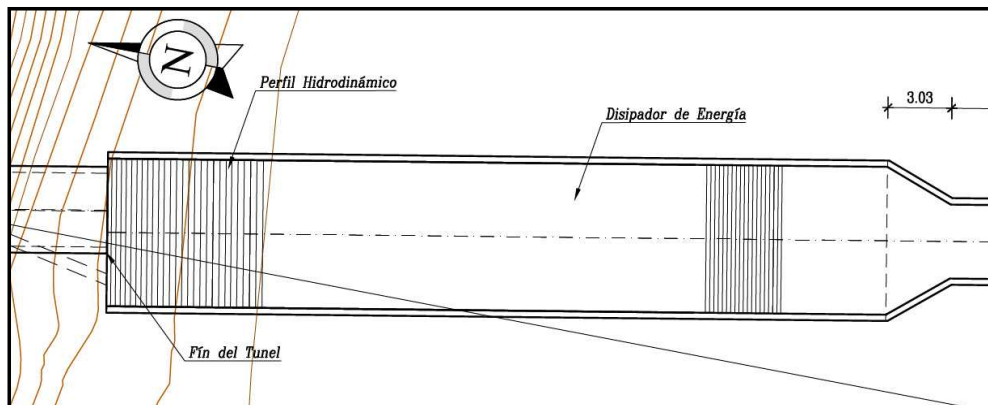
Para ésta alternativa de diseño el disipador de energía se trata de un cuenco amortiguador tipo I, el cual tiene una función múltiple, disipar la energía del caudal de desvío a la salida del túnel así como el caudal de las obras de excesos, captación y desagüe de fondo cuyas conducciones se realizan a través de tuberías al interior del túnel y que descargan sobre el perfil hidrodinámico del cuenco.

**FIGURA 6.6: Geometría Cuenco Disipador en Perfil
Variante I**



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

**FIGURA 6.7: Geometría Cuenco Disipador en Planta
Variante I**

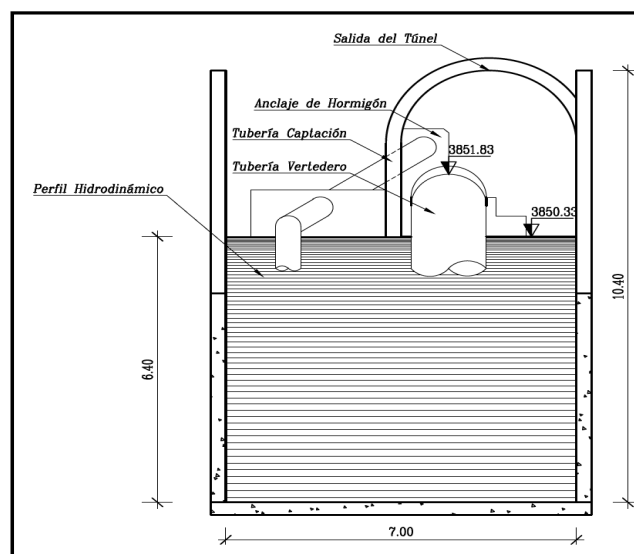


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Dado que el perfil hidrodinámico y el cuenco son estructuras comunes para las dos tuberías (excesos y captación), la tubería proveniente de la captación se separa de la otra 5 m. antes de finalizar el túnel, figura 6.7.

Una vez disipada la energía cinética con la que llega el agua, ésta pasa por una transición a un canal de hormigón y finalmente realizar la descarga de las aguas en la quebrada Olalla a través de un canal de gaviones

**FIGURA 6.8: Vista Frontal del Disipador de Energía
Variante I**



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

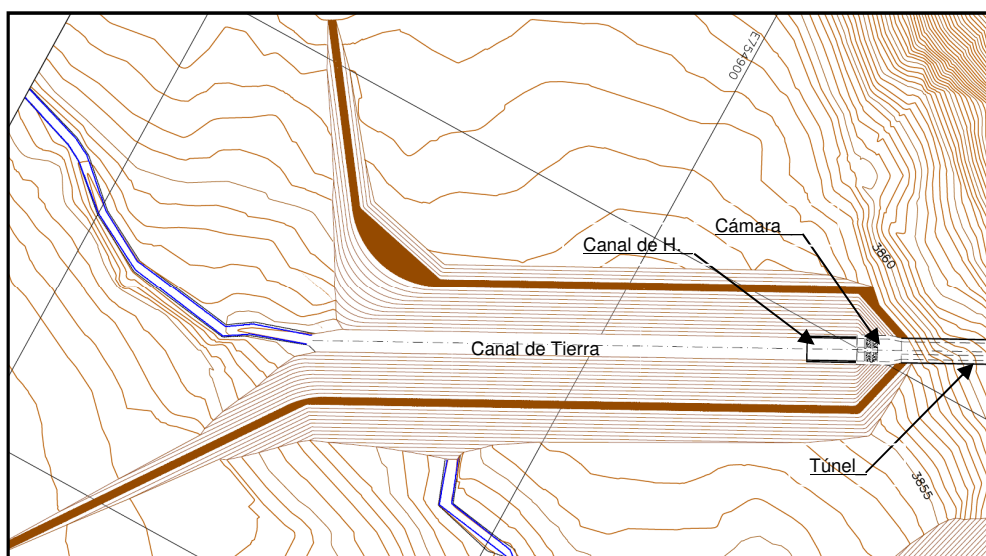
6.1.2. VARIANTE II

Ésta variante es similar a la anterior, su cambio radica en la separación en 2 estructuras diferentes la captación del vertedero de excesos, con éste cambio se pretende cimentar el Morning Glory en un estrato de mejor condición geotécnica acercándolo al talud izquierdo del valle. Además se extiende la ataguía 80 m. aproximadamente, en la dirección del flujo de las aguas desviadas, con relación a la anterior.

6.1.2.1. Estructuras de Desvío

El desvío de las aguas del río Pachanlica inicia aproximadamente 100 m. aguas arriba de la presa, a diferencia de la primera alternativa ésta contempla un canal de tierra con aproximadamente 100 m. de longitud, reduciendo así el tramo de túnel falso a 25 m. Presenta las mismas estructuras de la variante I.

**FIGURA 6.9: Ataguía y Estructuras de Desvío.
Variantes II, III y IV**



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B

6.1.2.2. Estructura de Excesos

La estructura de excesos se trata de un vertedero tipo Morning Glory construido en una torre de aproximadamente 27 m. de altura. La geometría de ésta estructura es similar a la de la variante anterior.

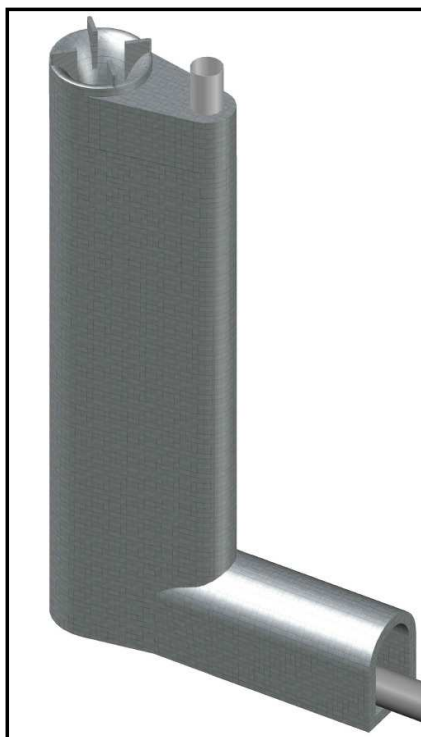
En la Fig. 6.9 se puede apreciar que la estructura de excesos es totalmente independiente de la obra de captación a diferencia de la variante I.

6.1.2.3. Obra de Captación y Desagüe de Fondo

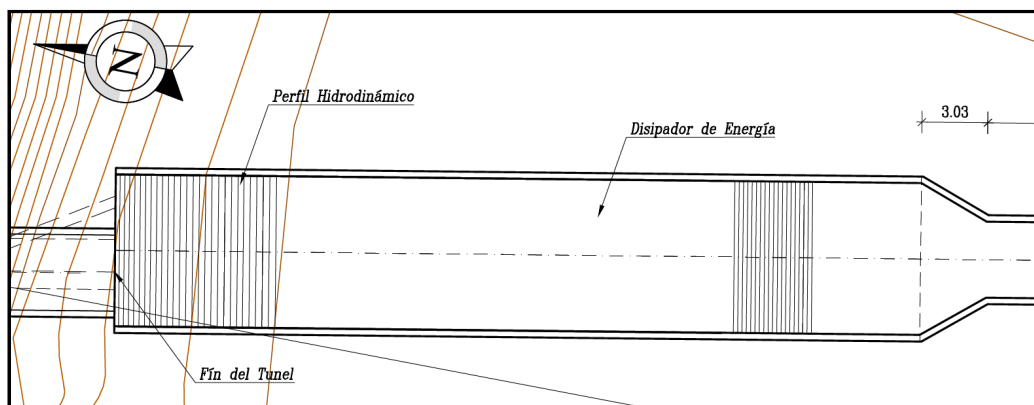
Como se mencionó anteriormente la obra de captación y/o desagüe de fondo para ésta alternativa es totalmente independiente de la torre del vertedero tipo Morning Glory, el labio inferior se ubica en la cota 3855.35 msnm, éste nivel indica un volumen de sedimentos igual a 25.000 m³. La torre de captación – desagüe de fondo tiene una altura igual a 3,5 m y una tubería de diámetro único de $\varnothing = 500$ mm.

FIGURA 6.10: Torre del Vertedero Tipo Morning Glory.

Variante II



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 6.12: Geometría Cuenco Disipador en Planta Variante II

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

La descarga a la Qda. Olalla se realiza al igual que en la variante anterior, mediante un canal de hormigón seguido de un canal de gaviones.

6.1.3. VARIANTE III

En ésta alternativa de diseño se propone un desvío y obra de captación igual que en la variante II, mientras que la estructura de excesos es un vertedero frontal tipo WES o USBR con su respectiva rápida de excesos y dissipador de energía, después del cual se realiza la restitución de las aguas al cauce mediante un canal de forma rectangular.

6.1.3.1. Estructuras de Desvío

La ataguía, es la misma propuesta para la variante II, figura 6.9, al igual que el túnel de desvío que presenta un ligero cambio debido en planta.

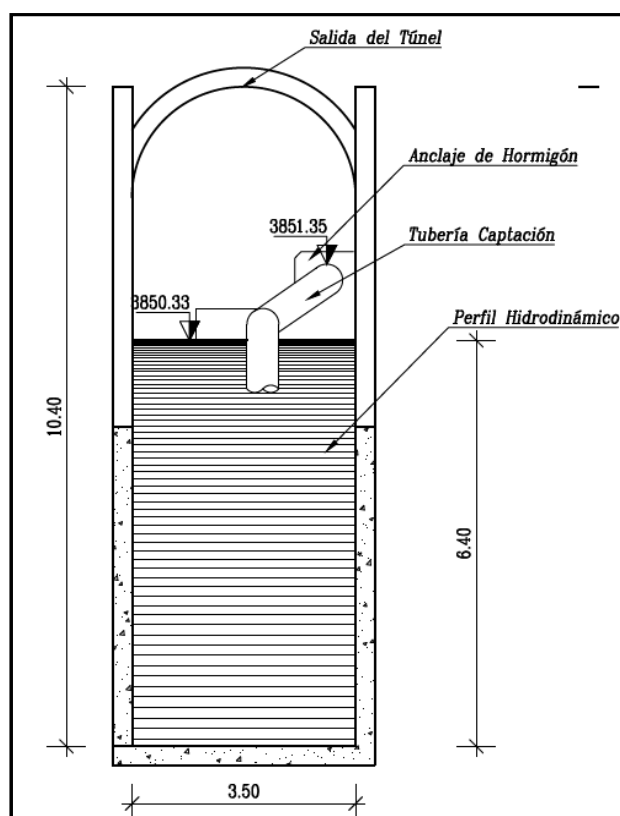
En éste caso, el cuenco disipador de energía de los caudales desviados es parte de las estructuras de desvío, que tiene como función disipar la energía cinética que lleva el agua cuando baja por el azud y la obra de captación, figura 6.13.

Ya que sobre la estructura de disipación de energía sólo descargan las aguas del caudal de aprovechamiento, tanto el ancho del perfil como del cuenco se reduce a 3.5 m

6.1.3.2. Estructuras de Excesos

Como ya se mencionó anteriormente el vertedero de excesos se trata de un vertedero frontal y horizontal tradicional, cuyo perfil hidrodinámico es tipo WES o USBR, seguido de una rápida de excesos, dissipador de energía y canal de descarga .

**FIGURA 6.13: Vista Frontal del Dissipador de Energía
Variante III y IV**



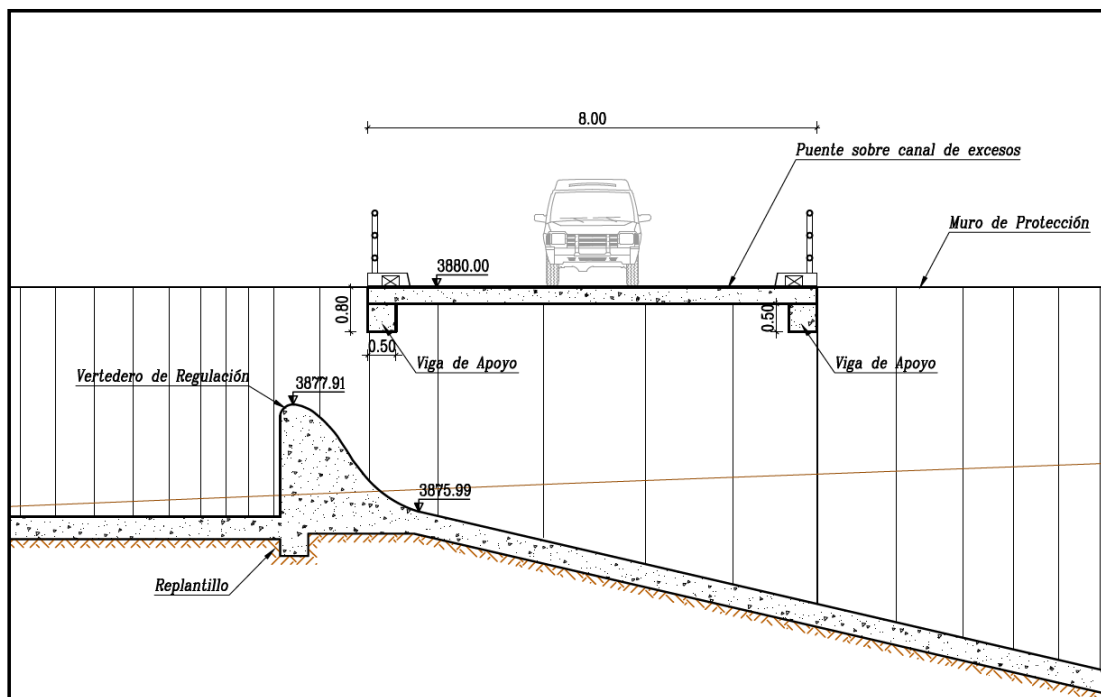
Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.3.2.1. Vertedero de Excesos Frontal – Tipo WES o USBR

Es un vertedero cuyo perfil se aproxima a la forma de la lámina inferior del agua descargada por un vertedero de pared delgada, ésta forma o perfil constituye condiciones de descargas óptimas para un vertedero de excesos.

A continuación del perfil hidrodinámico del vertedero se prevé un tramo corto de 10 m, con la misma pendiente que la rápida y una transición de entrada para disminuir el ancho del canal de la rápida.

**FIGURA: 6.14: Corte Transversal del Vertedero
Variante III**

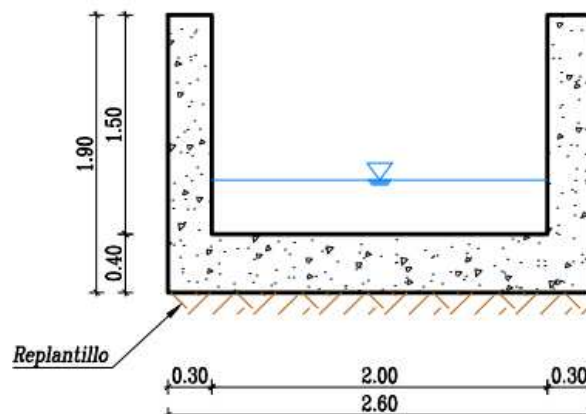


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.3.2.2. Rápida de Excesos

La rápida de excesos es un canal de hormigón cuya pendiente es igual a 21% y un ancho de 2.00 m. a lo largo de aproximadamente 142 m. que tiene la rápida, la cual se dimensiona considerando un Flujo Gradualmente Variado y Autoaereado.

FIGURA 6.15: Sección del Canal de la Rápida de Excesos Variante III

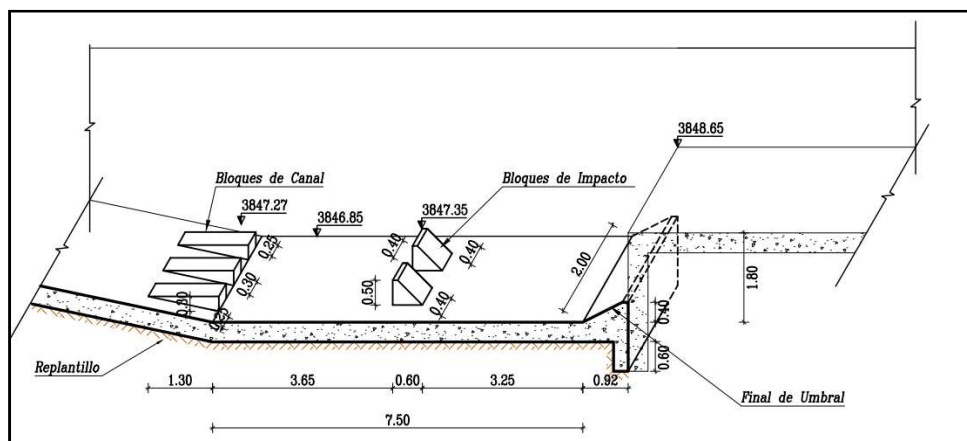


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.3.2.3. Disipador de Energía

El disipador de energía es un cuenco normal con escalón negativo tipo USBR III, cuya longitud es 7.5 m. y mismo ancho que la rápida, con 3 dados a la salida de la rápida de 0.3 m de alto y 3 bloques de impacto a 2 m. del inicio del cuenco.

FIGURA 6.16: Disipador de Energía Tipo USBR III



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.3.3. Obra de Captación

La obra de captación propuesta para ésta variante es la misma que para la variante II, ya que ésta es totalmente independiente de la estructura de excesos. El detalle de la geometría de la tubería de la conducción se presenta en el cuadro 6.2.

6.1.4. VARIANTE IV

La alternativa IV presenta una propuesta igual a la anterior, con la única diferencia que consiste en que la estructura de excesos es un vertedero lateral implantado sobre la margen izquierda del río, con su respectiva estructura de disipación de energía en escaleras.

6.1.4.1. Obras de Desvío

Es la misma propuesta para las alternativas II y III, un túnel de aproximadamente 100 m. de longitud con una ataguía inicial de tierra, figura 6.9. El dissipador de energía es sólo para el desvío del río y el caudal de captación y/o desagüe de fondo.

6.1.4.2. Estructuras de Excesos

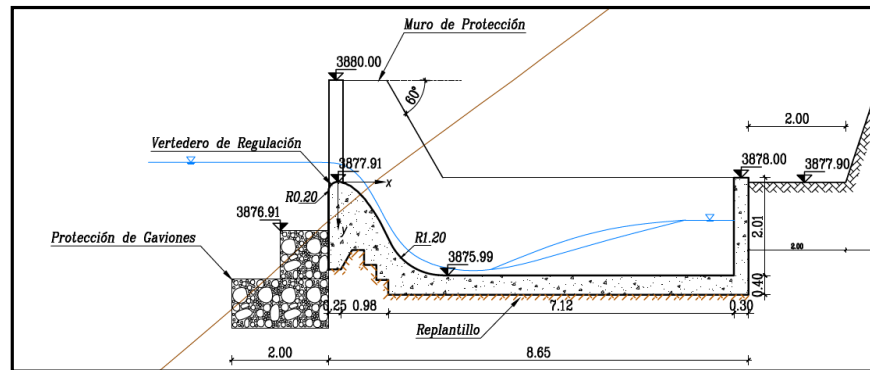
Mencionado anteriormente, se trata de un vertedero de excesos lateral tipo USBR, seguido de un canal cubierto, paralelo a la vía de acceso, el que transporta el agua hasta una pequeña derivación de descarga lateral, el curso del agua sigue a través de un dissipador de energía en escalera, una transición, un canal de descarga en un primer tramo, nuevamente una descarga en escalera diseñado para superar la diferencia de altura que presenta la superficie del terreno, un segundo tramo (canal) y finalmente la protección de gaviones, descargando el agua en la Qda. Olalla.

6.1.4.2.1. Vertedero de Excesos Lateral – Tipo USBR

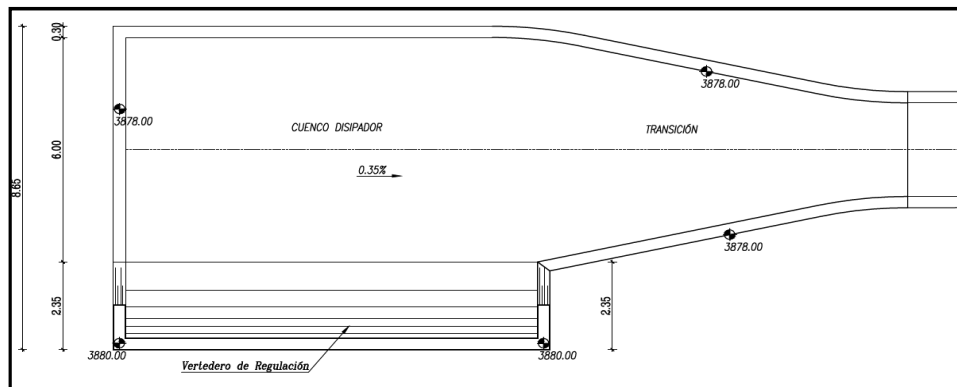
El vertedero lateral implantado en la margen izquierda del río tiene un ancho de cresta igual a 10 m. Parte de ésta estructura constituye el cuenco dissipador y la transición previa a la entrada del canal cubierto. La longitud del cuenco dissipador adoptada para que se desarrolle el resalto hidráulico es de 6 m. La transición es en forma de tobera con un ángulo $\Theta = 12,5^\circ$ y queda definida con las siguientes dimensiones: ancho de inicio 6,0 m a un ancho menor que coincide con el ancho del inicio del canal de 2,50 m. y una longitud de desarrollo de 7,89 m. Las figuras 6.17 y 6.18 muestran los detalles de la estructura de excesos lateral.

6.1.4.2.2. Canal Cubierto

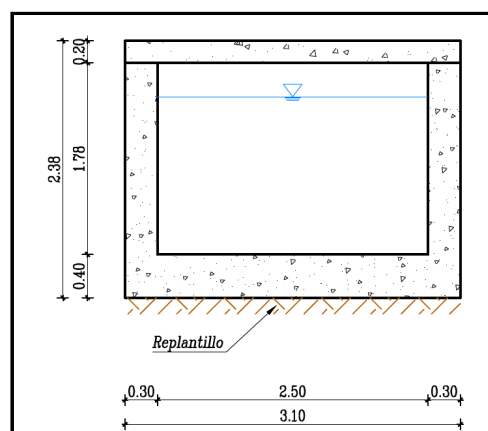
El canal paralelo a la vía tiene una longitud aproximada de 111 m. con una pendiente igual al 3,5 ‰, la altura del canal es 1,78 m. y su base 2,50 m. Se prevé un flujo uniforme subcrítico en toda la longitud del canal.

FIGURA 6.17: Perfil Hidrodinámico del Vertedero Lateral Variante IV

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 6.18: Planta Vertedero Lateral Variante IV

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

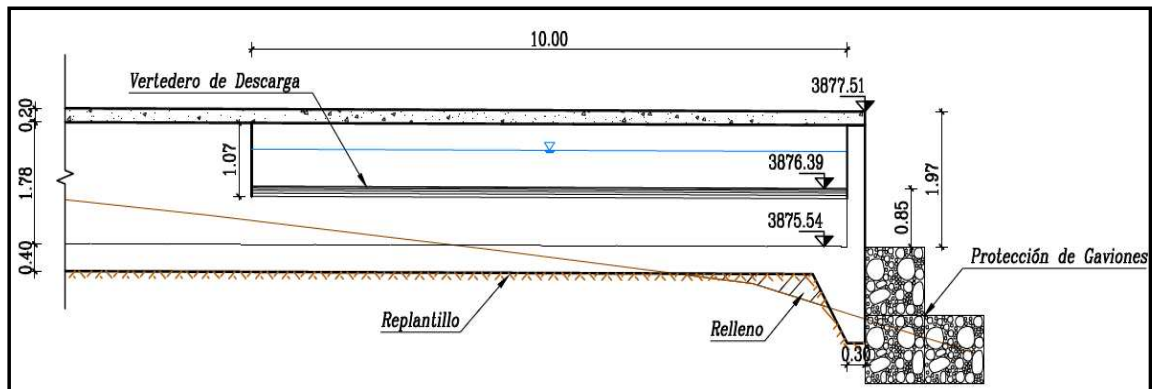
FIGURA 6.19: Sección del Canal Cubierto Variante IV

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.4.2.3. Derivación Lateral

La derivación lateral tiene un ancho de 10 m. y la altura del vertedero es 0,85 m. Se considera se presentará una carga máxima $h = 0,54$ m., medido desde la cresta del vertedero.

FIGURA 6.20: Vista Frontal de la Derivación Lateral

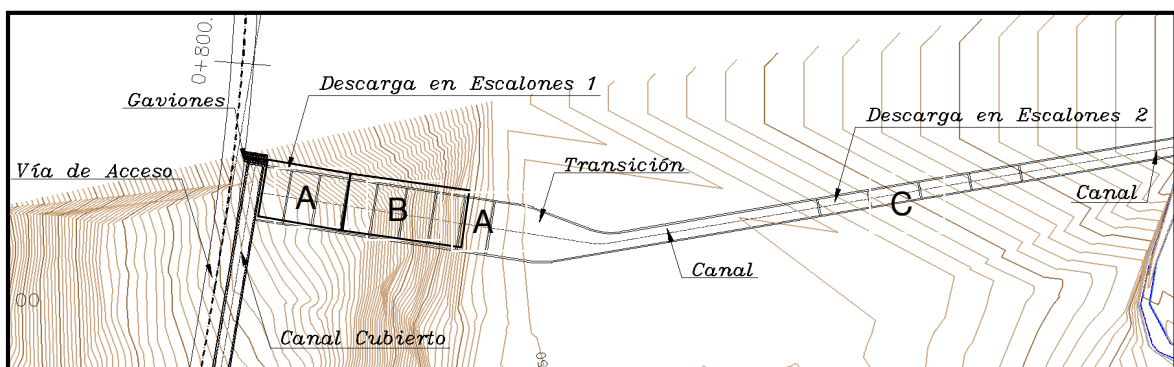


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.4.2.4. Disipador de Energía de Excesos

A continuación del vertedero de derivación se prevé el disipador en escaleras, ésta estructura está conformada por un primer tramo disipador en escaleras, luego del último escalón se prevé una transición a una sección menor y a continuación un tramo corto recto, seguido de otro disipador en escalera.

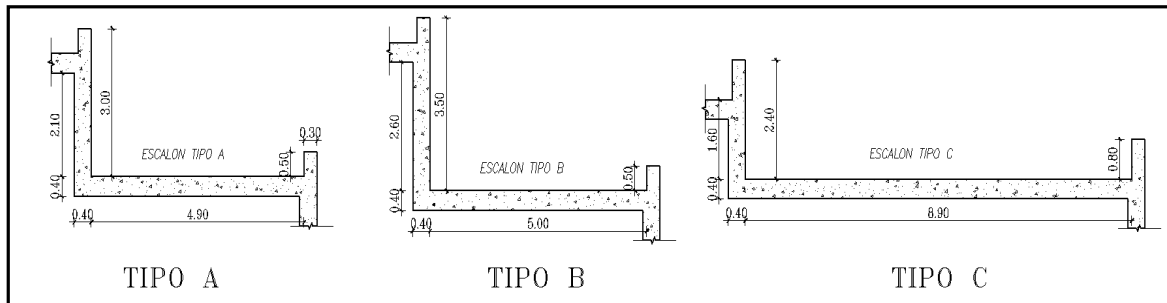
**FIGURA 6.21: Disipador de Energía de Excesos en Planta
Variante IV**



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Se presenta tres tipos de escalones A, B y C, dimensionados para ajustarse a la topografía del perfil.

FIGURA 6.22: Tipos de escalones del Disipador

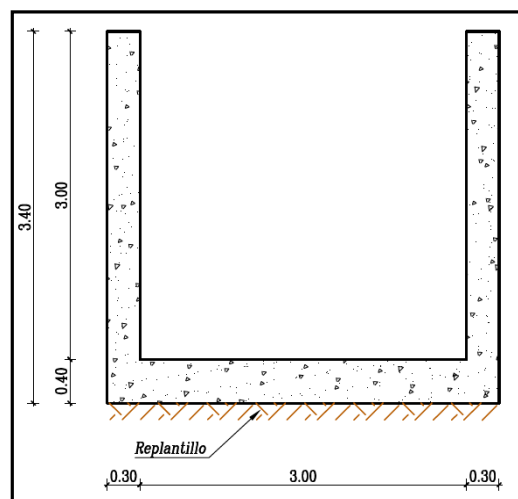


Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Como ya se mencionó después de la primera descarga en escalones se tiene un canal corto del mismo ancho de los escalones, para luego pasar a un canal de menor ancho a través de una transición similar a la anterior, es decir un ángulo $\Theta = 12.5^\circ$.

La descarga sobre la Qda. Olalla se realiza mediante un canal cuadrangular de 3 m. por lado y una protección de gaviones al final de éste.

FIGURA 6.23: Sección Canal de Descarga



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.1.4.3. Obra de Captación

La Obra de Captación es la misma que se tiene para las 3 últimas variantes presentadas, conservándose sus características tales como longitud y diámetro de tuberías al igual que válvulas de control (Ver Cuadro N° 6.2).

6.2 ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE VARIANTE

En resumen todas las variantes antes descritas cumplen con los criterios y propósitos hidráulicos para los cuales fueron diseñadas, es decir todas las alternativas propuestas tienen la misma funcionalidad y serviciabilidad. Desde ese punto de vista, es necesario analizar y seleccionar la mejor variante tomando en cuenta las características más relevantes de los aspectos técnicos, constructivos y de sus costos directos de ejecución de cada una de las obras.

Básicamente la diferencia entre una y otra variante está constituida por los diferentes diseños del desvío, la obra de captación y sobretodo la estructura de excesos dependiendo de la alternativa presentada. La evaluación de las alternativas se realiza mediante la asignación de variables cualitativas y cuantitativas, siendo las últimas las que dan la pauta para la selección de la variante más favorable, el valor en porcentaje que se le asigna a cada componente es el indicado en el cuadro N° 6.3

CUADRO 6.3: Porcentaje Asignado a Cada Componente

Componente	Porcentaje
Técnico	40%
Constructivo	40%
Costos Directos Obras Hidráulicas	20%
Total	100 %

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.2.1. ANÁLISIS TÉCNICO

Éste análisis presenta los criterios técnicos en los cuales se incluye la inspección, operación y mantenimiento de las obras, seguido de sus variables, finalmente se

pondera las calificaciones para obtener el respectivo porcentaje expuesto anteriormente.

CUADRO 6.4: Variables Cualitativas y Cuantitativas para los Criterios Técnicos

Evaluación							
Cualitativa			Cuantit.	Cualit.	Cuantit.	Cualit.	Cuantit.
Poco	Adecuado/a	Alto/ Bueno/a	4 – 5	Total	4 – 5	Si	1 – 2
Alguno	Medianament Adecuado/a	Medio/a	2 – 3	Parcial	1 – 3	No	0
Varias	Inadecuado/a	Bajo/a	1	Ninguno	0		

Fuente: Elaboración Propia

Elaboración: Freddy Rodríguez B.

6.2.1.1. Obras de Desvío

Las obras de desvío a evaluarse son la ataguía, el túnel de desvío y el dissipador de energía en el cual se incluye el canal de restitución, sobre un total de 29 puntos, así como se muestra en el cuadro 6.5.

6.2.1.2. Estructuras de Excesos

Las obras analizadas son el vertedero de excesos, su conducción que dependiendo de la alternativa puede ser mediante una tubería, canales cerrados o abiertos y obras adicionales que se requieren para su correcto funcionamiento. El dissipador de energía no es tomado en cuenta debido a que como se mencionó antes, en todas las alternativas éste cumple con su función hidráulica. El detalle de la evaluación se presenta en el cuadro N° 6.6.

CUADRO 6.5: Evaluación Técnica de las Alternativas para la Obra de Desvío

Criterio Técnico	Variante Nº 1		Variante Nº 2		Variante Nº 3		Variante Nº 4		Total
	Valoración		Valoración		Valoración		Valoración		
Estabilidad ataguía	Buena	4	Media	3	Media	3	Media	3	5
Trazado en planta del túnel	Adecuado	4	Adecuado	5	Adecuado	5	Adecuado	5	5
Obstrucciones del flujo en el túnel	Algunas	3	Algunas	3	Pocas	4	Pocas	4	5
Acceso inspección, operación y mantenimiento	Adecuado	4	Adecuado	4	Adecuado	4	Adecuado	4	5
Longitud de Ataguía	Adecuada	4	Poco Adec.	3	Med. Adec.	3	Med. Adec.	3	5
Optimización túnel (Funcionamiento dual)	Si	2	Si	2	Si	1	Si	1	2
Optimización Disipador de Energía (F. dual)	Si	2	Si	2	Si	1	Si	1	2
Subtotal(1)	23		22		21		21		29

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO 6.6: Evaluación Técnica de las Alternativas para las Estructuras para las Estructuras de Excesos

Criterio Técnico	Variante Nº 1		Variante Nº 2		Variante Nº 3		Variante Nº 4		Total
	Valoración		Valoración		Valoración		Valoración		
Estabilidad del vertedero	Media	2	Media	2	Buena	4	Media	2	5
Suelo de fundación del vertedero	Poco Ade.	1	Adecuado	3	Adecuado	4	Adecuado	3	5
Requerimiento de obras adicionales	Pocas	4	Pocas	4	Algunas	3	Algunas	2	5
Accesibilidad para inspección, operación y mantenimiento	Baja	1	Baja	1	Alta	5	Media	3	5
Canales abiertos	Ninguno	0	Ninguno	0	Total	5	Parcial	2	5
Adaptación a la topografía	Adecuada	4	Med. Ade	3	Adecuada	5	Med. Ade.	3	5
Subtotal(2)	12		13		26		15		30

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B

6.2.1.3. Obra de Captación y Desagüe de Fondo

La obra de captación y/o desagüe de fondo en todas las variantes prácticamente es la misma estructura, si bien en la primera alternativa ésta difiere ligeramente de las otras tres, todas presentan la misma calificación debido a su similitud. Su puntuación es evaluada sobre un total de 27 puntos como se ve en el cuadro 6.7.

6.2.1.4. Resultados Evaluación Técnica

La evaluación técnica como se explico anteriormente contribuye con el 40% del total de la evaluación general. La puntuación total es de 86, teniendo para las cuatro variantes resultados entre 50 y 60 puntos lo que representa el 60 y 70 % respectivamente de la puntuación total, siendo un rango aceptable para las variantes presentadas.

El resumen de los resultados se presenta en el cuadro N° 6.8.

CUADRO 6.7: Evaluación Técnica de las Alternativas para la Obra de Captación y Desagüe de Fondo

	Criterio Técnico	Variante Nº 1		Variante Nº 2		Variante Nº 3		Variante Nº 4		Total
		Valoración		Valoración		Valoración		Valoración		
Obra de Captación y Desagüe de Fondo	Estabilidad de las obras	Media	2	Buena	4	Buena	4	Buena	4	5
	Suelo de fundación de la obra	Med. Adecuado	2	Med. Adecuado	3	Med. Adecuado	3	Med. Adecuado.	3	5
	Requerimiento obras adicionales	Pocas	4	Algunas	3	Algunas	3	Algunas	3	5
	Accesibilidad para inspección, operación y mantenimiento	Alta	4	Media	3	Media	3	Media	3	5
	Funcionamiento dual de la obra	Si	2	Si	2	Si	2	Si	2	2
	Adaptación a la topografía	Buena	4	Media	3	Media	3	Media	3	5
	Subtotal(3)		18		18		18		18	27

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO 6.8: Resumen de la Evaluación Técnica de las Alternativas para las Obras Hidráulicas

	Variante Nº 1	Variante Nº 2	Variante Nº 3	Variante Nº 4
Subtotal (1) +(2)+(3)	53	53	65	54
Total	86	86	86	86
Porcentaje del Total	24.65%	24.65%	30.23%	25.12%

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.2.2. ANÁLISIS CONSTRUCTIVO

Éste análisis pretende exponer la relativa complejidad en la construcción de las obras hidráulicas en cuestión, así mismo se analiza las obras de desvío, estructuras de excesos y la captación-desagüe de fondo.

Para la evaluación se utiliza variables cualitativas y cuantitativas, presentadas en el cuadro 6.9.

CUADRO 6.9: Variables Cualitativas y Cuantitativas Constructivas

Cuantitativa	Cualitativa
Sin Inconvenientes	4 – 5
Moderado	2 – 3
Complicado	1

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.2.2.1. Obras de Desvío

El análisis de las obras de desvío consiste en calificar mediante las variables expuestas a las diferentes labores constructivas necesarias para realizar las obras que conforman el desvío sobre un total de 25 puntos, tal como se indica en el cuadro 6.10.

6.2.2.2. Estructuras de Excesos

Las estructuras que componen ésta sección están evaluadas sobre un total de 20 puntos (4 obras), calificando a cada obra sobre 5 puntos.

En el cuadro 6.11 se observa que todas las variantes tienen cierto grado de complejidad, debido entre otras cuestiones a la fuerte pendiente del terreno, se ve que la variante III obtiene las más alta puntuación.

CUADRO 6.10: Evaluación Constructiva de las Alternativas para la Obra de Desvío

Obra de Desvío	Obra	Variante N° 1		Variante N° 2		Variante N° 3		Variante N° 4		Total
		Valoración		Valoración		Valoración		Valoración		
	Atagüa	Sin Inconvenientes	4	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	5
	Túnel de Desvío*	Moderado	2	Moderado	3	Moderado	3	Moderado	3	5
	Perfil Hidrodinámico	Moderado	2	Moderado	2	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	4	5
	Cuenco Disipador de Energía	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	5
	Canal de Descarga	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	5
	Subtotal(1)	17		17		20		20		25

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO 6.11: Evaluación Constructiva de las Alternativas para las Estructuras de Excesos

Estructuras de Excesos	Obra	Variante N° 1		Variante N° 2		Variante N° 3		Variante N° 4		Total
		Valoración		Valoración		Valoración		Valoración		
	Vertedero de excesos	Moderado	3	Moderado	3	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	5
	Conducción del agua	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	4	5
	Disipador de Energía	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Moderado	3	5
	Canal de Descarga	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	5
	Subtotal(2)	18		18		19		17		20

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.2.2.3. Obra de Captación y Desagüe de Fondo

En ésta evaluación se puede notar que las alternativas III y IV alcanzan el mayor puntaje, ya que éstas estructuras son totalmente independientes de las del vertedero de excesos, su diferencia radica en la torre de captación y los anclajes de la tubería de conducción.

Los valores obtenidos de la evaluación se detallan en el cuadro 6.12.

6.2.1.4. Resultados de la Evaluación Constructiva

La evaluación se realiza sobre un total de 60 puntos, que corresponde al 40 % de la evaluación general. Las alternativas alcanzan un porcentaje entre el 32 y 35%.

La tercera alternativa es relativamente más “fácil” de construir presentando un porcentaje igual a 35.33%, seguida de la variante IV con 34.0%.

El detalle del resumen de la evaluación se presenta en el cuadro 6.13.

CUADRO 6.12: Evaluación Constructiva de las Alternativas para las Obras de Captación y Desagüe de Fondo

Obra de Captación y Desagüe de Fondo	Criterio Constructivo	Variante N° 1		Variante N° 2		Variante N° 3		Variante N° 4		Total
		Valoración		Valoración		Valoración		Valoración		
Torre de Captación	Sin Inconvenientes	4	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	5
Tubería de conducción	Sin Inconvenientes	5	4	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	4	5
Ancclajes de Hormigón	Sin Inconvenientes	4	4	Sin Inconvenientes	4	Sin Inconvenientes	5	Sin Inconvenientes	5	5
Subtotal(3)		13		13		14		14		15

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

CUADRO 6.13: Resumen de la Evaluación Constructiva de las Alternativas para las Obras Hidráulicas

	Variante N° 1	Variante N° 2	Variante N° 3	Variante N° 4
Subtotal (1) +(2)+ (3)	48	48	53	51
Total	60	60	60	60
Porcentaje del Total	32%	32%	35.33%	34.00%

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.3.3. ANÁLISIS DE COSTOS DIRECTOS DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS

Los costos directos de las obras hidráulicas no inciden mayormente en la decisión de la alternativa a elegir (representa el 20 % del total del análisis), más aún si los costos para cada alternativa son comparables entre sí, éstas representan entre el 7.5 y 10% del costo total de las obras a realizarse, con respecto de la alternativa de mayor costo.

CUADRO 6.14: Costo de las Obras Hidráulicas por Alternativas

Descripción	Variante No. 1	Variante No. 2	Variante No. 3	Variante No. 4
	Costo (US\$)	Costo (US\$)	Costo (US\$)	Costo (US\$)
Obra de Desvío	1,122,033.29	817,236.38	675,110.97	675,110.97
Obra de Toma y Desagüe	129,957.53	107,477.65	107,477.65	107,477.65
Vertedero de Excesos	308,917.92	274,679.25	686,093.97	437,421.55
TOTAL	1,560,908.75	1,199,393.28	1,468,682.59	1,220,010.17
% Respecto al total	9.66%	7.59%	9.14%	7.71%

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

En el anexo 9 se encuentra el detalle del presupuesto total para cada variante propuesta.

Para representar los costos en porcentajes se opta por escoger el menor costo de las alternativas y dividirlo para el costo de cada una de ellas, quedando como resultado una relación cuyo valor máximo es la unidad, ésta relación multiplicada por el porcentaje asignado (20%), da como resultado el porcentaje de cada alternativa, siendo la alternativa más económica la poseedora del máximo porcentaje posible, es decir 20%.

CUADRO 6.15: Evaluación de los Costos Directos de las Obras Hidráulicas

	Variante			
	Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4
Costo (US\$)	1,560,908.75	1,199,393.28	1,468,682.59	1,220,010.17
Relación respecto al menor costo	0.77	1.00	0.82	0.98
Porcentaje sobre el 20%	15.37%	20.00%	16.33%	19.66%

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.2.4. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN GENERAL

La evaluación general está constituida por los tres aspectos analizados (Técnico, Constructivo y Costos directos), es decir la suma de los porcentajes parciales.

CUADRO 6.16: Evaluación General de las Obras Hidráulicas

Componente	Variantes			
	N° 1	N° 2	N° 3	N° 4
Técnico	24.7%	24.7%	30.2%	25.1%
Constructivo	32.0%	32.0%	35.3%	34.0%
Costo Directo de Obras	15.4%	20.0%	16.3%	19.7%
Total	72.1%	76.7%	81.8%	78.8%

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Los resultados obtenidos de la evaluación muestran que la variante III es técnica y constructivamente más viable que las otras, pese a que el costo directo de las obras hidráulicas sea algo mayor con respecto a la de menor costo.

En los resultados globales ésta sigue siendo la más viable, razón por la cual se selecciona ésta alternativa como idónea para su diseño final y posterior construcción.

6.3 OBRAS DE DESVÍO DE LOS CAUDALES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN PARA LA VARIANTE SELECCIONADA

En el presente subcapítulo se expone el diseño en detalle de las obras de desvío para la variante seleccionada, es decir la alternativa III, de acuerdo a los criterios y consideraciones descritos en el subcapítulo anterior.

6.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE LA SECCIÓN DEL TÚNEL DE DESVÍO

La sección del túnel es una sección compuesta, conformada por un canal lateral de forma rectangular y una sección tipo baúl, el canal lateral es calculado con el programa Flow Master, suponiendo que se llegue a desarrollar el flujo uniforme en el mismo, mientras que la sección tipo baúl está diseñada para caudales de

crecida considerando el FGV a lo largo de todo el túnel. También se chequea la sobreelevación en las curvaturas del túnel.

6.3.1.1. Coeficiente de Resistencia al Flujo (Coeficiente de Manning)

El coeficiente de resistencia al flujo se calcula utilizando el método de Cowan, el cual estima un valor en función de las características físicas que se presentan en el túnel. Para éste caso se tiene:

n_0 : Estimado de la literatura técnica un valor de 0.011, correspondiente para un canal recto, uniforme y liso.

n_1 : Se estima un valor de irregularidad en el perímetro mojado igual a 0.002 para la sección tipo baúl y 0.001 para el canal lateral, debido a la forma de la sección transversal de cada uno.

n_2 : Se adopta el valor de 0.0045 para la sección tipo baúl y 0.002 para el canal lateral debido a la variación de la sección transversal a lo largo del túnel.

n_3 : En el caso de la sección tipo baúl las obstrucciones ocasionadas por los anclajes de la tubería han sido consideradas en n_2 , por lo que se toma un valor de cero (0) para ambos casos (no hay obstrucciones).

n_4 : Al ser un “canal” artificial no se tiene vegetación por tanto su valor es nulo.

m_5 : No existe meandros.

CUADRO N° 6.17: Resumen de Cálculo del Coeficiente de Manning

Factor	Túnel	Canal L.
$n_0 =$	0.011	0.011
$n_1 =$	0.002	0.001
$n_2 =$	0.0045	0.002
$n_3 =$	0	0
$n_4 =$	0	0
$m_5 =$	1	1
n =	0.0175	0.0140

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

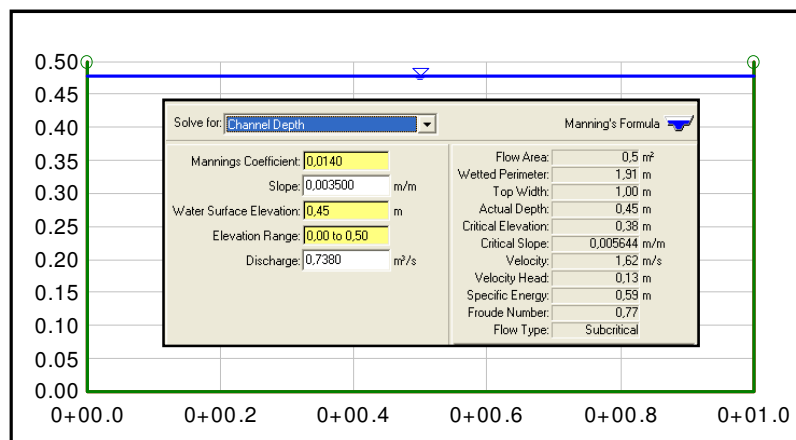
5.2. Canal Lateral de Desvío del Túnel

El canal lateral forma parte del túnel y está ubicado en la zona inferior izquierda de éste, es diseñado para transportar un caudal igual a $0.738 \text{ m}^3/\text{s}$ correspondiente al caudal medio máximo, cuya probabilidad de excedencia es 0.2%, con lo cual se prevé que el canal no se desborde con los caudales formativos del cauce, permitiendo las labores al interior del túnel.

En la Fig. 6.20 se muestra los resultados, en los cuales se puede observar que las dimensiones del canal ($b=1 \text{ m}$, $h=0.5 \text{ m}$) son adecuadas para el caudal de diseño asignado.

El flujo en el canal es subcrítico, su calado normal 0.45 m . y la velocidad del flujo es igual a 1.62 m/s , inferior a la velocidad máxima permisible establecida para éste tipo de revestimiento del canal.

FIGURA 6.24: Dimensionamiento del Canal Lateral



Fuente: Salida Programa Flow Master
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.3.1.3. Sección Tipo Baúl del Túnel

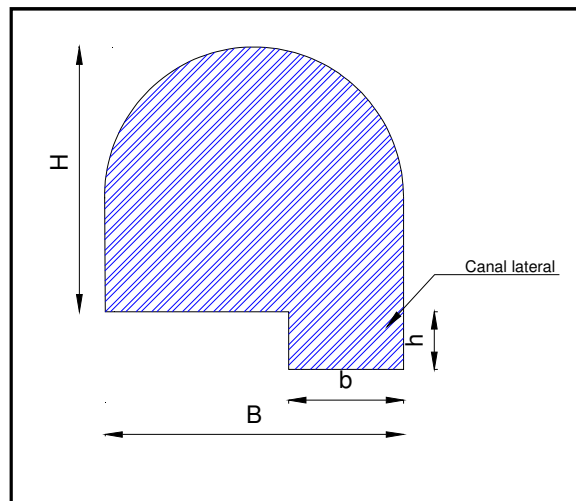
El dimensionamiento de ésta sección corresponde a la adecuada para transportar el caudal de diseño con flujo a gravedad y con un valor inferior o igual al 80% de su capacidad total.

Las dimensiones mínimas por razones de ventilación y construcción para un túnel tipo baúl normal son $B=1.80 \text{ m}$ x $H=2.20 \text{ m}$.

En éste caso al tener un canal lateral y debido a que se prevé instalar la tubería de conducción del caudal de captación en el interior del túnel, las dimensiones mínimas aumentan con respecto a las anteriores, por lo tanto las dimensiones en ésta condición son $B = 3.0 \text{ m}$ x $H = 3.5 \text{ m}$ (Por la tipología del túnel); $b = 1 \text{ m}$ x $h = 0.5 \text{ m}$.

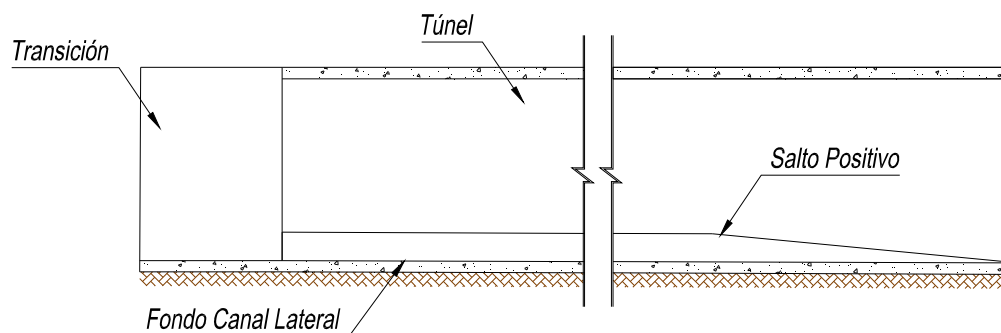
Para el dimensionamiento final se parte de las dimensiones antes señaladas y se procede a calcular el perfil del flujo gradualmente variado, verificando el porcentaje de llenado del túnel, a más de la sobreelevación causada por la curvatura en planta del trazado del túnel.

FIGURA 6.25: Esquema Dimensiones Mínimas del Túnel



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 6.26: Esquema del Túnel

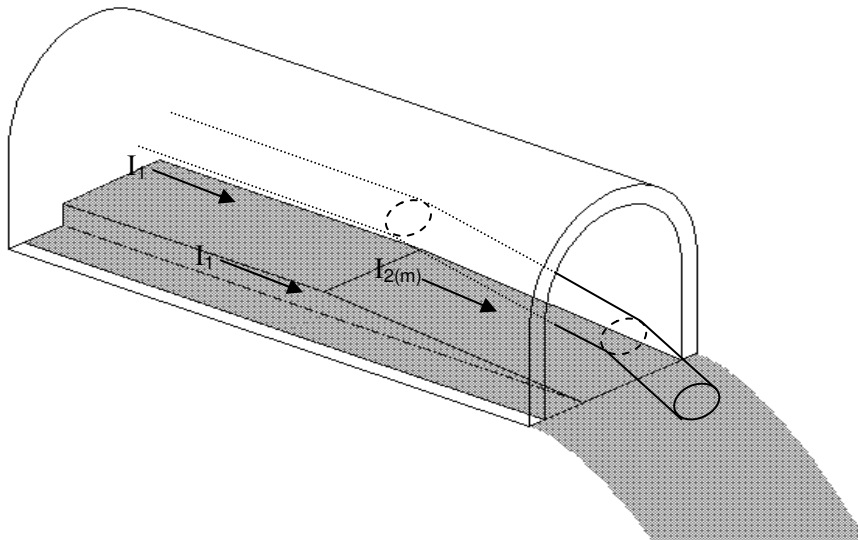


Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Con los caudales de diseño correspondientes ($Q_{TR=10}$ y chequeo con $Q_{TR=25}$) y la rugosidad antes obtenida se procede a calcular el FGV por el método del paso estándar para el cual la condiciones de borde son:

- 1 En los últimos 6 m. antes de la salida del túnel se prevé un salto gradual positivo cuya finalidad es que la tubería descargue directamente sobre la cresta del perfil hidrodinámico. Siendo la pendiente media del segundo tramo $I_{2(m)}$, mayor que la crítica y la pendiente del primer tramo I_1 , menor que la crítica, se considera la existencia del calado crítico y por tanto la sección de control en el “quiebre”.

FIGURA 6.27: Esquema de la Salida del Túnel



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez

- 2 El cálculo empieza desde la sección de control aguas arriba y aguas abajo por tanto para los tramos aguas arriba la energía total en el último paso es la energía del primer paso del tramo que lo sucede, las longitudes de cálculo serán negativas y positivas respectivamente.

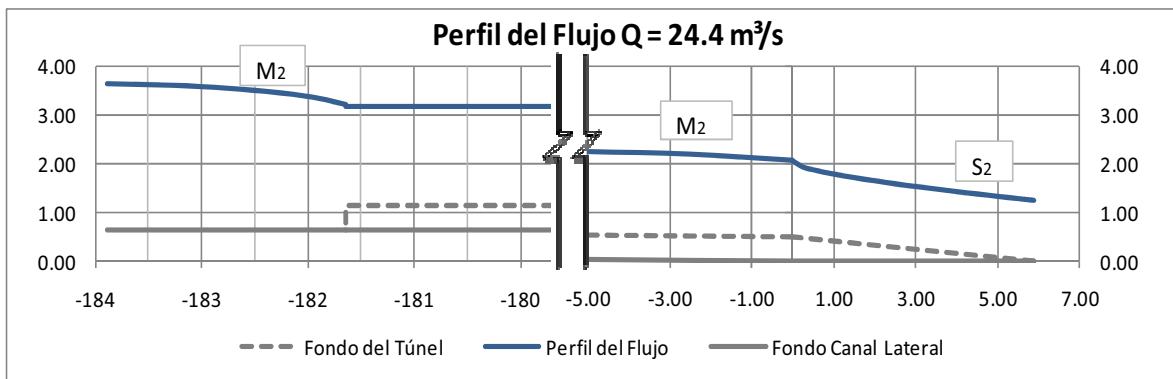
6.1.1.3.1. Resultados del Análisis del FGV

Para el caudal de diseño ($Q_{TR=10}$) el perfil del flujo se representa esquemáticamente en la figura 6.28, mientras que el detalle de los cálculos

realizados se puede observar en el Anexo 10.1 en la parte correspondiente al caudal $Q = 24.4 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la transición y el primer tramo del túnel se tiene una pendiente geométrica igual al 3.5‰, mientras que la pendiente crítica ésta alrededor del 7‰, de tal forma que las curvas de remanso en éste sector serán necesariamente moderadas del tipo M2, después de la sección de control la pendiente media del túnel es mayor que la pendiente crítica media ($85‰ > 6.5‰$), condición que acelera al flujo y por tanto la curva de remanso a desarrollarse es fuerte del tipo S2.

FIGURA 6.28: Esquema Perfil del Flujo en el Túnel $Q= 24.4 \text{ m}^3/\text{s}$



Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez

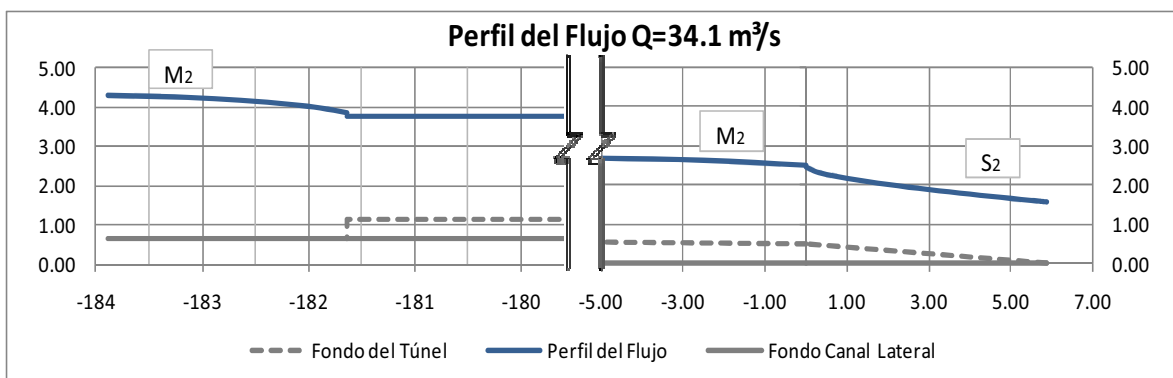
La profundidad de las aguas al inicio de la transición se ubica en 2.97 m sobre el fondo del canal, mientras se desarrolla una curva tipo M2, al fin de ésta se tiene un calado igual a 2.57m, inmediatamente se tiene una pérdida igual a 5 cm por el cambio brusco de sección (salida transición-entrada túnel), con lo que el calado del túnel al inicio de éste es 2.52 m, de la misma manera se desarrolla una curva tipo M2 hasta llegar al calado crítico (2.06 m.) en la sección de control, para finalmente presentarse una curva tipo S2 hasta un calado igual a 1.23 m en el inicio del perfil hidrodinámico del cimacio. El flujo en la transición y el primer tramo tiene un régimen subcrítico mientras que en el segundo tramo el flujo es supercrítico cuya velocidad máxima es 5.65 m/s.

El máximo porcentaje de llenado del túnel para éste caudal es 66.25%, ubicado a la entrada de éste, con lo cual se está cumpliendo el criterio antes señalado de no superar el 80% de su capacidad.

Además del diseño del túnel con el caudal correspondiente a 10 años, se chequea su capacidad con el caudal cuya recurrencia calculada es de 25 años ($Q = 34.1 \text{ m}^3/\text{s}$), el esquema del perfil del flujo se muestra en la 6.29.

Las curvas de remanso para éste caso son las mismas que para el caudal de 10 años, M2 y S2. El máximo calado se presenta en la entrada a la transición cuyo valor es 3.64 m, altura a considerarse para el dimensionamiento de los muros de ala; mientras que el máximo porcentaje de llenado es 83% al inicio del túnel.

FIGURA 6.29: Esquema Perfil del Flujo en el Túnel $Q= 34.1 \text{ m}^3/\text{s}$



Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez

6.1.1.3.2. Sobreelevación en la Curvatura del Trazado en Planta

Los radios de curvatura han sido probados y adoptados en función de la topografía y el emplazamiento de la obra de cierre.

La máxima sobreelevación para éste tipo de flujo se ubica al inicio de la curvatura, así se tiene en el cuadro 6.18 las abscisas del túnel (Ver plano T-HID-003) y el abscisado correspondiente al cálculo del FGV (Anexo 8.1), acompañado de la velocidad del flujo y la máxima sobreelevación causada en el punto mencionado.

CUADRO N° 6.18: Máximas Sobreelevaciones en Curvaturas

ABS Túnel (m)	ABS Cálculo (m)	Q (m ³ /s)	y (m)	V (m/s)	r _m (m)	$\frac{r_m}{B} > 3$		Δy (m)
0+050	-131.6	24.1	2.49	3.26	30	8.6	ok	0.13
0+069	-112.9		2.48	3.29	30	8.6	ok	0.13
0+142	-39.3		2.37	3.47	50	14.3	ok	0.09
0+050	-131.6	34.1	3.05	3.66	30	8.6	ok	0.16
0+069	-112.9		3.02	3.69	30	8.6	ok	0.16
0+142	-39.3		2.85	3.92	50	14.3	ok	0.11

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Como se indicó anteriormente, el valor de Δy corresponde a la diferencia entre el nivel de la pared exterior e interior, suponiendo que a cada lado se eleva y disminuye igual valor, se tiene un valor máximo para un caudal de 24.1 m³/s de 6.5 cm y para $Q = 34.1$ m³/s, 8 cm. Estos valores son relativamente bajos siendo inferiores al 3% de la profundidad en el punto en donde empieza la curvatura, por lo que los radios de curvatura adoptados son idóneos para éste caso.

6.3.2. ALTURA DE LOS MUROS DE ALA DE LA ATAGUÍA

La altura de los muros de ala de la ataguía está estrechamente relacionada con el calado que tiene el agua antes de entrar al túnel, para éste efecto se toma en cuenta el calado al inicio de la transición para el caudal correspondiente a 25 años, cuyo valor es 3.64 m. y la carga de velocidad 0.22 m. Con estos valores se obtiene la altura mínima de la ataguía igual a 3.86 m, que para efectos constructivos se determina una altura de la ataguía igual a 4.5 m.

6.3.3. PERFIL HIDRODINÁMICO DEL AZUD

El perfil hidrodinámico se diseña analizando los dos tipos de perfiles antes mencionados, seleccionando de los dos el más crítico.

6.3.3.1. Perfil Tipo UBSR

Con el caudal de diseño ($Q_{TR10} = 24.4$ m³/s), se obtiene una carga de agua sobre la cresta igual a 1.23 m, su correspondiente carga de velocidad 1.63 m y por ende

la altura total de 2.86 m. ($h_a/H_0=0.57$), con estos datos se obtiene los valores de las constantes $K= 0.487$ y $n=1.761$, que al ser aplicados en la fórmula (5.31) propuesta por la USBR se obtiene la forma del perfil mostrado en la figura 6.30 en color azul.

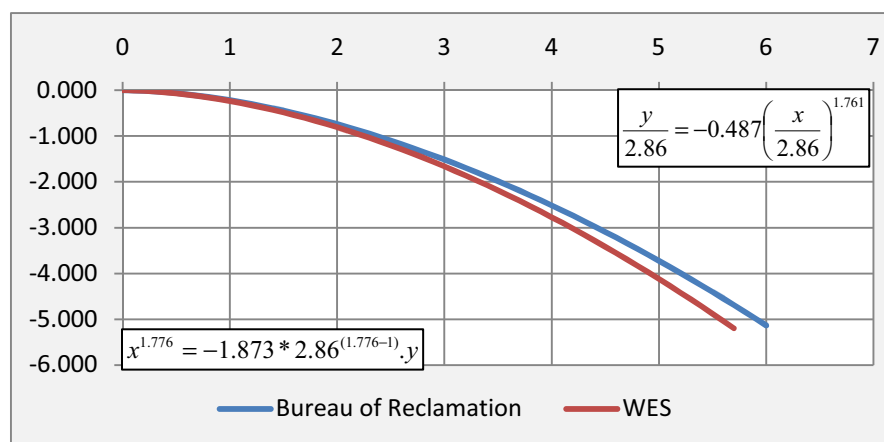
Considerando que en los ábacos de la USBR la máxima relación carga de velocidad – carga total (h_a/H_0) es 0.2 y que la máxima inclinación del paramento aguas arriba es 45° se toma los valores correspondientes de K y n en estos límites.

6.3.3.2. Perfil Tipo WES

El perfil tipo WES establece las constantes K y n a partir de valores tabulados, los cuales son escogidos en función de la inclinación del paramento aguas arriba, para el presente caso se tiene $K= 1.873$ y $n= 1.776$ que al aplicarlos en la fórmula (5.32) se obtiene la forma del perfil mostrado en la figura N° 6.30 en color rojo.

Al igual que para el perfil del USBR se escoge una inclinación del paramento aguas arriba de 45° , siendo éste el mayor ángulo de inclinación tabulado. Se puede apreciar que el perfil calculado con las recomendaciones de la USBR tiene un mayor desarrollo que el perfil tipo WES, por lo que se adopta el primero. Los pares ordenados que conforman los puntos del perfil se muestran en el Anexo 8.1 en la sección correspondiente.

FIGURA 6.30: Perfil Hidrodinámico del Azud del Túnel de Desvío



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.3.3.3. Radio de Enlace Perfil - Cuenco

El radio de enlace se calcula siguiendo los lineamientos expuestos en el acápite correspondiente a los criterios de diseño. Con ello se tiene un radio mínimo de enlace igual a 11.42 ft o lo que es igual a 3.48 m, por lo que finalmente se adopta un radio de 4 m.

6.3.4. CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA

El primer cálculo se realiza sin una profundización del cuenco ($\Delta z = 0$), obteniendo como resultado al final de la curva de enlace un calado conjugado menor igual a 0.65 m y el calado conjugado mayor 3.92 m. Considerando que se llegue a presentar la profundidad normal en el canal de descarga (Ver siguiente numeral), es decir una profundidad del flujo igual 1.79 m, se observa que el resalto hidráulico es rechazado, condición adversa a los criterios de diseño por lo que se justifica la profundización del cuenco disipador de energía.

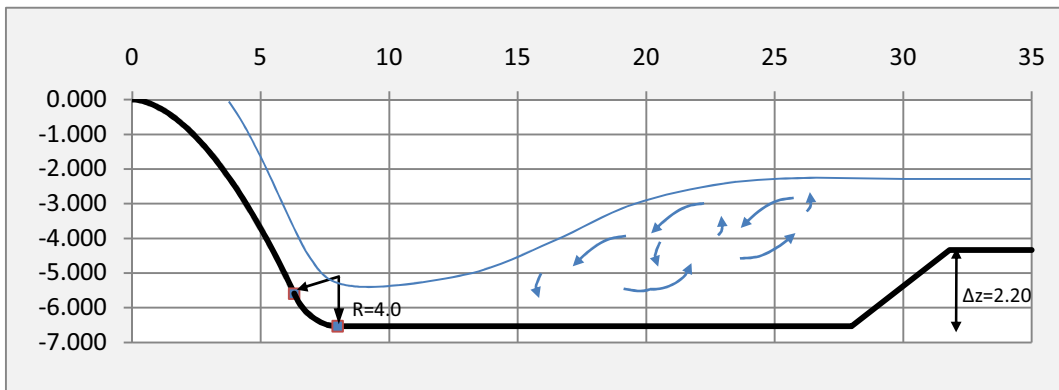
Mediante iteraciones se determina que la profundidad del cuenco óptima es 2.20 m, con ésta geometría se tiene como resultado final que el calado conjugado menor es 0.56 m, siendo el mayor 3.96 m, al comparar éste último con $\Delta z + y_n$, se concluye que el resalto es sumergido, con lo que se cumple con los criterios antes descritos.

La longitud necesaria del cuenco para que se desarrolle el resalto hidráulico se evalúa en función de dos parámetros, la profundidad en el canal de descarga (y_n) y Δz , con lo cual la longitud mínima necesaria es 19.90 m, adoptando 20 m por facilidad constructiva.

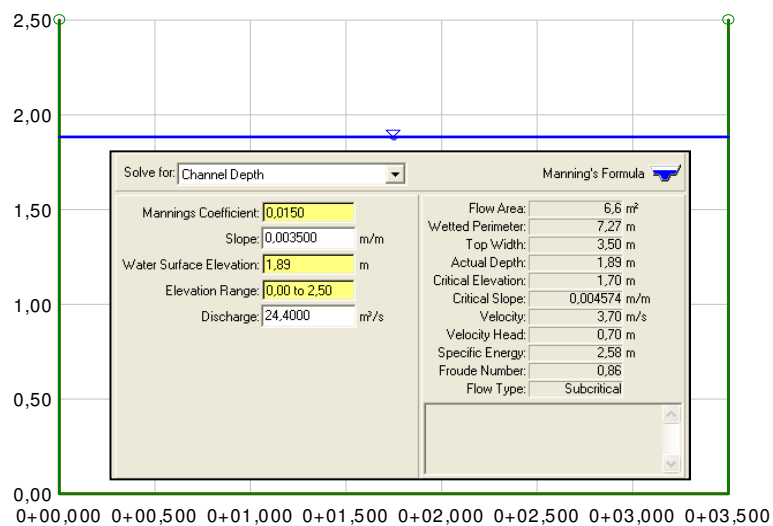
En la figura 6.31 se muestra el sistema perfil - enlace - cuenco disipador, mientras que en la última parte del Anexo N° 8.1 se muestran los respectivos cálculos.

6.3.5. CANAL DE DESCARGA

Para el dimensionamiento del canal se supone la instalación de la profundidad normal al inicio del canal de descarga, por lo que se calcula el canal en flujo uniforme con el software FlowMaster.

FIGURA 6.31: Sistema Perfil-Enlace-Cuenco Disipador

Fuente: Elaboración Propia
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

FIGURA 6.32: Dimensionamiento Canal de Descarga

Fuente: Salida Programa Flow Master
 Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Se observa que el flujo es subcrítico, con una profundidad igual a 1.89 m. y su carga de velocidad de 0.7 m, se establece la altura de las paredes del canal en 2.59 m y por facilidad constructiva se deja en 2.50 m.

6.4. VERTEDERO DE EXCESOS Y DISIPADOR DE ENERGÍA PARA VARIANTE SELECCIONADA

El diseño del vertedero de excesos inicia con la determinación del caudal de diseño de la estructura que continua con una rápida, el disipador de energía y su posterior descarga al cauce mediante un canal.

6.4.1. LAMINACIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO

La laminación de la avenida de diseño determina el caudal de diseño de las estructuras de excesos, siendo éste el pico del hidrograma laminado o de salida.

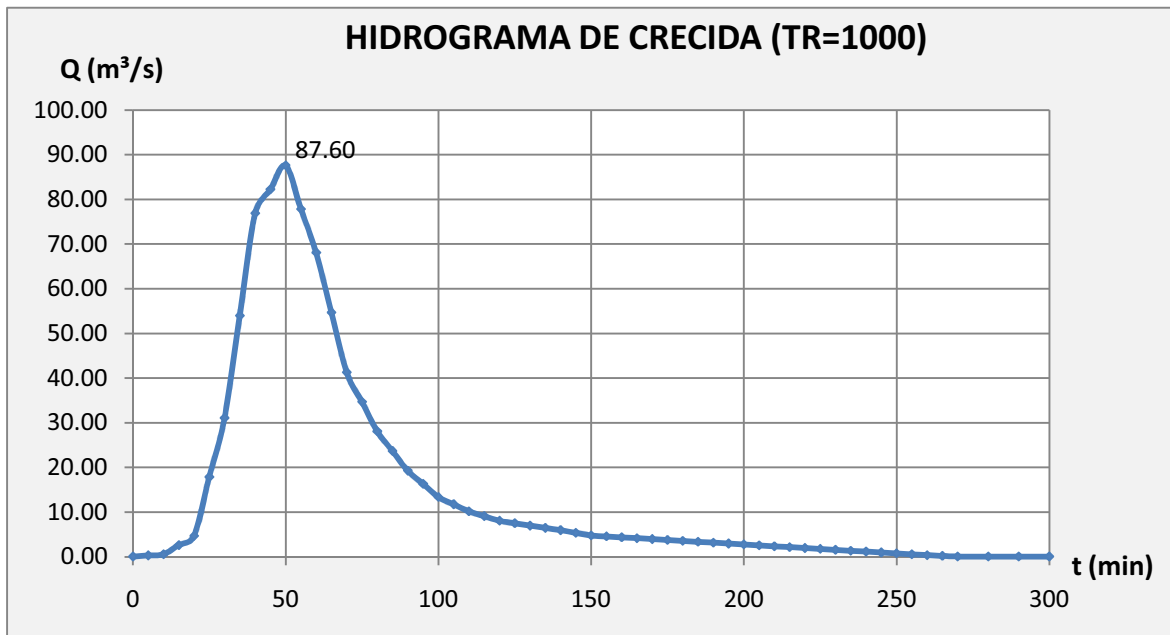
6.4.4.1. Hidrograma de Diseño

El hidrograma de entrada para la laminación del embalse está estrechamente ligado al período de recurrencia de éste, por lo que el período de retorno apropiado se determina según los criterios de la Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD).

Para el caso del proyecto del Embalse Pampas de Salasaca, a pesar que se encuentra ubicado en una zona rural, aguas abajo de la presa, junto al río Pachanlica y Mocha se asientan casas aisladas y poblaciones grandes como Mocha, y Quero, por lo que la potencial rotura de la presa provocaría pérdidas no sólo materiales sino también humanas. En virtud de ésta realidad la presa se ubica en la clasificación "A", escogiéndose la avenida milenaria para la laminación del embalse.

En la 6.33 se observa el hidrograma de entrada con TR = 1000 años.

El volumen de entrada al embalse que proporciona el hidrograma hasta los 300 min (5 h) es aproximadamente 0.26 Hm^3

FIGURA 6.33: Hidrograma de Entrada para la Laminación

Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.4.4.2. Análisis de Sensibilidad del Ancho del Vertedero

Se realiza un análisis de sensibilidad calculando la laminación de la avenida de diseño para distintos anchos del vertedero de excedencias, con el fin de establecer un ancho de vertedero óptimo.

Para ejecutar la laminación del embalse es necesario obtener información de las características físicas del embalse, éstas características están representadas en la curva estática de almacenamiento del embalse Pampas de Salasaca mostrado en la figura 6.34.

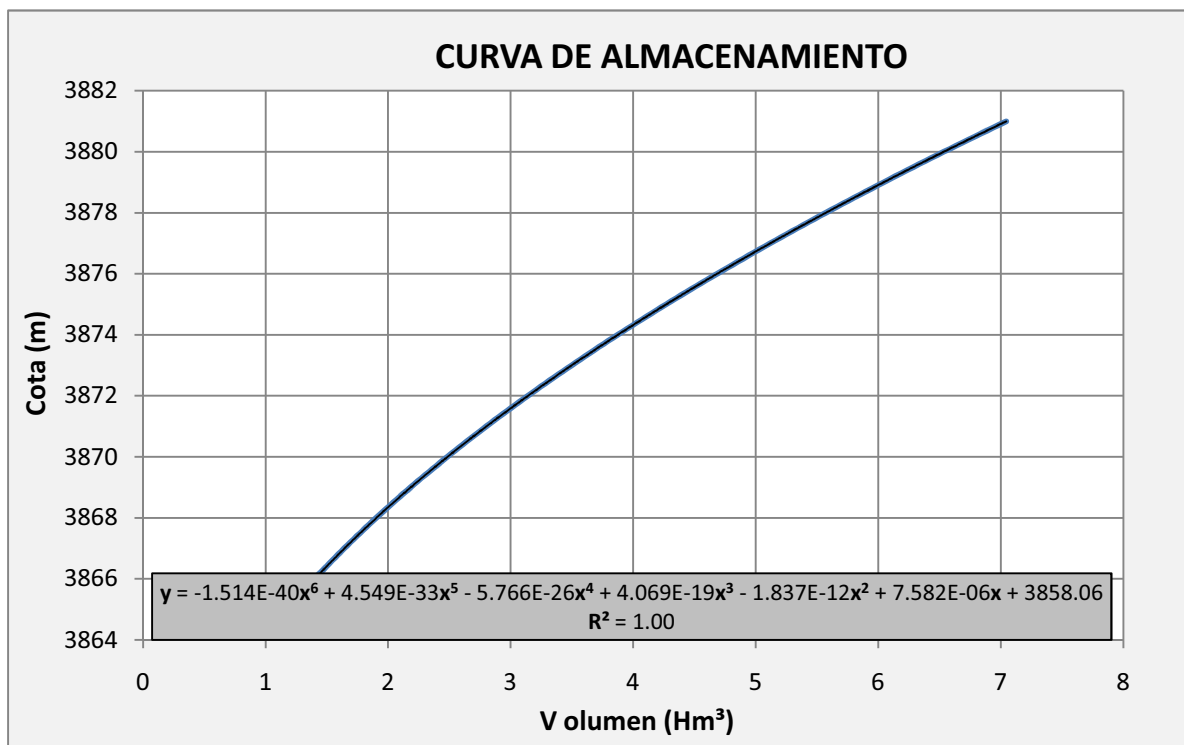
En primera instancia de no existir un aliviadero se observa que el incremento en el nivel del embalse aproximadamente durante 5 h que dura el evento, desde la cota máxima del embalse (3877.91 msnm) es apenas 0.56 m tal como se puede apreciar en la curva de almacenamiento o al calcular con la ecuación ajustada de la misma.

Aparentemente lo antes expuesto sugiere que el embalse no necesita un vertedero de excedencias debido a la gran capacidad de almacenamiento que

posee el valle por lo cual se puede utilizar el desagüe de fondo para evacuar el exceso de agua que llega al embalse durante una crecida; sin embargo considerando que para el embalse Pampas de Salasaca el desagüe de fondo y la captación son una misma estructura, el riesgo de que ésta sea taponada es mayor, por tanto se opta por diseñar un vertedero de excedencias con un ancho de vertedero apropiado.

En el cuadro 6.19 se presenta un resumen de la laminación de la crecida de diseño para diferentes anchos del vertedero, los resultados de la laminación para el ancho escogido se presenta en el Anexo N° 10.2

FIGURA 6.34: Curva de Almacenamiento del Embalse Pampas de Salasaca



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

De acuerdo al cuadro 6.19 se puede apreciar que la variación de la carga de agua en el vertedero correspondiente al caudal máximo descargado, para un valor “pequeño” y otro “grande” del ancho de la estructura, es despreciable, concluyendo que prácticamente se tendría el mismo efecto de llenado para el embalse con un vertedero de dimensiones relativamente pequeñas que con uno

de dimensiones relativamente grandes, debido a las características de gran almacenamiento que posee el vaso; sin embargo el vertedero de dimensiones relativamente pequeñas es susceptible de ser obstruido, por lo que se elige como un ancho razonable 8 m.

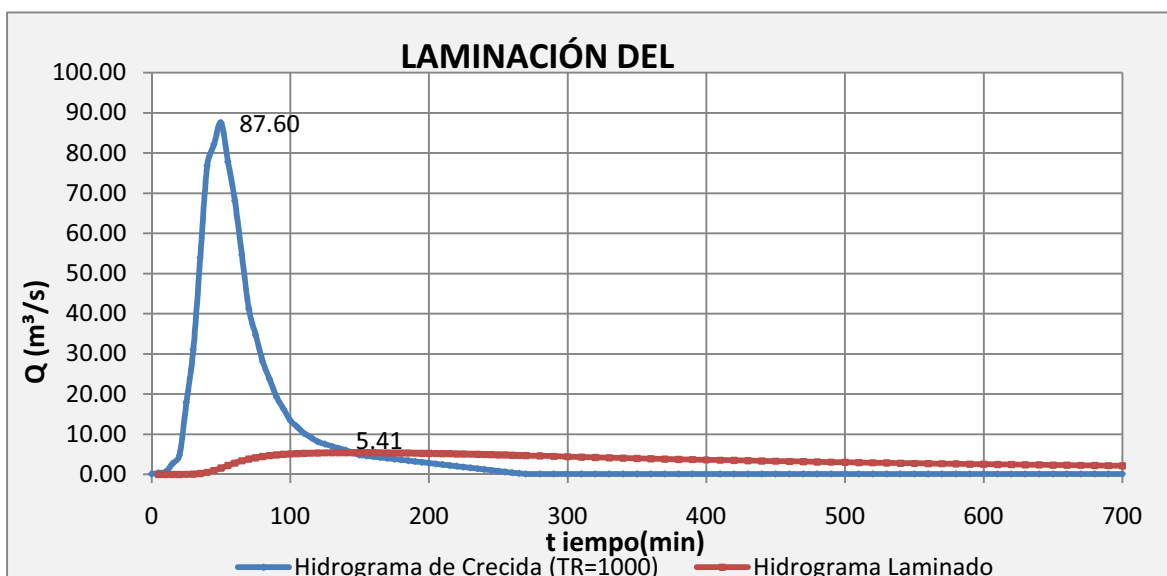
CUADRO N° 6.19: Resultados de la Laminación para Varios Anchos del Vertedero

L_v (m)	h_o (max) (m)	Q_d (max) (m^3/s)
2	0.519	1.633
4	0.492	3.015
6	0.472	4.253
8	0.458	5.410
10	0.446	6.493
12	0.435	7.520
15	0.422	8.981
20	0.404	11.226
30	0.377	15.165

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Por consiguiente el caudal de diseño del vertedero de excesos es $5.41 m^3/s$.

FIGURA 6.35: Curva de Almacenamiento del Embalse Pampas de Salasaca



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Éste valor corresponde al pico del hidrograma laminado, el cual se presenta alrededor de los 145 min y representa el 6 % del caudal pico del hidrograma de entrada.

6.4.2. PERFIL HIDRODINÁMICO DEL VERTEDERO DE EXCESOS

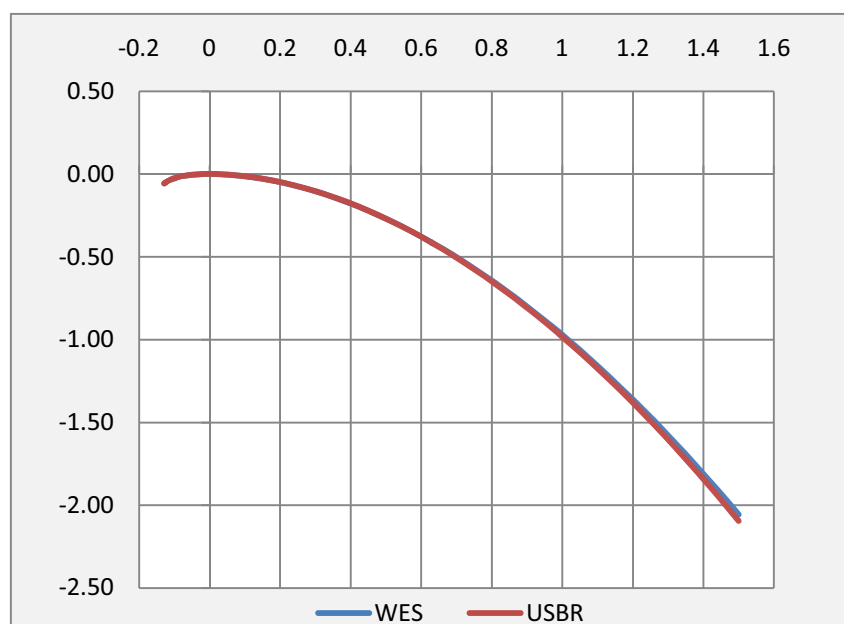
Para el diseño del vertedero correspondiente al caudal $Q = 5.41 \text{ m}^3/\text{s}$, se realiza una comparación entre los perfiles propuestos por la "U.S. Waterways Experimental Station" y por "U. S. Bureau of Reclamation", de estos se derivan las siguientes ecuaciones:

$$\text{Tipo WES: } x^{1.85} = -2 * 0.458^{0.85} \cdot y$$

$$\text{Tipo USBR: } \frac{y}{0.46} = -0.502 \left(\frac{x}{0.462} \right)^{1.868}$$

Se observa que las dos ecuaciones son prácticamente las mismas ya que los coeficientes $K_{\text{USBR}} = 0.502$; $K_{\text{WES}} = 2$ (Inverso del USBR) y $n_{\text{USBR}} = 1.868$; $n_{\text{WES}} = 1.85$ son cercanamente iguales, además la carga de energía total ($H_0=0.462$) es prácticamente la misma que la carga sobre la cresta ($h_0=0.458$).

FIGURA 6.36: Perfil Hidrodinámico del Vertedero de Excesos



Fuente: ASTEC, Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

De éste análisis se concluye que el perfil tipo WES es ligeramente más desarrollado, sin embargo los dos siguen siendo óptimos, por lo que se puede utilizar para el diseño del vertedero cualquiera de los dos.

6.4.3. RADIO DE ENLACE

El radio de enlace se calcula al igual que en el azud del desvío, con la fórmula 5.13, para éste caso previo al cálculo del radio de enlace se procede a determinar el calado del flujo a la salida del perfil, estableciéndose en 0.104 m. con el cual se obtiene una velocidad igual a 6.5 m/s y por ende el radio mínimo de enlace se calcula en 4.10 ft, lo que corresponde a 1.25 m. con el cual se concluye que el radio adoptado es 1.50 m.

Los cálculos del perfil y el radio de enlace se pueden ver en el Anexo 10.1.

6.4.4. TRANSICIÓN EN FLUJO SUPERCRÍTICO

La transición después del vertedero de excesos obedece a aspectos económicos ya que al tener una rápida de aproximadamente 430 m. de longitud, ésta resulta antieconómica si se mantuviese con el mismo ancho del vertedero.

6.4.4.1. Diseño de la Transición

El diseño de la transición está sujeto a la longitud necesaria para que las ondas de choque positivas coincidan con las ondas de choque negativas al inicio de la rápida, que a su vez es una función del ángulo de deflexión y el ángulo de perturbación de las ondas.

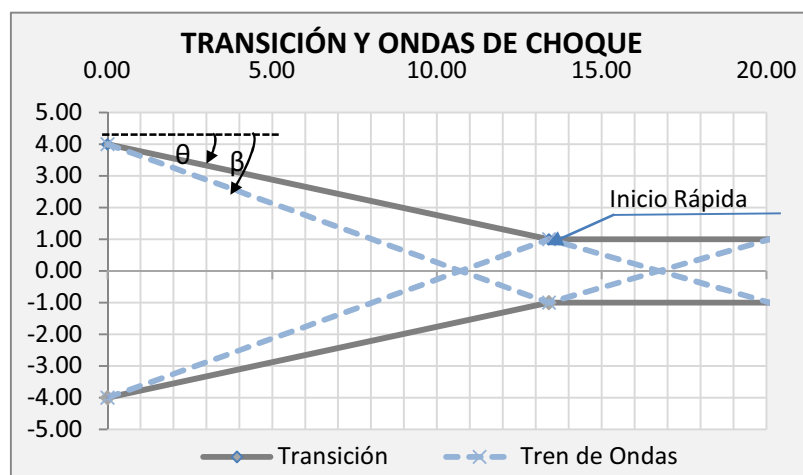
Se propone reducir el ancho del canal de la rápida a 2 m, por lo que se obtiene dos longitudes de la rápida que proporcionan una solución tal que se cumpla la condición antes enunciada.

A la primera solución cuya longitud de transición es 2.75 m. le corresponde un ángulo de deflexión (θ_1) aproximadamente de 48° y un ángulo de perturbación (β_1) de las ondas de 61° , mientras que para la segunda solución de 13.40 m. de longitud le corresponde un θ_2 de aproximadamente 13° y un $\beta_2 = 20^\circ$. Si bien las

dos soluciones satisfacen la condición $L_f(\theta) = L_f(\beta)$, se escoge la segunda longitud de transición calculada ya que la transición del flujo debe garantizar que el cambio de sección tenga lugar en forma suave a más de evitar cambios demasiados bruscos en las profundidades de los frentes de ondas originados por el choque del flujo contra las paredes de la transición. En la figura 6.37 se puede observar la transición y las ondas de choque que coinciden en el punto que se ubica al inicio de la transición, mientras que los cálculos realizados se presentan en el Anexo 10.2.

Con el diseño de ésta transición se evita en gran parte las ondas de choque aguas abajo en el canal de la rápida.

FIGURA 6.37: Transición y Ondas de Choque



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

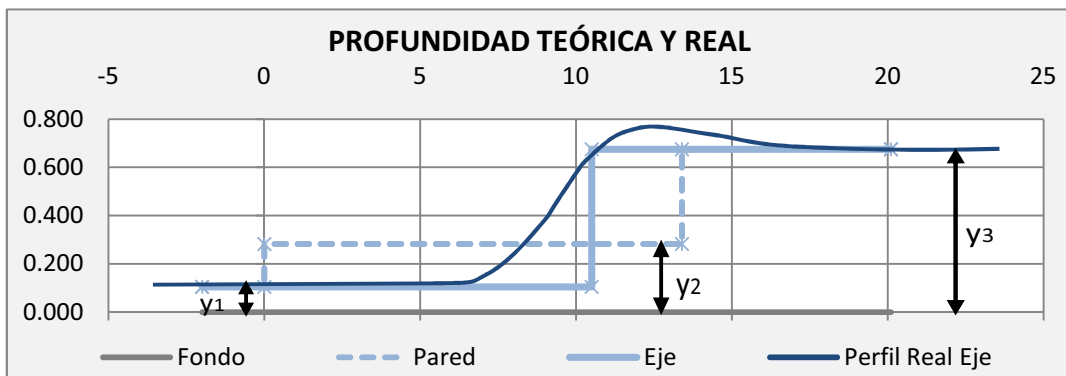
6.4.4.2. Profundidad de los Frentes de Onda

Los frentes de onda originados por el estrechamiento de la sección transversal del canal producen resaltos oblicuos y por tanto calados mayores aguas debajo de cada frente de onda, los cuales son evaluados tal como se expuso en los criterios de diseño hidráulico.

El calado y_1 corresponde a la profundidad que se tiene al pie del azud y se considera se mantiene hasta el inicio de la transición, cuyo valor es 0.104 m, mientras que $y_2 = 0.28$ m. y $y_3 = 0.67$ m.

En la figura 6.38 se muestra el perfil teórico que tiene el flujo en cada frente de onda, así se tiene un ascenso relativamente gradual desde y_1 hasta y_3 si se sigue el flujo en el contorno próximo a las paredes, mientras que siguiendo la alineación del eje se observa un ascenso brusco desde y_1 hasta y_3 .

FIGURA 6.38: Profundidad Frentes de Onda



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

El calado y_3 es 6.5 veces más grande que la profundidad y_1 y 2.4 veces más que y_2 , la velocidad del flujo es 4.0 m/s, por tanto su froude es 1.56, valor que está lo suficientemente por encima de 1.

6.4.4.3. Resguardo del Canal

La altura de seguridad del canal se evalúa según las recomendaciones de la Bureau of Reclamation, obteniéndose para la velocidad y calado antes descritos una altura de seguridad mínima de 0.77 m. adoptándose una altura total de las paredes igual a 1.5 m ($\approx y_3 + 0.77\text{m.}$)

6.4.5. RÁPIDA DE DESCARGA

La rápida de descarga tiene lugar a continuación de la transición cuya dimensión menor es 2 m, la misma que se mantiene como ancho del canal de la rápida a lo largo de toda su longitud e inclusive hasta el dissipador de energía. Se realiza el cálculo del flujo gradualmente variado acelerado, sin y con introducción de aire para el caudal de diseño.

6.4.5.1. Flujo Gradualmente Variado Sin Introducción de Aire

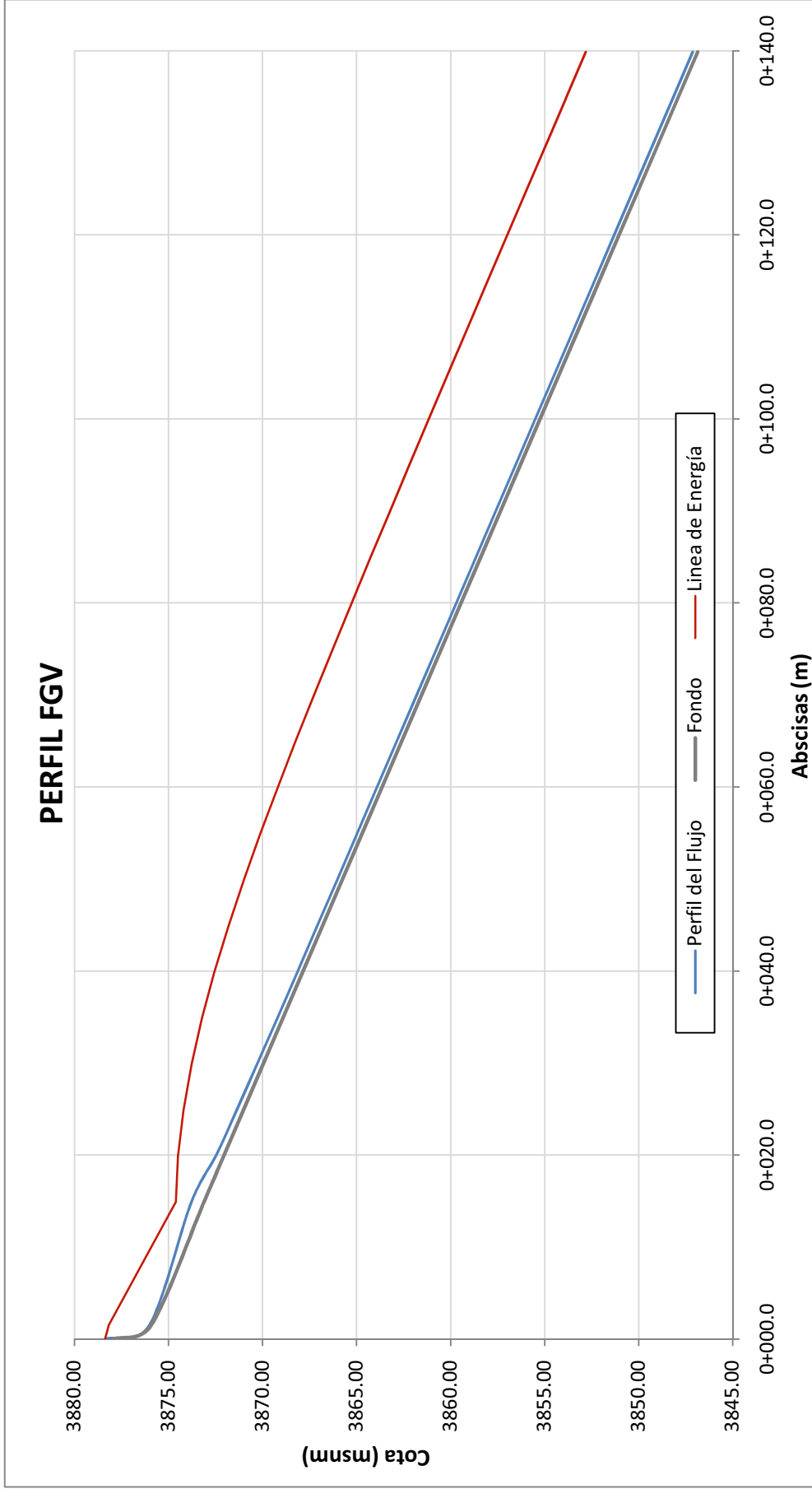
Para la resolución del FGV en éste caso se utiliza el “Método del Paso Estándar”, estableciendo como condiciones de borde iniciales los resultados del cálculo de la transición antes descrita, es decir el flujo supercrítico a la salida de ésta estructura cuyo correspondiente calado coincide con el calado al inicio de la rápida $y = 0.67$ m. y velocidad $V = 4.03$ m/s.

Al tener el canal de la rápida una pendiente de fondo igual a 0.21 m/m y una longitud aproximada de 140 m, de acuerdo a las características topográficas del sitio de emplazamiento de la obra, se establece como la distancia de tramo adecuada $\Delta x = 5$ m.

Una vez que se efectúa el cálculo, se puede apreciar conforme se muestra en el Anexo 10.2, en la parte correspondiente al FGV, que prácticamente la profundidad normal se establece alrededor de la abscisa $0+100$, cuya profundidad del flujo es 0.26 m, alcanzando una velocidad alrededor de 10.6 m/s, por lo que se prevé un hormigón de alta resistencia para la construcción de ésta estructura.

En la figura 6.39 se muestra el perfil del flujo desde el vertedero de excesos hasta el fin de la rápida, se observa además la línea de energía, en la cual a partir de la abscisa $0+015$ (inicio de la rápida) la carga de velocidad empieza a aumentar debido a la aceleración del flujo y tiende a uniformizarse en la abscisa $0+100$ que coincide con la aproximación al flujo uniforme.

FIGURA 6.39: Perfil del Flujo Gradualmente Variado en la Rápida de Excesos



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.4.5.2. Flujo Gradualmente Variado Autoaerado

La introducción de aire al flujo se presenta en una sección sólo después de cierta longitud, en ésta sección la capa límite alcanza el nivel de la superficie del agua y se ubica 29 m. aguas abajo del inicio de la rápida, en ese punto el aire empieza a introducirse al flujo hasta tener un flujo totalmente aerado aguas abajo.

Se determina que la profundidad del agua al inicio del flujo autoaerado es $y_a = 0.29$ m. y su correspondiente velocidad $V_a = 9.4$ m/s, mientras que 61 m. más abajo, es decir en la abscisa 0+105 se llega a producir el flujo uniforme autoaerado de las aguas claras, con un calado $y_{wn} = 0.25$ m la velocidad del flujo es $V_{wn} = 11.0$ m/s.

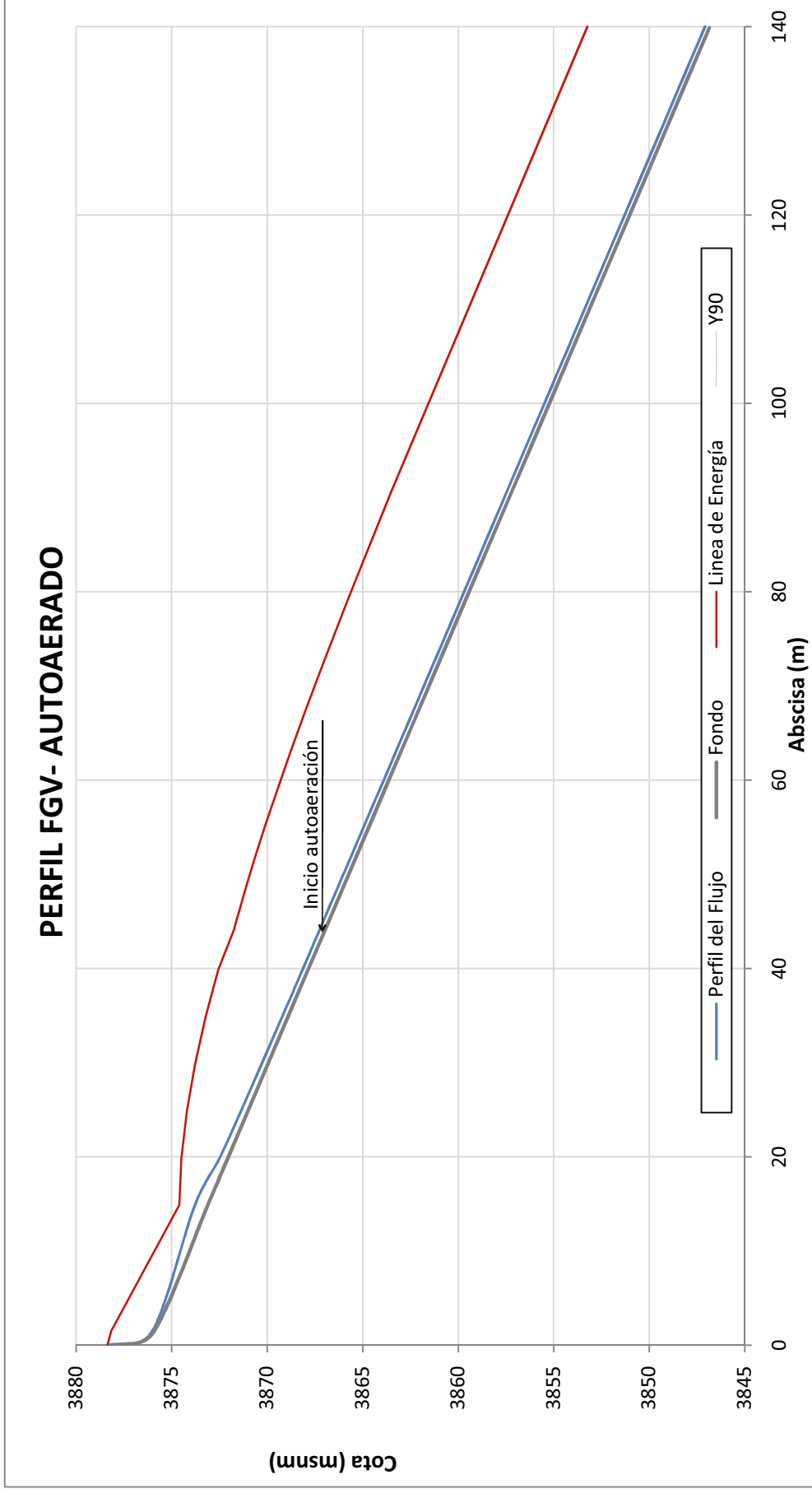
Como antes se mencionó el efecto de la introducción de aire en el flujo se refleja en el hinchamiento del volumen de agua, así la profundidad normal del flujo cuya concentración de aire corresponde al 90% es $y_{n90} = 0.31$ m y la velocidad $V_{n90} = 11.4$ m/s.

En la figura 6.40 se muestra el perfil del flujo autoaerado, el cual es similar en forma al anterior, mientras que en el Anexo 10.2 (FGV autoaerado) se encuentran los cálculos realizados para obtener el perfil del flujo.

6.4.5.3. Altura de los Muros del Canal de la Rápida

La altura de resguardo para las paredes de la rápida se calcula con el mismo criterio que para la transición, obteniéndose 0.96 m que al sumarse al calado y_{90} se determina la altura mínima de las paredes igual a 1.26 m, adoptarse una altura final de 1.50 m al igual que en la transición.

FIGURA 6.40: Perfil del Flujo Gradualmente Variado Autoaerado en la Rápida de Excesos



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.4.6. DISIPADOR DE ENERGÍA Y DESCARGA AL CAUCE

El cuenco disipador de energía se calcula de acuerdo a las recomendaciones de la USBR, para lo cual es necesario evaluar el número de Froude al inicio del cuenco. Después del cuenco es necesario diseñar un canal de descarga con su respectivo enrocado de protección.

6.4.6.1. Cuenco Disipador de Energía

Utilizando el principio de conservación de la energía y dándose la mano de la ecuación de Bernoulli se determina que el calado al inicio del cuenco es $y_1 = 0.29$ m, la velocidad $V_1 = 12.3$ m/s y su correspondiente número de Froude $Fr = 7.34$, basado en estos parámetros hidráulicos se selecciona la utilización del cuenco disipador tipo III, de acuerdo al cuadro 5.7

Éste tipo de disipador de energía recomendado por la USBR es adecuado para velocidades de entrada inferiores a 18 m/s y Fr mayores a 4.5.

La profundidad conjugada mayor (y_2) se calcula en 2.82 m, con lo cual se establece una disipación de energía en el resalto hidráulico (Δh_r) igual a 5.07 m, correspondiente al 64% de la energía inicial. Las dimensiones de los elementos del cuenco disipador se muestran en el cuadro 6.20, los cálculos correspondientes se muestran en el Anexo 10.2 en la parte correspondiente al Cuenco Disipador

CUADRO No. 6.20: Dimensiones de los Elementos del Cuenco Tipo III

	h (m)	w (m)	s (m)	Lcuenco (m)
Dados	0.30	0.30	0.30	7.5
Bloques de Impacto	0.40	0.40	0.40	
Umbral Final	0.4	-	-	

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.4.6.2. Canal de Descarga y Enrocado de Protección

Para el dimensionamiento del canal de descarga ubicado después del cuenco amortiguador se considera que se instala el flujo uniforme en el canal. La pendiente adoptada es 0.0035 m/m, el coeficiente de Manning 0.015 y el ancho del canal es el mismo que el de la rápida y el cuenco.

Aplicando la ecuación de Manning – Strickler para flujo uniforme se obtiene como resultado que el calado normal es 1.07 m, por lo que es necesario construir un salto negativo (Δz) de 1.8 m para que el resalto sea sumergido.

El enrocado de protección es determinado a partir de la velocidad de salida del canal, $V = 2.54$ m/s, por tanto el diámetro determinado de las piedras del enrocado debe ser de 0.25 m colocadas en una profundidad de 0.50 m.

En la última sección del Anexo 10.2 se muestra el procedimiento de cálculo correspondiente para éste numeral.

6.5. OBRA DE CAPTACIÓN

Ésta obra que tiene un funcionamiento dual, para su diseño se recoge y fusiona tanto los criterios para una captación como de un desagüe de fondo, por lo que la ubicación de la cota corresponde a los criterios expuestos para el desagüe de fondo.

El objetivo principal de los cálculos es determinar el nivel mínimo en el cual se captará los 165 l/s, a más de la curva de descarga de la toma.

La altura de las barras de la toma es 0.50 m y el diámetro interno de la boca de entrada es 1 m, mientras que el diámetro interno de la tubería del sistema de captación es 0.49 m. para todo el trayecto, se descarta un diámetro menor de la tubería por no cumplir con un comportamiento adecuado para el desagüe de fondo, tal como se muestra en el acápite correspondiente 6.6.

6.5.1. NIVEL MÍNIMO DE OPERACIÓN PARA LA TOMA

Para determinar el nivel mínimo de operación es necesario obtener la curva de descarga de la captación-desagüe de fondo tanto para un diámetro igual a 300 mm como de 500 mm.

6.5.1.1. Curva de Descarga con la Rejilla Obstruida

Se obtiene que la sumatoria de todas las pérdidas tanto locales como las producidas por fricción, en función del caudal captado cuando la rejilla de la toma ésta obstruida al 50% y las válvulas totalmente abiertas es $\Sigma\Delta h = 146.37 Q^2$ para un diámetro de tubería de conducción igual a $\varnothing = 300$ mm; mientras que para un diámetro mayor, $\varnothing = 500$ mm las pérdidas son $\Sigma\Delta h = 13.03 Q^2$, por lo tanto se puede establecer que la ecuación del caudal descargado para la primera condición es:

$$Q = 0.066\sqrt{19.62(Z - 3849.76 - 146.37Q^2)}$$

Mientras que para el diámetro mayor ($\varnothing = 500$ mm) la ecuación que define el caudal de descarga de la captación es:

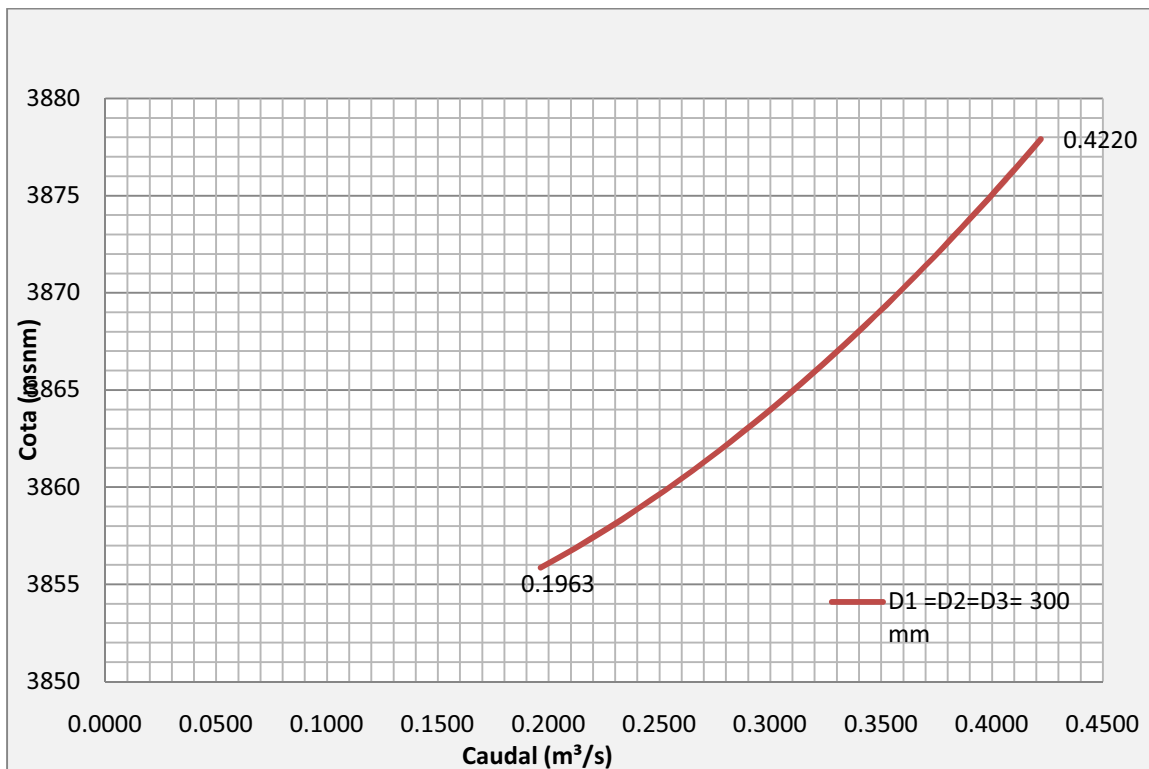
$$Q = 0.066\sqrt{19.62(Z - 3849.76 - 13.03Q^2)}$$

En donde Z define la cota del nivel del embalse y el caudal para dicho nivel se obtiene iterando los valores de Q para cada valor del nivel del agua.

La curva de descarga para cuando la rejilla de la toma está obstruida al 50% y las válvulas abiertas en su totalidad para los diámetros analizados se muestran en la figura 6.42 y 6.43, en estos gráficos se puede observar que para la cota 3855.85 msnm (nivel de la loseta de la captación) en la cual la toma tendría apenas una carga de 0.25 m, el caudal captado es aproximadamente 200 l/s para $\varnothing = 300$ mm y 500 l/s para $\varnothing = 500$ mm, por tanto se establece éste nivel como el mínimo de operación, siendo regulado el caudal disponible de 200 y 500 l/s a 165 l/s mediante las válvulas de control.

La velocidad de entrada en la rejilla para el caudal de diseño (165 l/s) es $V_e = 0.37$ m/s, inferior a las recomendaciones descritas en los criterios de diseño.

FIGURA 6.41: Curva de Descarga de la Toma, D=300 mm (Rejillas Obstruidas 50% y Válvulas totalmente abiertas)



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

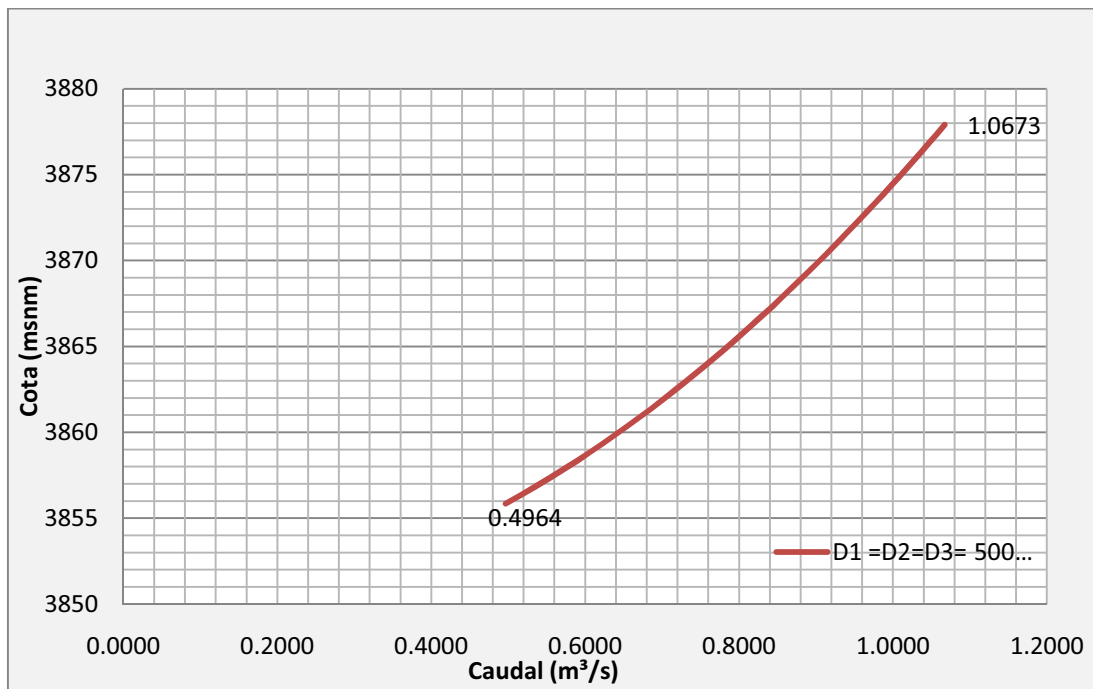
6.5.1.2. Curva de Descarga con la Rejilla Libre de Obstrucciones

Cuando la rejilla de la captación no presenta obstrucciones, no hay cambios significativos en el sistema por lo que la sumatoria de todas las pérdidas de carga es $\Sigma\Delta h = 146.118 Q^2$ y $\Sigma\Delta h = 12.776 Q^2$ respectivamente para los diámetros antes mencionados y por tanto las correspondientes curvas de descarga se muestran en las figuras 6.42 y 6.43.

En ésta condición la cota mínima de operación se establece en la cota 3855.85 msnm, la misma que en el anterior caso con rejillas obstruidas, en éstas condiciones se prevé que la captación éste total o parcialmente sumergida.

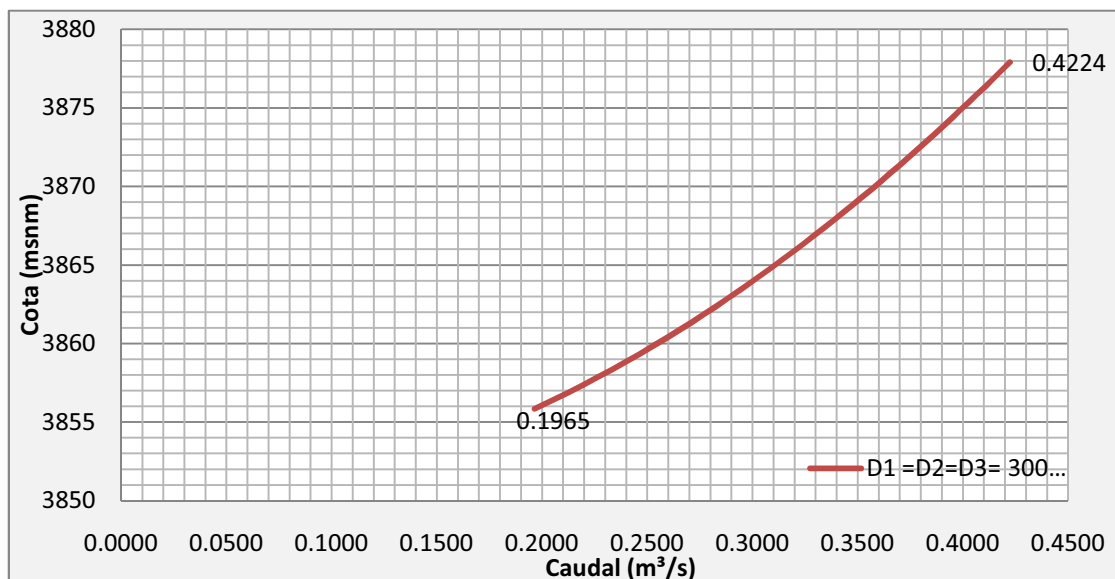
Al igual que antes el caudal de diseño es regulado por las válvulas de control a 165 l/s y la velocidad de entrada en la rejilla es 0.37 m/s.

**FIGURA 6.42: Curva de Descarga de la Toma, D=500 mm
(Rejillas Obstruidas 50% y Válvulas Totalmente Abiertas)**



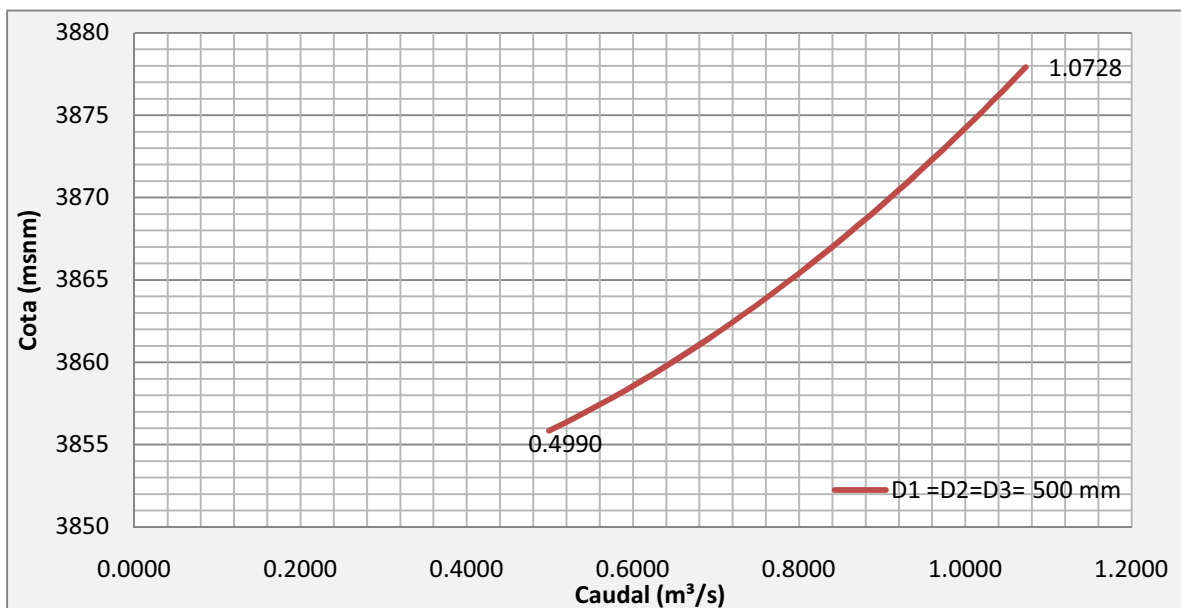
Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

**FIGURA 6.43: Curva de Descarga de la Toma, D = 300 mm
(Rejilla Libre y Válvulas Totalmente Abiertas)**



Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

**FIGURA 6.44: Curva de Descarga de la Toma, D = 500 mm
(Rejilla Libre y Válvulas Totalmente Abiertas)**



Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

6.6. DESAGÜE DE FONDO

La altura escogida como adecuada para la ubicación del desagüe de fondo es la cota 3855.35 msnm, correspondiente a la cota en la que el volumen de sedimentos alcanza los 25,000 m³, en ésta cota se tiene el labio inferior de la captación y/o desagüe, además no se considera dejar una altura de seguridad entre la cota del volumen muerto y el labio inferior ya que se prevé que durante la vida útil del embalse (25 años) se llegue a tener el volumen de sedimentos antes señalado.

6.6.1. CAPACIDAD DEL DESAGÜE DE FONDO

Se recomienda que el caudal máximo de desagüe éste alrededor del caudal medio máximo registrado o generado según el estudio hidrológico, es decir de la curva de duración general se obtiene que para una probabilidad de excedencia de 0.2 % el caudal medio mensual es 0.738 m³/s. Además el caudal máximo de desagüe también está controlado por la velocidad máxima permisible del material

de la conducción, en éste caso se trata de acero rolado y soldado, para el cual la velocidad máxima se establece en 5 m/s.

Con la velocidad antes mencionada se obtiene que para el diámetro de la conducción ($\varnothing = 500$ mm), el caudal máximo permitido es $0.95 \text{ m}^3/\text{s}$, éste caudal proporciona una velocidad de alrededor de 5 m/s en la tubería de la conducción; mientras que para un diámetro menor ($\varnothing = 300$ mm) el caudal máximo de descarga en función de la velocidad es $0.33 \text{ m}^3/\text{s}$, presentando una velocidad similar a la anterior.

6.6.2. VACIADO DEL EMBALSE

Se calcula de manera estimada el tiempo que tomaría vaciar el embalse en la condición más desfavorable, es decir cuando el embalse está totalmente lleno. Una primera aproximación del tiempo de vaciado del embalse se realiza con el caudal medio de la curva de descarga, obteniendo para $\varnothing = 300$ mm un caudal medio de 200 l/s y por tanto un tiempo de 318 días o alrededor de 10 meses; mientras que para $\varnothing = 500$ mm el caudal medio es 800 l/s y el tiempo aproximado es 80 días o alrededor de 2 meses y medio.

Por los resultados obtenidos se concluye que el diámetro apropiado de la tubería es 500 mm, ya que con 300 mm el tiempo de vaciado es considerado extenso.

Para corroborar el cálculo de la tubería de $\varnothing = 500$ mm se considera que el caudal de descarga o desagüe se mantiene constante en un determinado tiempo Δt aunque en la realidad el caudal es instantáneo y varía de acuerdo a la carga de agua en el embalse.

Entonces el tiempo que se demora en vaciar el embalse es la sumatoria de todos los Δt hasta que el volumen desalojado sea igual al volumen almacenado o el volumen almacenado llegue a cero.

En el anexo 10.3, en la sección correspondiente, se muestra el cálculo del tiempo necesario para el vaciado del embalse, estableciéndose aproximadamente en 93 días o 3 meses.

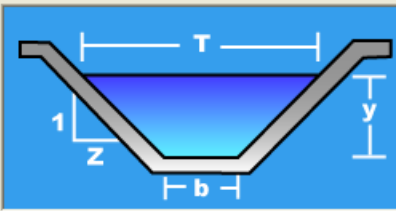
6.7. RECOLECCIÓN DE LAS AGUAS DE FILTRACIÓN

Del análisis de la red de flujo se obtiene que el caudal infiltrado a través y por debajo de la presa que desemboca en la zona inferior del espaldón aguas abajo es 29.8 l/s, finalmente para recoger éstas aguas y las remanentes de los pozos de alivio se prevé un canal de hormigón de sección trapezoidal, cuyos cálculos se muestran en la figura 6.45.

FIGURA 6.45: Cálculo del Canal de Recolección de las Aguas Infiltradas

Lugar:	<input type="text" value="Pampas de Salasaca"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Embalse Pampas de Salasaca"/>
Tramo:	<input type="text" value="Canal de recolección"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="Hormigón"/>

Datos:	
Caudal (Q):	<input type="text" value="0.0298"/> m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="0.2"/> m
Talud (Z):	<input type="text" value="1"/>
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.015"/>
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.0134"/> m/m



Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.0897"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="0.4537"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="0.0260"/> m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.0573"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="0.3794"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.1467"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1.3989"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="0.1567"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Basado en los datos de salida del programa H-Canales para el caudal señalado es suficiente con un canal trapezoidal de 0.20 m. de base, inclinación de las paredes 1v: 1h y una altura de 0.20m; la profundidad normal evaluada es alrededor de 0.09 m en flujo supercrítico con una velocidad inferior a la máxima. Se aclara que el caudal de 29.8 l/s es el total por lo que en realidad el caudal que transportará el canal trapezoidal será menor en especial en los extremos de la presa.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. CONCLUSIONES DEL DISEÑO DE LA PRESA

- Del análisis realizado a todos los factores que intervienen en la selección del tipo de presa, se concluye que en el sitio es recomendable ejecutar la construcción de una presa de materiales sueltos heterogénea con núcleo impermeable, ya que principalmente se cuenta con un suelo de cimentación relativamente compresible y los materiales que se encuentran en el sector son para éste tipo de presa.
- El índice de plasticidad del material del núcleo ($IP = 8.7\%$) corresponde a un material que posee una resistencia media al arrastre de partículas finas (tubificación), por tanto en caso del apareamiento de una grieta y la posible tubificación, los filtros críticos han sido rigurosamente diseñados para cumplir el autosellado.
- La geometría de los taludes tanto aguas arriba como aguas abajo recomendada es 1V:2H, con la cual se prevé la estabilidad de la presa en condiciones estáticas y dinámicas de acuerdo al análisis pseudoestático realizado con una aceleración de diseño correspondiente a un sismo de $M_s = 7.5$ (aceleración en roca = 0.39 g).
- La capacidad de carga del suelo se determina aproximadamente mediante el rango de valores (σ_{adm}) mínimo y máximo que presentaría éste tipo de suelo de cimentación, pues la teoría existente al respecto ha sido desarrollada para zapatas, extendiéndose hasta losas de cimentación, no así para anchos de cimentación considerables como $B = 140$ m. que posee la presa; sin embargo se muestra que el F.S. correspondiente a la capacidad portante del suelo con un ancho efectivo conservador en general es superior a 3.

- El análisis de la red de flujo se ejecuta sólo en la dirección del cauce (paralelo a la sección transversal de la presa), pues ésta es predominante sobre la infiltración lateral, al no existir una diferencia de cargas de presión que da lugar al caudal de infiltración, pues se tiene el mismo nivel de carga de agua en toda la dirección longitudinal de la presa (cota máx. 3877.91 msnm), en cambio en la dirección del flujo predominante se tiene el nivel del agua (máximo) en la cota 3877.91 msnm aguas arriba de la presa y 3845 msnm aguas abajo en el espaldón (considerando un nivel freático superficial), lo que origina un caudal de infiltración considerable.
- El tratamiento para la cimentación consiste en inyecciones de cemento de 30 m de profundidad, las cuales “impermeabilizan” el suelo de cimentación, reduciendo el caudal de infiltración hasta en un 50 % con respecto a cuando no se utilizan las inyecciones, el resultado final es $Q = 30 \text{ l/s}$.
- Los resultados del análisis tensodeformacional muestran zonas de tracción con valores relativamente altos, esto se explica porque los elementos finitos consideran una malla interconectada con nudos que pueden soportar tracción como compresión, lo cual en realidad no sucede ya que el suelo es un material que se comporta o trabaja estrictamente a compresión.
- En general se observa que la reducción del F.S. en condiciones sísmicas representa desde el 25 hasta el 40% del correspondiente a la condición estática, siendo la reducción más drástica (alrededor del 40%) en la condición de desembalse rápido y sismo.
- El análisis de estabilidad dentro de sus limitaciones por el método de cálculo o modelos teóricos del comportamiento de resistencia al corte del suelo, muestra resultados reales con un buen rango de confiabilidad, mientras que el modelo de red de flujo está sometido a la variación espacial de la permeabilidad de los materiales que no siempre es constante (el suelo no es isotrópico); sin embargo tomando los valores de permeabilidad más críticos se puede llegar a tener una buena seguridad de los resultados, en cuanto al modelo de deformaciones y tensiones los resultados especialmente de

asentamientos es variable de acuerdo al modelo constitutivo del suelo a usar, entre otros factores más, tal como la determinación de los módulos de elasticidad, por lo que los resultados de éste análisis no se deben considerar como absolutos, sino como una referencia sobre el orden de magnitud que se obtendrá durante la construcción de la presa.

- El análisis pseudoestático permite tener una buena aproximación del comportamiento de la presa ante un evento sísmico; sin embargo la elección de los coeficientes sísmicos vienen acompañados de cierta incertidumbre.

7.2. CONCLUSIONES DEL DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS

- La evaluación técnica, constructiva y de costos directos muestran que la alternativa idónea de las obras hidráulicas para su diseño definitivo y posterior construcción es la tercera, ésta contempla un vertedero de excesos frontal seguida de una rápida con cuenco disipador de energía y finalmente un canal de restitución.
- Tanto el perfil tipo WES como el propuesto por la USBR presentan una geometría similar en el diseño del perfil del cimacio del vertedero de excesos, prácticamente los dos coinciden; mientras que en el perfil hidrodinámico del túnel de desvío se alcanza un mayor desarrollo con el perfil tipo USBR.
- La estructura de disipación de energía a la salida del túnel de desvío se trata de un tanque amortiguador sin dados ni bloques de impacto, pese a que el número de froude es mayor a 2.5 y su velocidad inferior a 18 m/s, de tal manera que le correspondería un cuenco amortiguador tipo IV; sin embargo ya que ésta estructura durante la vida útil de la presa funcionará con caudales menores a los de diseño del túnel, se considera adecuado un cuenco tipo I.
- El análisis del sistema de conducción muestra que para éste fin el diámetro de la tubería es suficiente con $\varnothing = 300$ mm, sin embargo debido a que la estructura de captación y desagüe de fondo es la misma, ésta tubería debe tener la capacidad de vaciar el embalse en un tiempo prudente ante un evento

sísmico para la posterior inspección y evaluación del cuerpo de la presa, es así que se obtiene un diámetro mayor al necesario para la captación del caudal de aprovechamiento, es decir $\varnothing = 500$ mm.

- En el sistema de conducción con diámetro $\varnothing = 300$ mm, las pérdidas locales representan alrededor del 15% de las pérdidas totales; mientras que con el diámetro $\varnothing = 500$ mm, las pérdidas locales representan el 41% de las totales. Por tanto la disminución de las pérdidas totales tiene un valor mayor a 10 veces al pasar de una tubería de 300 a 500 mm.
- La orografía del vaso del embalse posee características de gran regulación, ya que para la máxima crecida calculada con una recurrencia de 1000 años, el nivel del embalse en caso de no existir un vertedero de excesos cuando el embalse esté en su máxima capacidad (cota 3878.91 msnm), aumenta apenas 0,56 m, llegando a almacenar un volumen de agua igual a 260 000 m³ sin mayor inconveniente.
- La inclusión de elementos tales como los dados y bloques de impacto en el cuenco amortiguador de la estructura de excesos disminuye considerablemente la longitud del dissipador, ya que el flujo que llega con cierta energía cinética choca contra estos elementos perdiendo gran parte de su energía
- La rápida de excesos se analiza con el Flujo Gradualmente Variado con y sin introducción de aire, siendo el segundo caso el más crítico, en donde se cumple las dos condiciones del flujo autoaerado uniforme, es decir que después de cierta longitud (29 m) la capa límite alcanza la superficie del flujo con lo cual se prevé el inicio de la introducción intensa de aire al flujo, para que después de 61 m. de longitud o 90 m desde el inicio de la rápida se instale el flujo uniforme autoaerado.

7.3. RECOMENDACIONES DEL DISEÑO DE LA PRESA

- Durante la construcción de la obra se debe procurar seguir todas las recomendaciones y premisas consideradas en el diseño, tal como respetar la granulometría de los filtros o la colocación en detalle y compactación de la escollera del espaldón aguas arriba, ya que el correcto desempeño de la presa durante su vida útil es una función directa de éstas consideraciones que se debe tomar en cuenta en obra.
- Si bien los ensayos de sísmica de refracción realizados permiten obtener con relativa precisión los espesores de los estratos, pero no así las propiedades geomecánicas del subsuelo, es necesario obtener los resultados de los ensayos de laboratorio de un mayor número de perforaciones distribuidas en lo ancho del valle, para ejecutar los distintos modelos de simulación numérica.
- Con el fin de tener una mayor confiabilidad en los resultados de los modelos de la red de flujo, para éste tipo de análisis se debe ejecutar el modelo con mayor número de datos sobre los ensayos de permeabilidad (Lefranc o Lugeon), que los obtenidos para el presente trabajo.
- Se recomienda realizar el análisis dinámico de la presa siempre y cuando se disponga de la información necesaria para desarrollar el modelo SIGMA/W, especialmente el acelerograma de diseño y los datos propios del triaxial cíclico del cual se puede obtener la variación de la rigidez de corte del suelo en el proceso de carga y descarga.

7.4. RECOMENDACIONES DEL DISEÑO DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS

- Los radios de curvatura del túnel de desvío se recomienda sean mayores a 3 veces el ancho de ésta estructura y con una curva desarrollada, vista en planta, tal que las sobreelevaciones generadas no sean considerables, además es aconsejable diseñar ésta obra con flujo subcrítico para evitar la

inestabilidad del mismo al interior del túnel por causa de los cambios de dirección del túnel.

- En el proceso de construcción de las obras hidráulicas se debe respetar tanto la geometría propuesta como los materiales a considerarse para dichas obras, ya que un cambio en las condiciones de borde del problema pueden cambiar sensiblemente los resultados del análisis realizado.
- Para las obras hidráulicas en las cuales se obtenga velocidades consideradas como altas, tales como los cimacios, rápida de excesos y estructuras de disipación, debe proyectarse su construcción con un material de alta resistencia (hormigón armado de 350 kg/cm^2).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTECC Cia Ltda. (2011). Estudio de Factibilidad del Embalse Pampas de Salasaca. Quito-Ecuador: ASTEC.

Badillo, Eulalio, & Alfonso Rico. (1998). Mecánica de Suelos II. México: Limusa.

Bureau of Reclamation, U. S. (2007). Diseño de Presas Pequeñas (Traducción de la 3^{era} Edición Americana). Madrid: Bellisco.

Chereque, Wendor M. (1987). Mecánica de Fluidos 2. Lima-Perú: PUC.

Das, Braja M. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México: Thomson.

Fernández, Pedro D (2008). Mecánica de Fluidos. Santander-España: Redsauce.

GEO-SLOPE International Ltd. (2010). Seepage Modeling with SEEP/W 2007. Calgary (Canada): GEO-SLOPE.

GEO-SLOPE International Ltd. (2010). Stability Modeling with SLOPE/W 2007. Calgary (Canada): GEO-SLOPE.

GEO-SLOPE International Ltd. (2010). Stress-Deformatio Modeling with SIGMA/W 2007. Calgary (Canada): GEO-SLOPE.

IRYDA. (1986). Diseño y Construcción de Pequeños Embalses. Madrid: NEOGRAFIS.

Rocha, Arturo F. (2007). Hidráulica de Tuberías y Canales. Perú: Eduni.

Suárez, Luis M. (1982). Ingeniería de Presas. Venezuela: Vega, s.r.l.

Terzariol, R.E., Rocca, R. J., Zeballos, M.E. y M. Terzariol. (2010). Aplicación de los Actuales Criterios de Filtro Sobre Limos Loésicos Empleados como Núcleo de Presa. Córdoba: Comité Argentino de Presas.

Vallarino, Eugenio D. (2006). Tratado Básico de Presas. Madrid-España: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales Y Puertos.

Wambeke, Van A. (1971). "Les Modules de Deformation en Mecanique des Sols et en Mecaniques des Roches". Publication A.B.E.M. No 406.

ANEXOS

ANEXO No 1

**MANUAL BÁSICO DEL USUARIO DEL PROGRAMA
GEOSTUDIO 2007 V 7.17**

- SLOPE/W 2007
- SEEP/W 2007
- SIGMA/W 2007

SLOPE/W

1.1. INTRODUCCIÓN AL MODELO SLOPE/W

El módulo denominado SLOPE/W forma parte del software GeoStudio, el cual es destinado para el análisis de estabilidad de taludes en diferentes condiciones, sean éstas en presencia de un sismo, mediante un análisis pseudoestáticos, nivel freático presente en la masa del suelo, anclajes etc.

Por su versatilidad y rapidez de cálculo al poder escoger los diferentes métodos de cálculo se vuelve una herramienta muy útil.

1.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA

Éste módulo del programa tiene fundamentalmente las siguientes características:

1.1.1.1. Métodos de Cálculo

- Ordinario (Fellenius)
- Bishop Simplificado
- Janbu Simplificado
- Spencer
- Morgentern-Price
- Lowe-Karafiath
- Sarma
- Método de Equilibrio Límite Generalizado (MGEL)
- Método de los Elementos Finitos

1.1.1.2. Geometría y Estratigrafía

La introducción de la geometría así como la estratigrafía del problema a analizar es de relativa facilidad, debido a las herramientas gráficas que posee el programa, mediante dibujo directo de las regiones (estratos) o introducción de puntos de las

regiones, además cuenta con la posibilidad de interactuar con el programa ACAD para importar las regiones previamente dibujadas. Prácticamente se puede introducir cualquier geometría.

Dentro de las ventajas del programa se cuenta con la posibilidad de definir grietas de tracción y suelos parcialmente sumergidos o saturados.

1.1.1.3. Determinación de la Superficie de Falla

SLOPE/W posee varios sistemas de modelación de las superficies de rotura:

- Malla de centros y líneas tangentes a los círculos de falla
- Superficies de falla poligonales con o sin la definición de un centro.
- Falla por Bloques
- Zonas de entrada y salida de los posibles círculos de falla (varía automáticamente el radio del círculo)
- Búsqueda automática de la superficie de falla crítica

1.1.1.4. Presión Hidrostática

La modelización de la acción del agua sobre el suelo se puede realizar a partir de:

- Coeficiente de presión de agua, R_u
- Línea piezométrica
- Presión hidrostática para cada punto
- Contornos de presiones hidrostáticas

1.1.1.5. Modelos de Comportamiento y Propiedades de los Suelos

- Criterio de Rotura de Mohr – Coulomb (ϕ , c)
- Modelo espacial Mohr – Coulomb (Funciones de γ , ϕ y c con respecto a “x” e “y”)
- Resistencia No Drenada ($c \neq 0$, $\phi = 0$)
- Impenetrable, Bedrock (Lechos rocosos)
- Criterio de Rotura Bilineal (c , ϕ_1 , ϕ_2 y σ_n)

- Cohesión variable con la profundidad (Función lineal de c)
- Resistencia al Corte Anisotrópica (c_x, c_y, ϕ_x, ϕ_y)
- Función de Resistencia al Corte ($\zeta = f(\sigma)$) \longrightarrow Modelo de Hoek y Brown para taludes rocosos
- Modelo Combinado Friccionante – No Drenado
- Resistencia al Corte en función de la sobrecarga

1.2. EJEMPLO PASO A PASO

A continuación se ejecuta un ejercicio de relativa simplicidad paso a paso que se debe seguir para elaborar el modelo de estabilidad.

El ejemplo trata del cálculo de la estabilidad de una presa homogénea que ésta cimentada sobre un suelo de cimentación de 2 estratos.

1.2.1. GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La altura de la presa es 25 m, cuyo talud es 1V:2H tanto aguas arriba como aguas abajo, el ancho de la corona corresponde a 5 m.

Para el ejemplo se considera como material de la presa un limo plástico (MH) que es cimentada sobre una capa de arena (SW) de 4 m de espesor, seguida de un material areno-gravoso (GW) de mejores características de potencia indeterminada, para el modelo basta considerar un espesor de 16 m. Las características de los materiales se muestran en el cuadro A1.1.

Cuadro A1.1: Propiedades Geo-mecánicas de los Materiales

Material	γ (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Presa	17	100	28
Suelo Cimentación I	18	0	33
Suelo Cimentación II	18	0	36

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez

1.2.2. INICIO DEL PROGRAMA

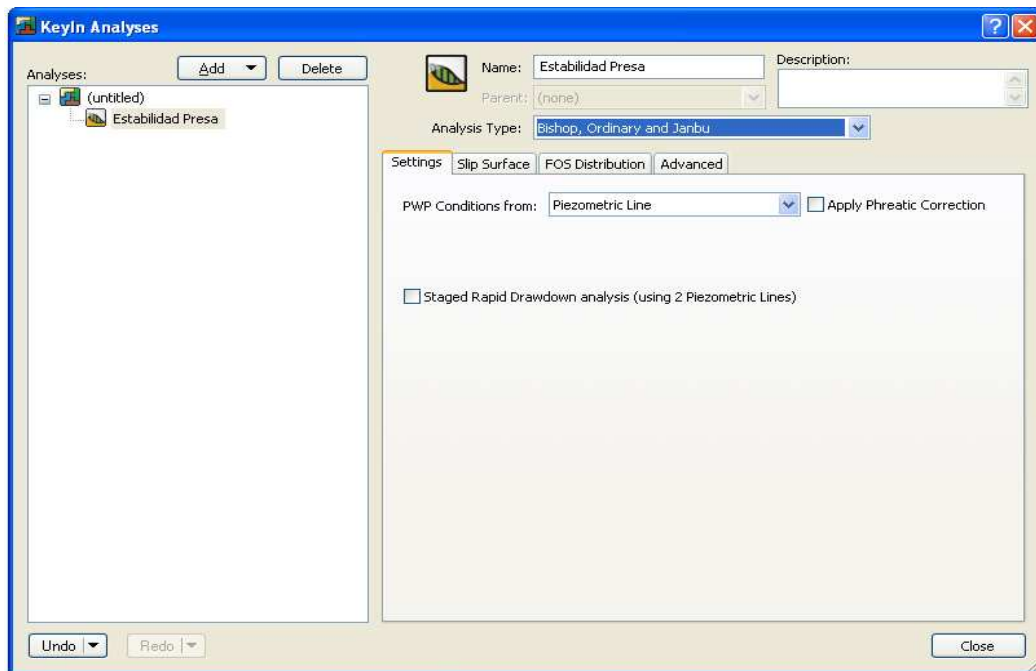
Al ejecutar el programa aparece la pantalla de inicio, en la misma se expone los 8 módulos que posee el software, ahí se elige SLOPE/W. La siguiente ventana es la correspondiente a la configuración de inicio del modelo, del cual se explica a continuación:

- Nombre del Modelo (Name): Estabilidad Presa
- Método de Análisis (Analysis Type): Bishop
- Condiciones de Presión de Agua (PWP Condition): Línea piezométrica

En la siguiente pestaña se configura las características de la falla que se desliza:

- Dirección del deslizamiento: Derecha a izquierda
- Superficie de falla: Entrada y Salida (Determina puntos por donde entra y sale el círculo de falla)
- Zona de Tensiones: Sin tensiones

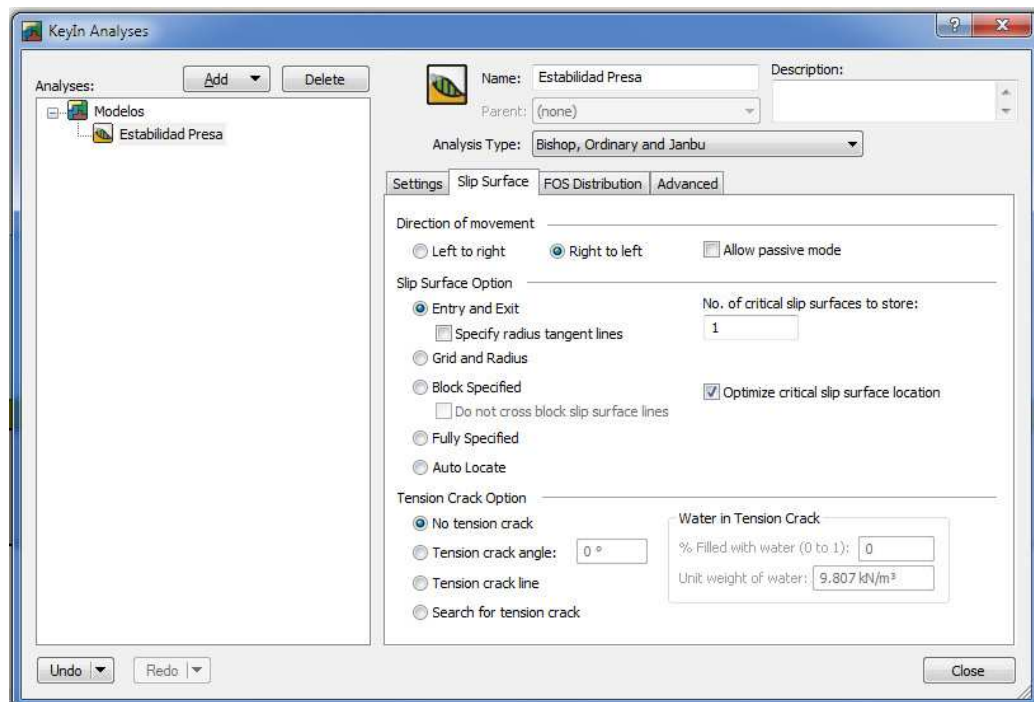
Figura A1.1: Configuración General del Modelo



Fuente: Programa SLOPE/W

Elaborado: Freddy Rodríguez

Figura A1.2: Configuración de la Superficie de Falla



Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez

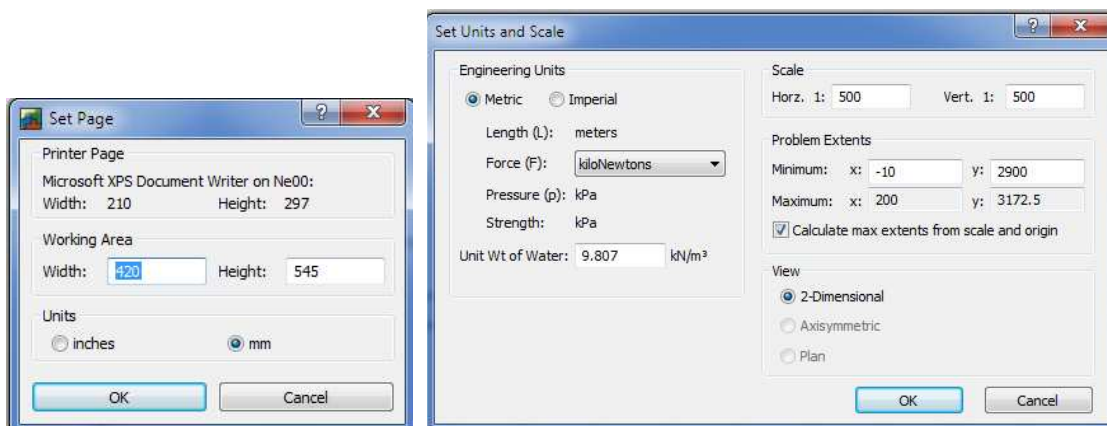
En la pestaña de Opciones Avanzadas se configura las características asociadas a la solución numérica del problema, tal como número de dovelas, tolerancias, número de iteraciones, etc.

1.2.3. DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

Antes de proceder a desarrollar el modelo es necesario definir tanto el tamaño de la hoja, la escala de la geometría, ejes de trabajo, etc.

Para definir el tamaño de la hoja se sigue la siguiente rutina Menú Set/Page; mientras que para editar la escala de la geometría y unidades de trabajo Menú Set / Units and Scale

Figura A1.3: Edición del Área de Trabajo



Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez

De igual manera se procede para configurar los ejes.

1.2.4. GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES

Los pares ordenados que representan la geometría del modelo se muestra en el cuadro A1.2.

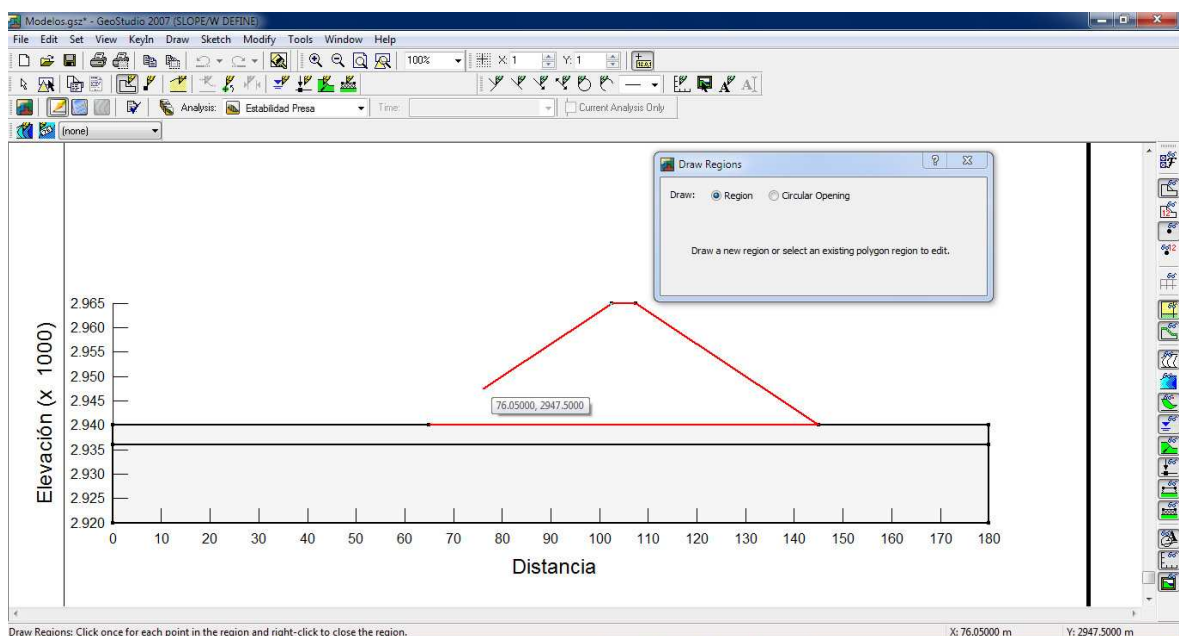
Para la creación de la geometría se puede realizar de 2 maneras, la primera es importar las regiones previamente dibujadas desde el programa ACAD para lo cual éstas deben poseer el atributo de región cerrada y ubicadas en las abscisas con cotas reales; la segunda forma es introducir los puntos desde el programa para a continuación poder dibujar las regiones, en éste caso se trata la segunda manera de introducir la geometría.

Para la creación de los puntos o pares ordenados que conforman los vértices de las regiones se sigue la rutina: Menú KeyIn / Points o través del icono que dibuja los puntos al picar la pantalla. Para dibujar las 3 regiones que componen la geometría del modelo se sigue Menú Draw / Regions y a continuación se une mediante líneas los puntos previamente dibujados. También se puede dibujar las regiones a partir del icono que aparece en las barra de comandos.

Cuadro A1.2: Puntos de la Geometría del Modelo

ID	X	Y
1	0	2920
2	180	2920
3	180	2936
4	0	2936
5	0	2940
6	65	2940
7	145	2940
8	180	2940
9	102.5	2965
10	107.5	2965

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

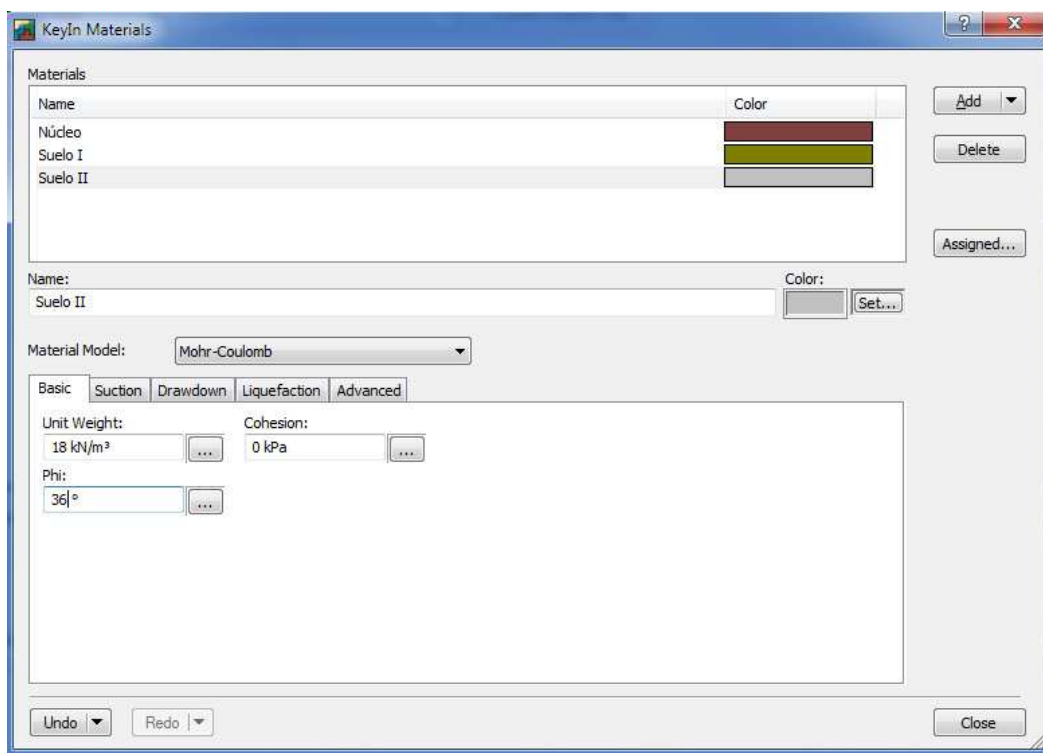
Figura A1.4: Dibujo de Regiones

Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Para crear los materiales que componen el modelo se sigue Menú Draw / Materials / KeyIn / Add, ahí se crea cada uno y todos los materiales con sus respectivas propiedades geomecánicas, se escoge el modelo constitutivo de Mohr – Coulomb.

Para asignar los materiales a cada región basta con regresar a la pantalla anterior y picar encima de las regiones dibujadas, se verifica la asignación del material a la región cuando ésta toma el color del material creado.

Figura A1.4: Creación de Materiales en el Modelo SLOPE/W



Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

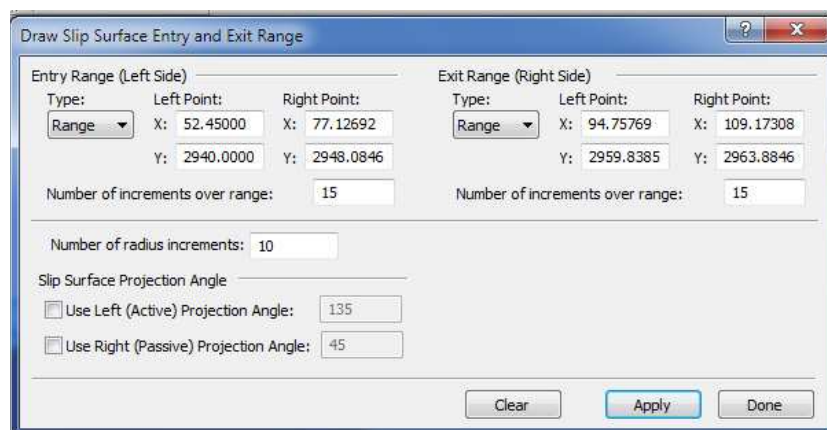
1.2.5. CONDICIONES DE BORDE

Las condiciones de borde del modelo están constituidas por la carga o presión externa que ejerce el agua sobre el suelo así como la línea piezométrica que atraviesa la presa. Además la línea de entrada y salida con sus respectivos puntos que indican el inicio y fin del círculo de falla respectivamente.

Para introducir la carga de agua y línea piezométrica se sigue la siguiente rutina: Menú Draw / Pore Water-Pressure / Add / Draw y se dibuja la línea del nivel de agua así como la línea piezométrica al interior de la presa.

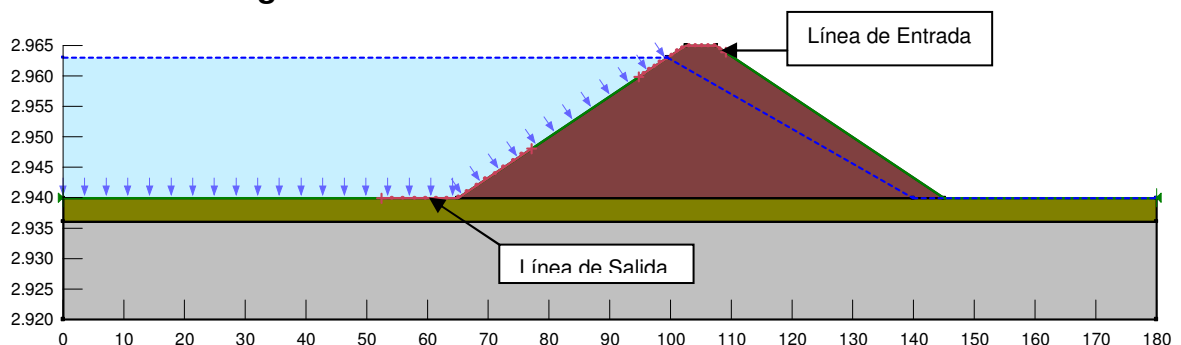
Las líneas que delimitan la entrada y salida del círculo de falla se definen en el Menú Draw / Slip Surface / Entry and Exit, en el cuadro de diálogo que aparece se escoge "Rango" y se colocan las coordenadas o a su vez se pica directamente sobre la línea de la región por donde se prevé la entrada y salida del círculo de falla. En cuanto al número de puntos "n" con los que el programa prueba los círculos de falla se adopta como 15 tanto para la entrada como para la salida y el número de radios o círculos con los que se prueba cada par de puntos de entrada y salida es 10.

Figura A1.5: Entrada y Salida del Círculo de Falla



Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Figura A1.6: Modelo con Condiciones de Borde



Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

1.2.6. EJECUCIÓN Y RESULTADOS DEL MODELO

Se ejecuta el modelo en el Menú Tools / Solve Analysis / Start, para el presente caso el programa prueba con 2816 posibles círculos de falla.


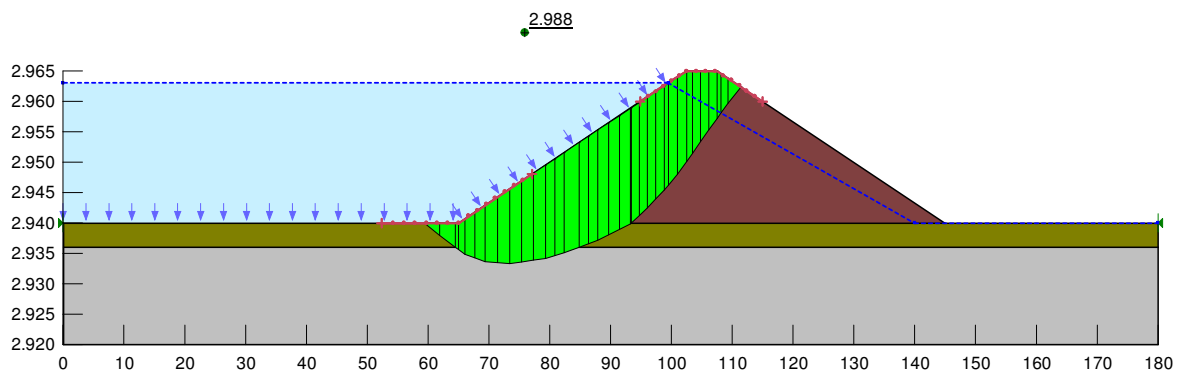
Para visualizar los resultados se lo puede realizar en el Menú Window / Contour o a su vez con el correspondiente icono . El F.S. evaluado es 2.99.

Figura A1.7: Resultados del Análisis de Estabilidad



Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

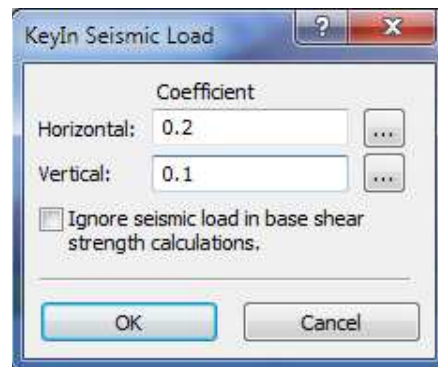
Existen varias herramientas adicionales tales como la visualización de otras posibles superficies de fallas, dovelas y las fuerzas que actúan en ellas etc. que el lector puede averiguar conforme usa el programa.

1.2.7. ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO Y RESULTADOS

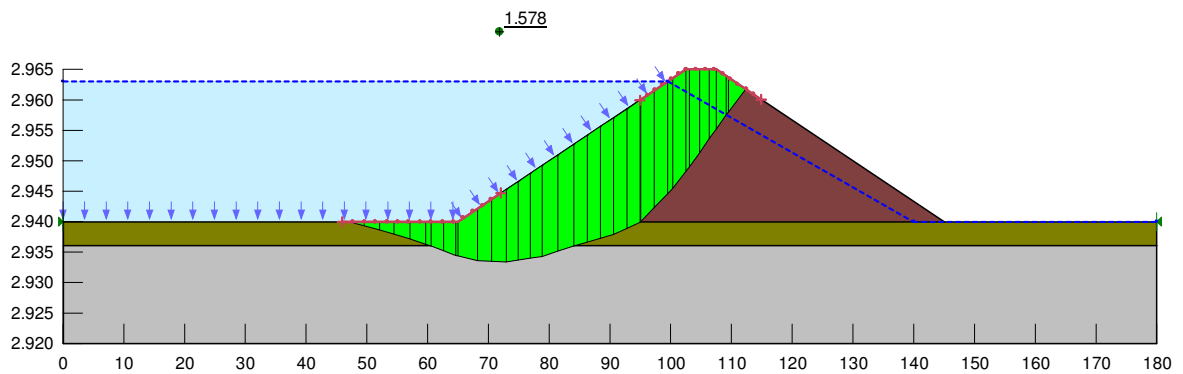
El análisis inicia con la introducción de los coeficientes pseudoestáticos horizontal y vertical al modelo, para ello es necesario ir al Menú KeyIn / Seismic Load y definirlos tal como se muestra en la figura A1.8

Tanto la ejecución como la visualización de los resultados se realizan de igual manera.

Los resultados muestran que para ésta condición el F.S. es igual a 1.58

Figura A1.8: Resultados del Análisis de Estabilidad

Fuente: Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Figura A1.9: Resultados del Análisis Pseudoestático de Estabilidad

Fuente: Salida Programa SLOPE/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

SEEP/W

2.1. INTRODUCCIÓN AL MODELO SEEP/W

El módulo denominado SEEP/W forma parte del software GeoStudio, el cual es destinado para el análisis y cálculo de redes de flujo en medios permeables tanto en zonas saturadas como no saturadas. Es un programa de relativa facilidad de uso por su versatilidad y rapidez de procesamiento de datos y cómputo.

2.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA

Éste módulo posee las siguientes características:

2.1.1.1. Tipos de Análisis

- Régimen estacionario, el tiempo no interviene como variable en el proceso
- Régimen transitorio, se tiene en cuenta la evolución del sistema con el tiempo.

2.1.1.2. Geometría y Estratigrafía

La introducción de la geometría así como la estratigrafía del problema a analizar es de relativa facilidad, debido a las herramientas gráficas que posee el programa, mediante dibujo directo de las regiones (estratos) o introducción de puntos de las regiones, además cuenta con la posibilidad de interactuar con el programa ACAD para importar las regiones previamente dibujadas. Prácticamente se puede introducir cualquier geometría.

2.1.1.3. Modelos de Comportamiento y Propiedades de los Suelos

SEEP/W posee tres modelos que idealizan el comportamiento de los suelos:

- Modelo Saturado / No saturado: Establece una función de conductividad hidráulica como variable dependiente de la presión de poro en el suelo.

- Modelo Saturado: Establece un valor de permeabilidad (Suelo Saturado)
- Modelo de Interface: Establece una permeabilidad normal y tangencial de un elemento en el modelo, tal como geo-membranas o pantallas.

Para los dos primeros modelos se tiene la opción de definir un valor de conductividad hidráulica o permeabilidad diferente en la dirección “y” a través de la relación k_y/k_x , además la dirección y el contenido volumétrico del agua en los poros del suelo.

2.1.1.4. Condiciones de Contorno

Para el análisis correspondiente además de la parametrización de los suelos es necesario definir las condiciones de borde a la cual está sujeto el modelo, para ello se dispone de las siguientes opciones:

- Head: Altura piezométrica = Cota (msnm) + Carga de presión
- Total Flux: Caudal de Ingreso (+) o Salida (-)
- Press Head: Carga de Presión
- Unit Flux: Flujo Unitario
- Unit Gradient: Gradiente Unitario

2.2. EJEMPLO PASO A PASO

A continuación se ejecuta un ejercicio de relativa simplicidad paso a paso que se debe seguir para elaborar el modelo de red de flujo.

El ejemplo trata del análisis de la red de flujo y cálculo del caudal de infiltración que se tiene en la presa homogénea del ejercicio anterior.

2.2.1. GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La geometría es la misma del ejercicio de estabilidad, altura de la presa 25 m, taludes es 1V:1.5H y ancho de la corona 5 m.

Para el ejemplo se considera que todos los materiales del modelo se encuentran saturados, por tanto se elige el modelo de comportamiento “Saturated Only”. Las características de los materiales se muestran en el cuadro A2.1.

Cuadro A2.1: Propiedades Hidráulicas de los Materiales

Material	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Presa	1e-7	1e-7
Suelo Cimentación I	1e-4	1e-4
Suelo Cimentación II	1e-5	1e-5

Fuente: Elaboración Propia

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

2.2.2. INICIO DEL PROGRAMA

Al ejecutar el programa aparece la pantalla de inicio, en la misma se expone los 8 módulos que posee el software, ahí se elige SEEP/W.

La siguiente ventana es la correspondiente a la configuración de inicio del modelo, en ella se deja la configuración que aparece por defecto.

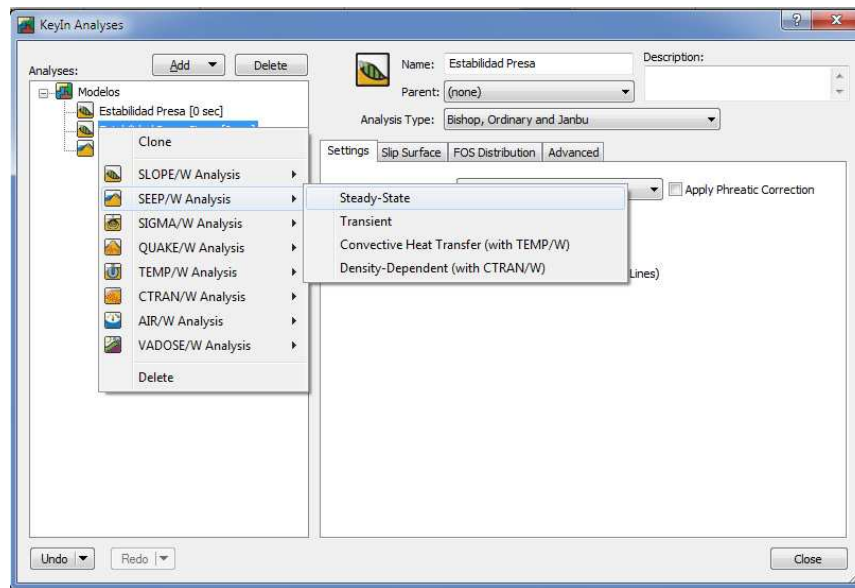
2.2.3. DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

La definición del área del trabajo se realiza de la misma forma que en el modelo de estabilidad.

2.2.4. GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES

La geometría se puede generar ídem al modelo anterior (estabilidad) o a su vez a partir del escenario de estabilidad previamente creado, en la ventana de configuración del modelo se da clic derecho sobre el escenario de estabilidad, a continuación se despliega la lista de los módulos del software, allí se elige SEEP/W Analysis / Steady – State.

Figura A2.1: Generación de la Geometría a Partir de un Escenario Anterior



Fuente: Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

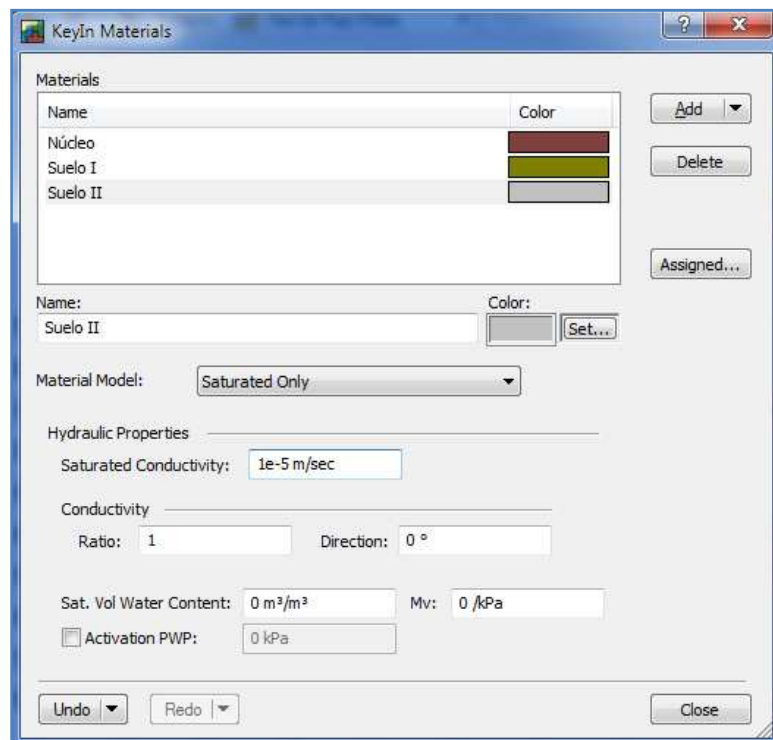
Con ésta acción la geometría del anterior escenario analizado se genera para el presente análisis.

Para generar los materiales con sus correspondientes propiedades hidráulicas se sigue la rutina Menú Draw / Materials / KeyIn, ahí se tiene los mismos materiales que en el modelo de estabilidad pero sin sus propiedades asignadas, por lo que se introduce las propiedades antes mencionadas.

En la casilla correspondiente a la relación de permeabilidades (k_y/k_x) se digita el valor de 1, ya que no se considera la anisotropía del suelo. En el resto de casillas se deja los valores que aparecen por defecto.

Para asignar los materiales a cada región basta con regresar a la pantalla anterior y picar encima de las regiones dibujadas, se verifica la asignación del material a la región cuando ésta toma el color del material creado.

Figura A2.2: Creación de Materiales en el Modelo SEEP/W



Fuente: Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

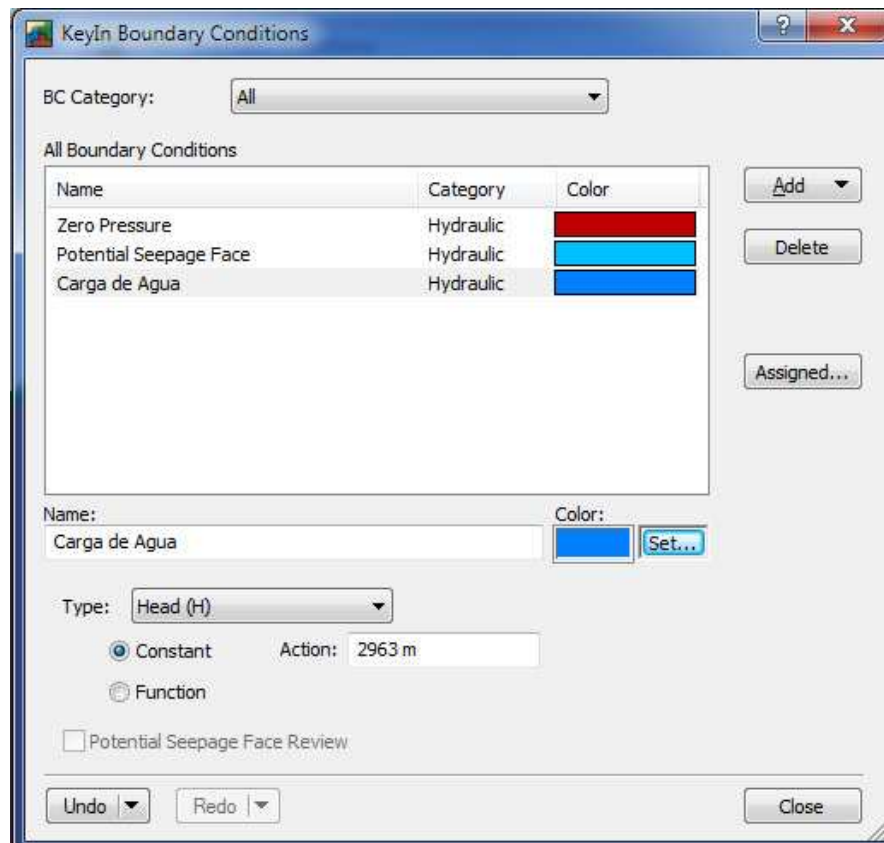
2.2.5. CONDICIONES DE BORDE

Las condiciones de borde del modelo están constituidas por la línea que define la entrada del agua al medio permeable por acción de la carga de ésta, que se encuentra sobre el suelo de cimentación y el talud aguas arriba, además de la línea que define la salida del agua infiltrada en el talud aguas abajo.

Para introducir la primera condición se sigue la siguiente rutina: Menú Draw / Boundary Conditions / KeyIn, en ese punto se tiene la ventana en la cual se genera las condiciones de borde. Por defecto se tiene 2 condiciones: la primera que representa una carga de presión nula (Zero Pressure) y la segunda un caudal nulo (Potential Seepage Face), ésta última se utiliza para delimitar la línea de salida del potencial caudal de infiltración.

Para la primera condición que se necesita en el modelo se genera una nueva Add / New Hidraulic BC, se le da nombre (Carga de Agua) y en el tipo se elige Head (Carga Total) con un valor constante igual a la cota de la superficie libre del agua (2963 msnm).

Figura A2.3: Generación de las C.B. en el Modelo SEEP/W

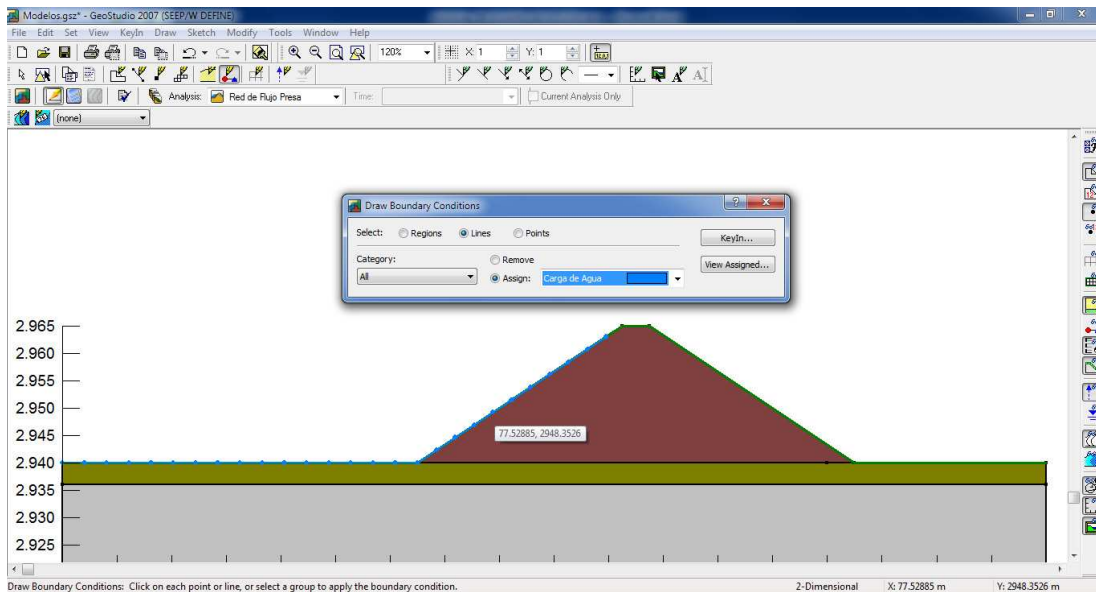


Fuente: Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B

El siguiente paso es asignar las condiciones de borde en el modelo, para ello se regresa a la ventana anterior (Menú Draw / Boundary Conditions) y se verifica que éste seleccionado "Lines" y "Assing". Para establecer la condición Aguas arriba de la presa se elige la opción "Carga de Agua" y se pica sobre el borde de la región en donde el agua tiene contacto con el suelo y presa, al asignar la C.B. la línea en la cual se fija toma el color de la condición de borde (azul)

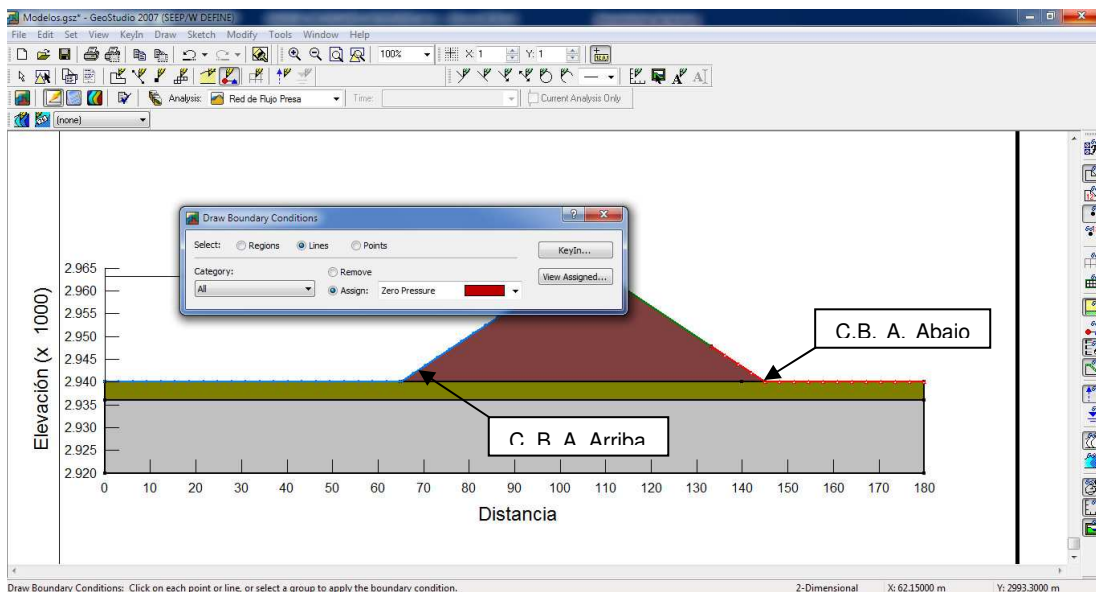
La condición aguas abajo se asigna de la misma manera, con la diferencia que se elige "Potencial Seepage Face"

Figura A2.4: Asignación de la C.B. Aguas Arriba en el Modelo SEEP/W



Fuente: Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B

Figura A2.5: Asignación de la C.B. Aguas Abajo en el Modelo SEEP/W

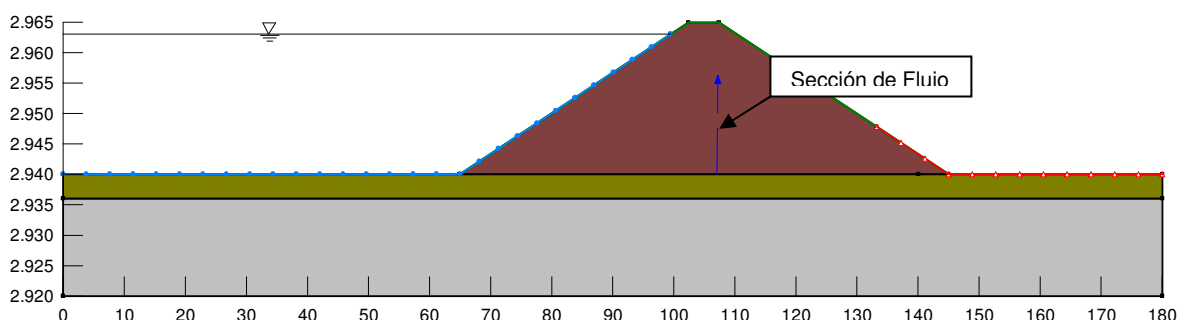


Fuente: Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B

El programa permite definir secciones en las cuales se puede medir el caudal por metro lineal que atraviesa dicha sección, para ello es necesario definir y dibujar una sección de flujo (flux section). La sección de flujo se define en el Menú Draw /

Flux Sections, ahí se debe asignar un número a la sección y dibujar la línea en donde se quiere medir el caudal.

Figura A2.6: Modelo SEEP /W con Sección de Flujo






Fuente: Programa SEEP/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B

2.2.6. EJECUCIÓN Y RESULTADOS DEL MODELO

Se ejecuta el modelo en el Menú Tools / Solve Analysis / Start.

Para visualizar los resultados se lo puede realizar en el Menú Window / Contour o a su vez con el correspondiente icono . La pantalla muestra la línea piezométrica (línea segmentada azul) que se abate hasta la cota 2940 msnm y las líneas de contorno en la presa y suelo de cimentación que representa las líneas equipotenciales; sin embargo a cada línea le corresponde un valor y para poder visualizar dichos valores se sigue la rutina: Menú Draw / Contour Labels o se pica en el ícono  y a continuación se pica en la línea en la cual se desea saber el valor de la línea equipotencial.

Además el programa ofrece más líneas de contorno (isolíneas) tal como presiones de poro, velocidades, gradientes etc. en el Menú Draw / Contour .


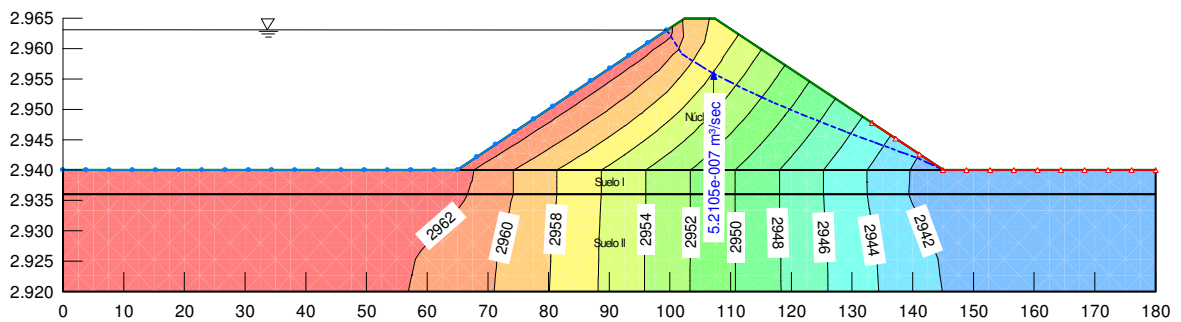
Para visualizar el valor del caudal en la sección de flujo se sigue la rutina: Menú Draw / Flux Labels o se pica en el ícono  para luego picar sobre la sección de flujo.

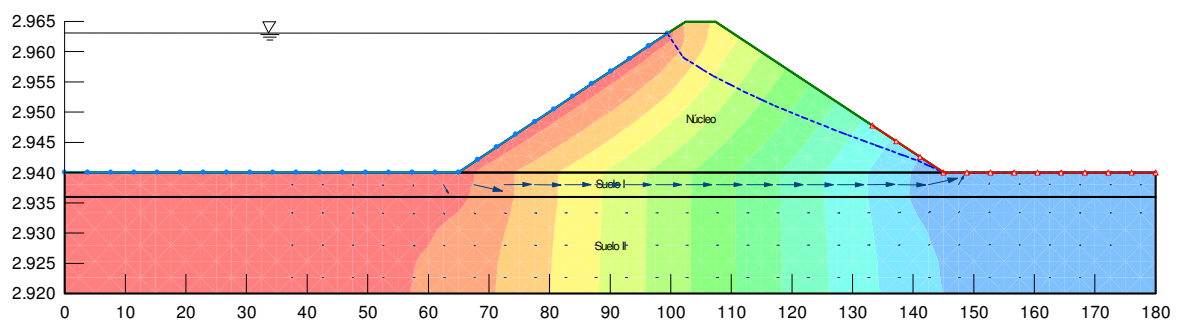
Figura A2.7: Resultados del Análisis de Red de Flujo



Fuente: Salida Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Existen varias herramientas gráficas adicionales para la visualización de los resultados, que el lector puede investigar y utilizar para la presentación de los mismos.

Figura A2.8: Vectores de Flujo



Fuente: Salida Programa SEEP/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

SIGMA/W

3.1. INTRODUCCIÓN AL MODELO SIGMA/W

El módulo denominado SEEP/W forma parte del software GeoStudio, y permite modelar los estados tensionales del suelo, inducidos por cargas externas o internas, así como los asentamientos generados por dichas cargas. Es un programa de relativa facilidad de uso por su versatilidad y rapidez de procesamiento de datos y cómputo.

3.1.1. CARACTERÍSTICAS DEL PROGRAMA

Éste módulo posee las siguientes características:

3.1.1.1. Tipos de Análisis

- Análisis de tensiones y deformaciones
- Análisis de consolidación
- Interacción Suelo-Estructura
- Cálculo de Presiones de Poro en Exceso
- Simulación de Fases de Construcción (Aplicación Progresiva de las Cargas).

3.1.1.2. Geometría y Estratigrafía

La introducción de la geometría así como la estratigrafía del problema a analizar es de relativa facilidad, debido a las herramientas gráficas que posee el programa, mediante dibujo directo de las regiones (estratos) o introducción de puntos de las regiones, además cuenta con la posibilidad de interactuar con el programa ACAD para importar las regiones previamente dibujadas. Prácticamente se puede introducir cualquier geometría.

3.1.1.3. Modelos de Comportamiento y Propiedades de los Suelos

SIGMA/W posee varios modelos que idealizan el comportamiento de los suelos en función del módulo de Young (Elasticidad):

- Modelo Elástico Lineal: E constante.
- Modelo Elástico Anisótropo: E_x y E_y constantes.
- Modelo Elástico Hiperbólico: Función de E.
- Modelo Elasto – Plástico (Incluye Modelo Cam - Clay y C - C Modificado)

3.1.1.4. Condiciones de Contorno

Para el análisis correspondiente además de la parametrización de los suelos es necesario definir las condiciones de borde a la cual está sujeto el modelo, para ello se dispone de las siguientes opciones:

- Fuerza / Desplazamiento
- Fuerzas de Volumen
- Condiciones de Contorno Nodales
- Condiciones de Contorno en Caras de Dominio

3.2. EJEMPLO PASO A PASO

A continuación se ejecuta un ejercicio de relativa simplicidad paso a paso que se debe seguir para elaborar el modelo de asentamientos y tensiones.

El ejemplo trata del análisis de las deformaciones y esfuerzos inducidos por la construcción de la presa homogénea antes tratada, por simplicidad se adopta sólo 2 estados de carga.

En primera instancia se calcula los esfuerzos en el suelo natural sin cargas y luego en cada aplicación de las cargas por el proceso constructivo.

3.2.1. GEOMETRÍA Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

La geometría es la misma de los ejercicios anteriores.

Para el ejemplo, por facilidad se considera un módulo de elasticidad constante ya que el proceso de elaboración del modelo es el mismo para todos los modelos constitutivos del suelo. Las características de los materiales se muestran en el cuadro A3.1.

Cuadro A3.1: Propiedades Elásticas de los Materiales

Material	γ (KN/m³)	E (MPa)	μ
Presa	17	10	0.25
Suelo Cimentación I	18	20	0.3
Suelo Cimentación II	18	80	0.3

Fuente: Elaboración Propia
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

3.2.2. INICIO DEL PROGRAMA


Al ejecutar el programa aparece la pantalla de inicio, en la misma se expone los 8 módulos que posee el software, ahí se elige SIGMA/W.

La siguiente ventana es la correspondiente a la configuración de inicio del modelo, en primera instancia se analiza la distribución de esfuerzos inicial antes de la aplicación de las cargas correspondientes a la presa por lo que el tipo de análisis debe ser "Insitu".

3.2.3. DEFINICIÓN DEL ÁREA DE TRABAJO

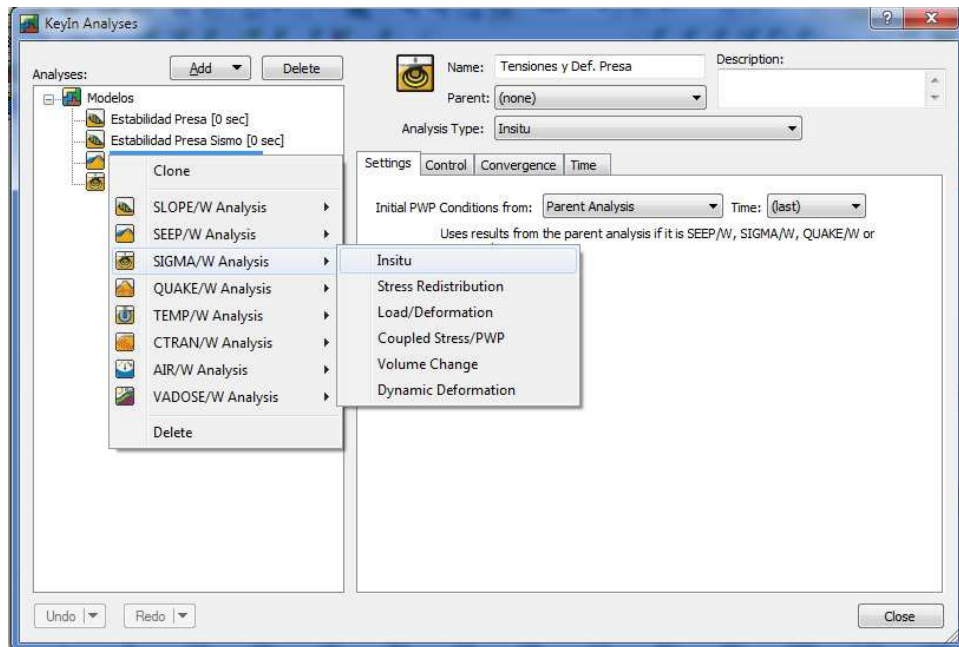
La definición del área del trabajo se realiza de la misma forma que en los modelos anteriores

3.2.4. GENERACIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES

La geometría se puede generar ídem a los modelos anteriores (estabilidad o red de flujo) o a su vez a partir de cualquiera de los escenarios antes creados en la ventana de configuración del modelo  se da clic derecho sobre el escenario, a

continuación se despliega la lista de los módulos del software, allí se elige SIGMA/W Analysis / Insitu.

Figura A3.1: Generación de la Geometría a Partir de un Escenario Anterior



Fuente: Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Con ésta acción la geometría de los otros escenarios se genera para el nuevo análisis; sin embargo es necesario dibujar 2 puntos a media altura de la presa y eliminar la región correspondiente a ésta para poder dibujar 2 nuevas regiones y así poder modelar los estados de carga.

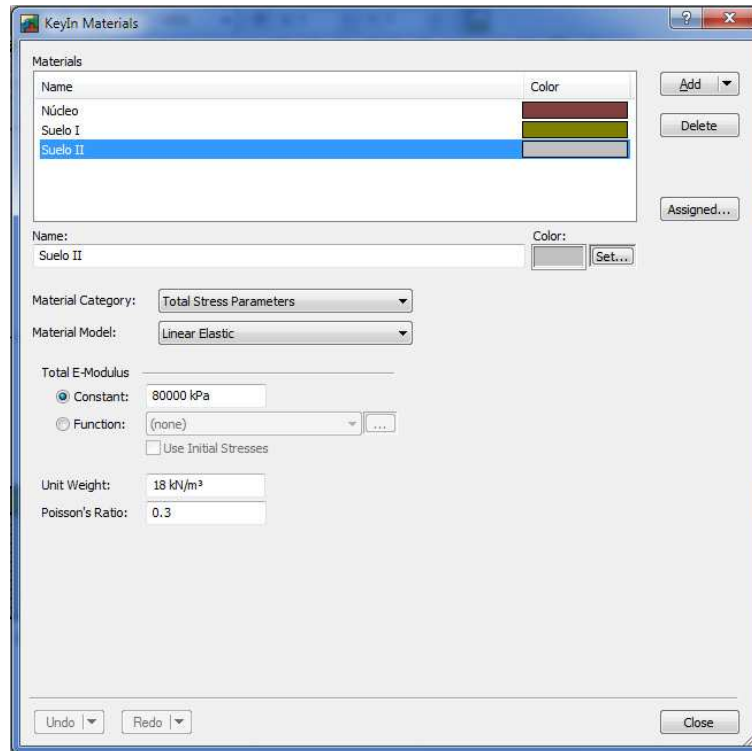
Para eliminar sólo la región sin incluir los puntos se sigue Menú KeyIn / Regions y se selecciona la región correspondiente a la presa y se presiona “Delete”

El siguiente punto es dibujar las 2 regiones (superior e inferior de la presa).

Para generar los materiales con sus correspondientes propiedades elásticas se sigue la rutina Menú Draw / Materials / KeyIn, ahí se tiene los mismos materiales que en los otros modelos (caso contrario hay que crearlos) pero sin sus propiedades asignadas, por lo que se introduce las propiedades antes mencionadas.

Para el presente caso se elige parámetros de esfuerzos totales y modelo de comportamiento lineal elástico del suelo.


Figura A3.2: Creación de Materiales en el Modelo SIGMA/W



Fuente: Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

Para asignar los materiales a cada región basta con regresar a la pantalla anterior y picar encima de las regiones dibujadas (para el análisis inicial sólo el suelo de cimentación sin presa), se verifica la asignación del material a la región cuando ésta toma el color del material creado.

3.2.5. CREACIÓN DE LOS SUB-ESCENARIOS

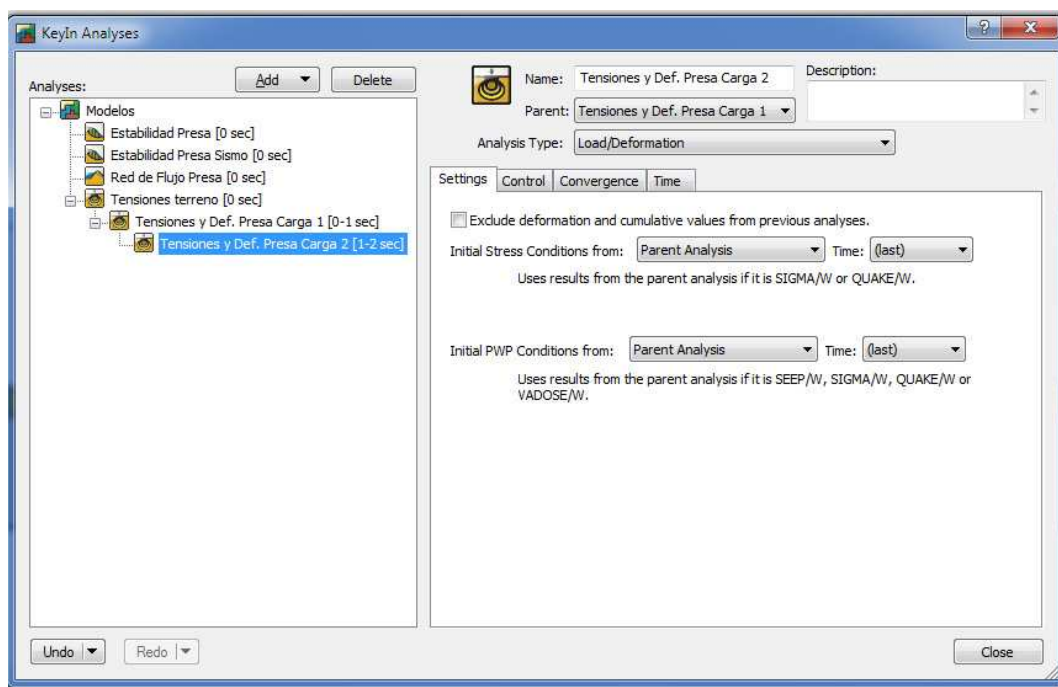
Los sub-escenarios corresponden a los procesos de carga que se generan con la construcción de la presa (en éste caso 2) para lo cual es necesario ir a la ventana de configuración del modelo  y crear 2 escenarios dando clic derecho sobre el análisis "Insitu" y eligiendo SIGMA/W Analysis / Load Deformation. Es importante hacer notar que los esfuerzos iniciales con el que el programa inicia el proceso de

cálculo en la primera etapa de carga (Sub- escenario 1) debe ser las tensiones iniciales del terreno, análisis “Insitu” y los esfuerzos - deformaciones iniciales para el análisis de la segunda etapa de carga son los correspondientes al sub-escenario 1, análisis “Load/Deformation”, por esto es necesario colocar en los casilleros de la ventana de configuración del análisis de la primera etapa de carga lo siguiente:

- Parent: Nombre del análisis “Insitu” (Tensiones terreno) .
- Analysis Type: Load / Deformation.
- Initial Stress Condions from: Parent Analysis.
- Initial PWP Condions from: Parent Analysis.

Mientras que para la segunda etapa de carga (Sub-escenario 2) se debe poner lo que se indica en la figura A3.3.

Figura A3.3: Creación de Sub-Escenarios en el Modelo SIGMA/W



Fuente: Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.


Para cada sub-escenario se le asigna el material de la presa correspondiente a su estado de carga, es decir para el primero se le asignará el material de la presa

hasta su media altura, mientras que para el segundo estado de carga el material de la presa deberá asignarse en toda la altura de la presa (2 regiones creadas).

3.2.6. CONDICIONES DE BORDE

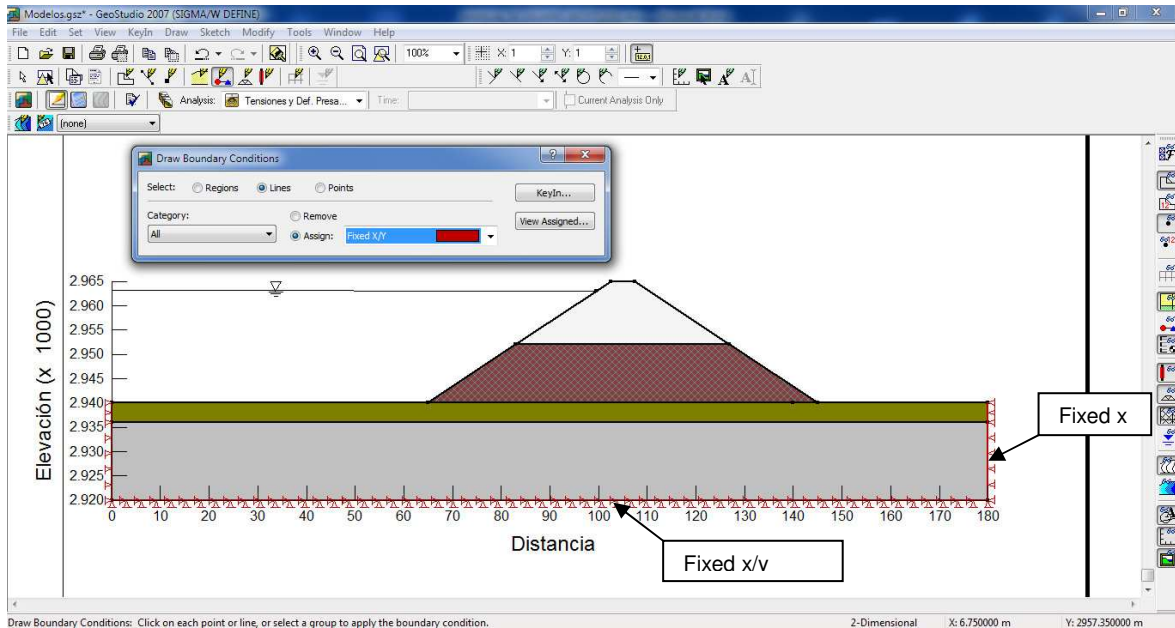
Las condiciones de borde del modelo están definidas por el nivel freático del suelo en caso de existir y las restricciones de desplazamiento o fuerza que se asignen a los nudos o líneas externos/as de las regiones.

En el presente caso se considera no tener nivel freático, ni condiciones de fuerzas en los nudos y líneas de las regiones, por lo que las condiciones de borde se limitan a la restricción de desplazamientos. Para todos los nudos que pertenezcan a una línea vertical externa de una región se restringe su desplazamiento en la dirección “x”; mientras que para los nudos inferiores o que pertenezcan a una línea horizontal externa de una región (exceptuando la línea de la superficie del terreno) se restringe sus desplazamientos en las 2 direcciones “x” y “y”

Para introducir éstas condiciones se sigue la siguiente rutina: Menú Draw / Boundary Conditions o a través del ícono correspondiente ; en la ventana que aparece se debe verificar que éste activada la opción de líneas “lines” y en la casilla “Assign” debe escogerse “fixed x” o “fixed x/y” dependiendo del caso. Para asignar la condición basta con picar sobre la línea externa de la región.

Éstas C.B. deben asignarse para todos y cada uno de los escenarios y sub-escenarios

Figura A3.4: Asignación de la C.B. en el Modelo SIGMA/W






Fuente: Programa SIGMA/W

Elaborado: Freddy Rodríguez B

3.2.7. EJECUCIÓN Y RESULTADOS DEL MODELO

El modelo se ejecuta en el Menú Tools / Solve Analysis / Start (para el escenario principal y los 2 sub-escenarios).

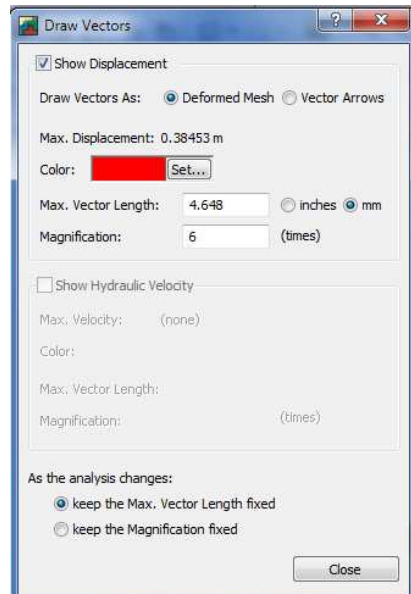
Para visualizar los resultados se lo puede realizar en el Menú Window / Contour o a su vez con el correspondiente ícono . La pantalla muestra las líneas de contorno de los esfuerzos totales en “y”, para asignar una etiqueta con el valor de la isolínea se sigue la misma rutina anterior: Menú Draw / Contour Labels o se pica en el ícono  y a continuación se pica en la línea en la cual se desea saber el valor que representa la línea.

Al igual que en los otros módulos el programa ofrece más líneas de contorno (isolíneas) tal como esfuerzos en “x”, esfuerzos de corte, deformaciones etc. en el Menú Draw / Contour o el ícono .

Una visualización esquemática de la deformación de todo el sistema se logra mediante el Menú Draw / Vectors, así se obtiene una ventana en la cual se

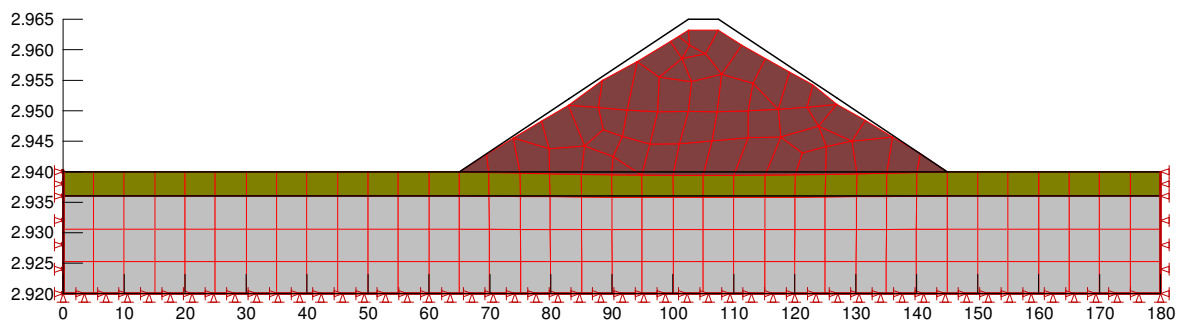
presentan varias opciones que el lector puede descubrir, por ésta vez activamos la casilla “Show Displacement”, “Deformed Mesh” y configuramos los valores de escala de acuerdo a nuestro gusto o necesidad.

Figura A3.5: Configuración para Mostrar el Sistema Deformado




Fuente: Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B

Figura A3.6: Esquema Presa y Suelo Deformado



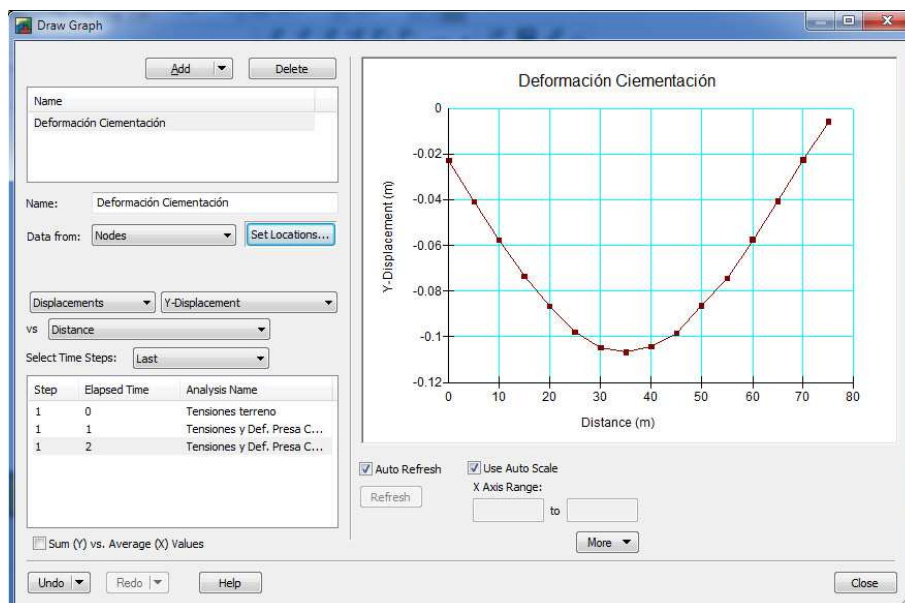
Fuente: Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B

Nota: La forma y tamaño de los elementos de la malla se pueden modificar convenientemente en el Menú Draw / Mesh Properties, antes de correr el modelo.

Una herramienta útil para visualizar las deformaciones o asentamientos esperados es mediante la generación del gráfico de la línea deformada por ejemplo en la cimentación de la presa. Para ello se procede de la siguiente forma: Menú Draw / Graph o con el ícono , en la pantalla que aparece se añade un nuevo gráfico, se elige la alineación en la cual se quiere obtener la deformada (Set Locations / Geometry Items) y se pica, en cuanto a los otros casilleros se escogen las opciones del gráfico de acuerdo a lo que se quiera, en éste caso en las abscisas la distancia y en las ordenadas la deformación, todo esto en la etapa de carga final.

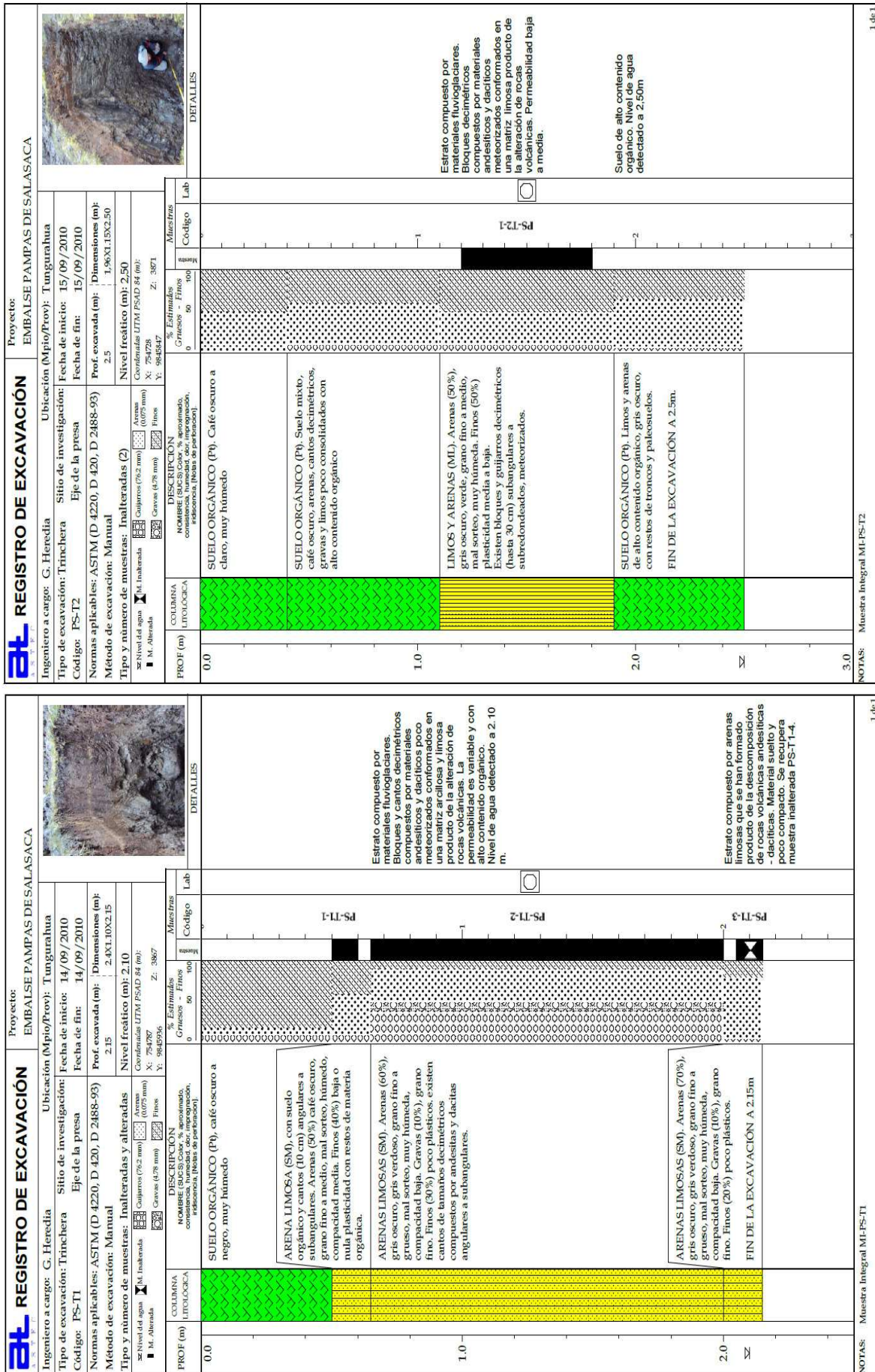
Existen varias herramientas gráficas adicionales para la visualización de los resultados, que el lector puede investigar y utilizar para la presentación de los mismos.

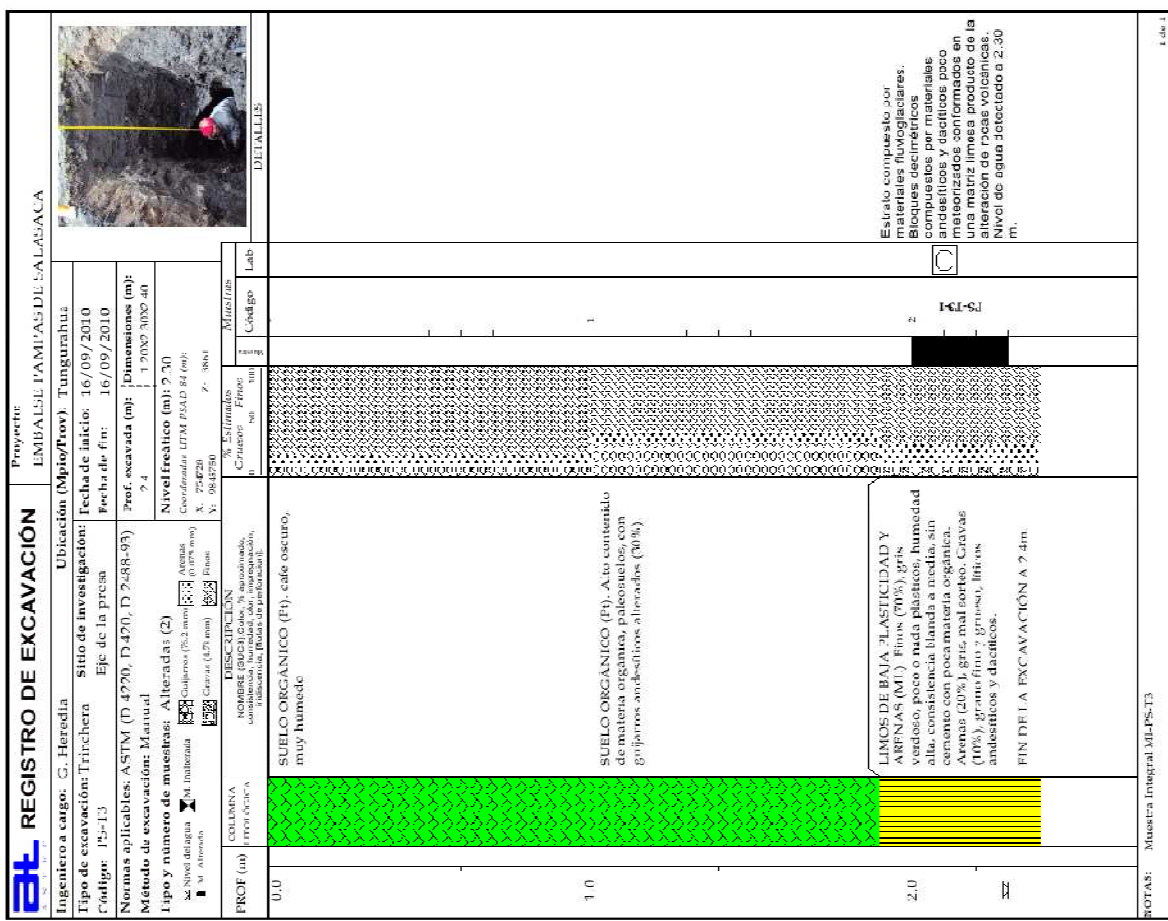
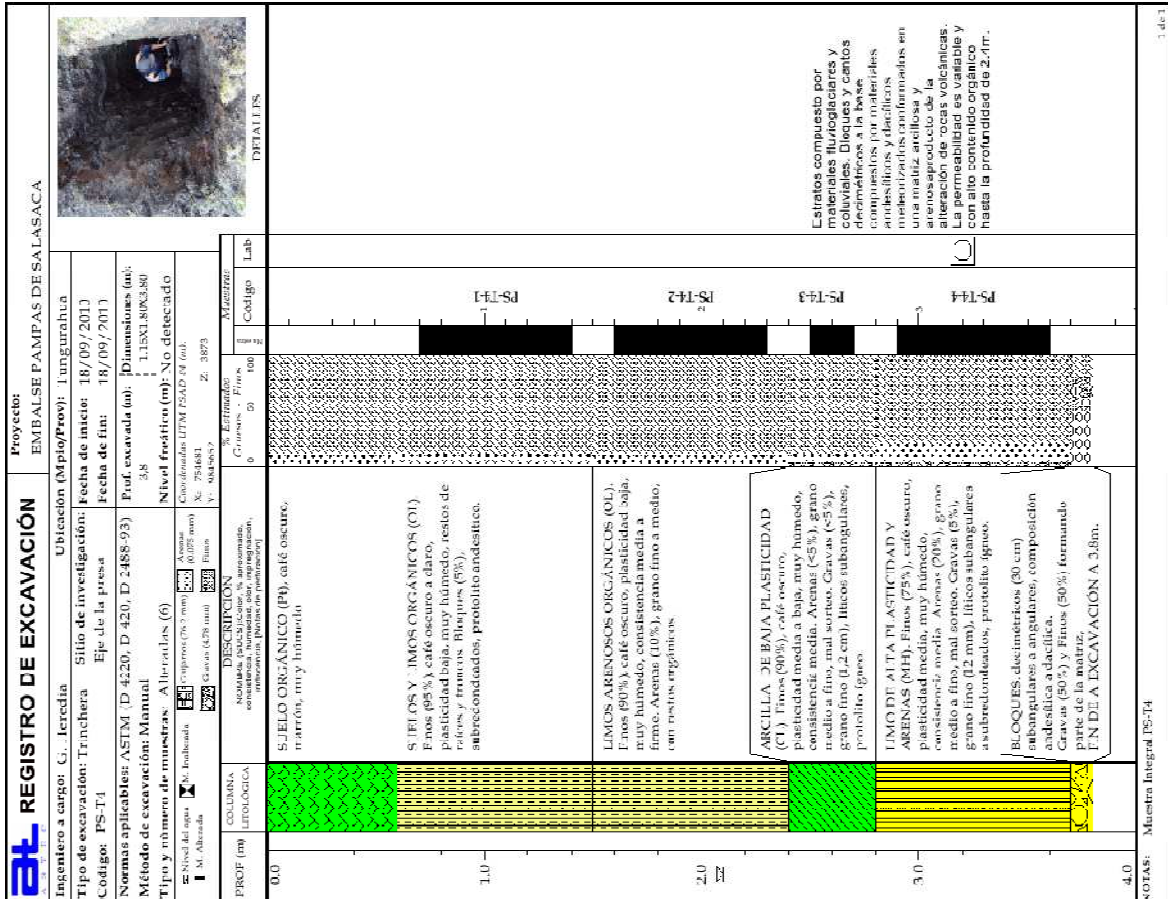
Figura A3.7: Gráfico de la Línea Deformada de la Cimentación de la Presa



Fuente: Programa SIGMA/W
Elaborado: Freddy Rodríguez B.

ANEXO No 2
REGISTRO DE CALICATAS, TRINCHERAS Y
AFLORAMIENTOS





Proyecto: EMBALSE PAMPAS DESALASACA

Ingeniero a cargo: G. Ierodia

Ubicación (Mpio/Prov): Tungurahua

Tipo de excavación: Trincheras

Sitio de investigación: Eje de la presa

Código: PS-T4

Fecha de inicio: 18/09/2011

Fecha de fin: 18/09/2011

Normas aplicables: ASTM D 4220, D 420, D 2488-93

Prof. excavada (m): Dimensiones (m): 3.8

Método de excavación: Manual

Tipo y número de muestras: Alteradas (6)

Nivel freático (mf): No detectado

Coordenadas UTM (EAD 54 m): X: 751681, Y: 646697, Z: 3873

Clasificación UTM (EAD 54 m): No detectado

Mapa: No detectado

Proyecto: EMBALSE PAMPAS DESALASACA

Ingeniero a cargo: G. Heredia

Ubicación (Mpio/Prov): Tungurahua

Tipo de excavación: Trincheras

Sitio de investigación: Eje de la presa

Código: PS-T3

Fecha de inicio: 16/09/2010

Fecha de fin: 16/09/2010

Normas aplicables: ASTM D 4220, D 420, D 2488-93

Prof. excavada (m): Dimensiones (m): 1.20x2.00x0.40

Método de excavación: Manual

Tipo y número de muestras: Alteradas (2)

Nivel freático (mf): 2.30

Coordenadas UTM (EAD 54 m): X: 751681, Y: 646697, Z: 3881

Clasificación UTM (EAD 54 m): No detectado

Mapa: No detectado

NOTAS: Muestra Integral PS-T4

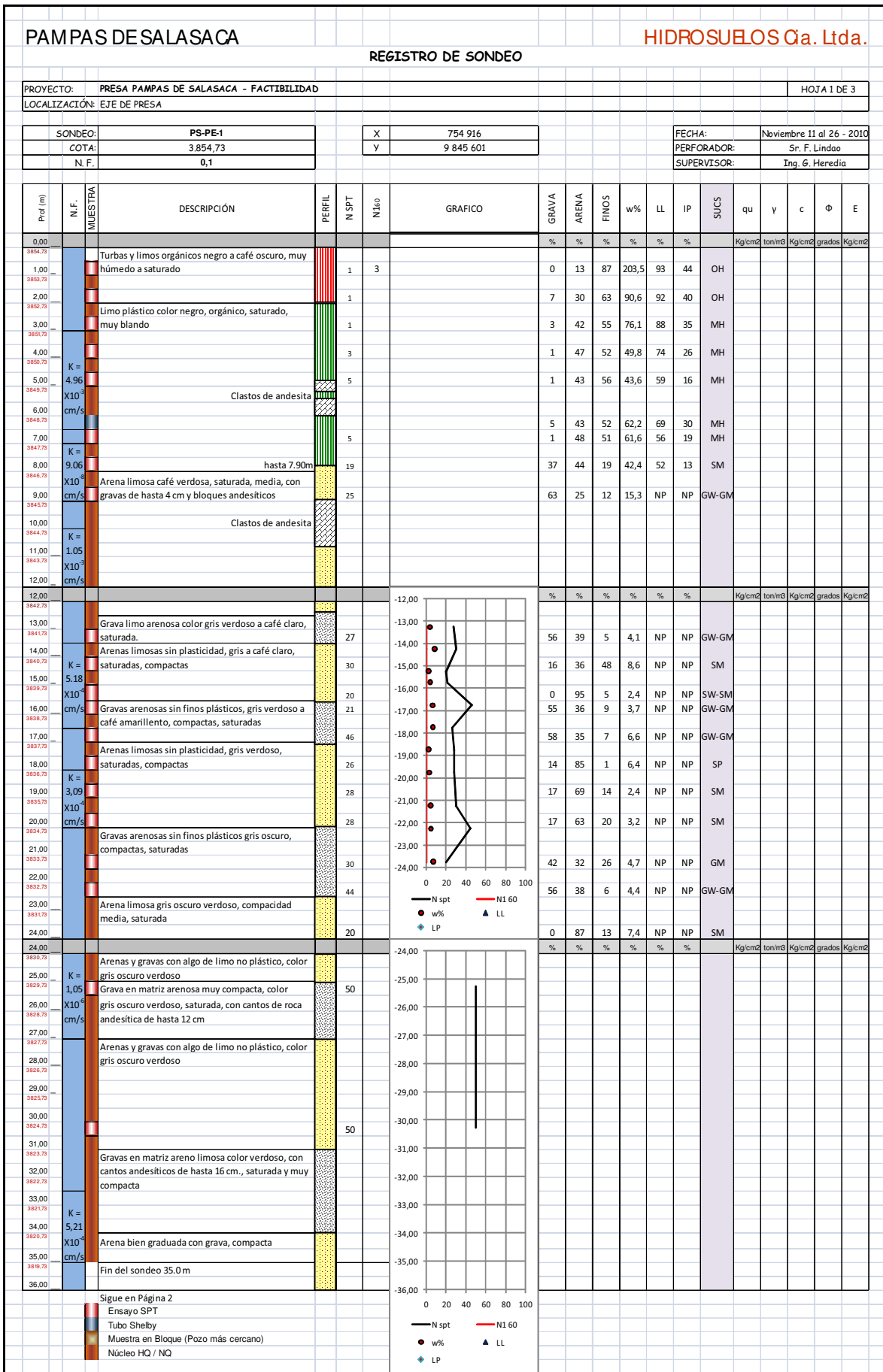
NOTAS: Muestra Integral ML-PS-T3

ANEXO No 3

**RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE
LAS CALICATAS, TRINCHERAS Y AFLORAMIENTOS**

ANEXO No 4

REGISTRO DE LAS PERFORACIONES



ANEXO No 5

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO DE

LAS MUESTRAS DE LOS SONDEOS

ENSAYO DE CONSOLIDACION

HISTORIAL DE CARGAS

PROYECTO : PAMPAS DE SALASACA MUESTRA No : FS-PE-2
 OBRA : PERFORACION :
 UBICACION : PROFUNDIDAD : 10,00-10,50
 FECHA : ENERO DEL 2010

PROYECTO : PAMPAS DE SALASACA MUESTRA No : FS-PE-2
 OBRA : PERFORACION :
 UBICACION : PROFUNDIDAD : 10,00-10,50
 FECHA : ENERO DEL 2010 EXPANSION : 3,00 mm.

PROYECTO : PAMPAS DE SALASACA MUESTRA No : FS-PE-2
 OBRA : PERFORACION :
 UBICACION : PROFUNDIDAD : 10,00-10,50
 FECHA : ENERO DEL 2010

DETERMINACION DE HUMEDAD	AL PRINCIPIO DE LA PRUEBA	AL FINAL DE LA PRUEBA
ANILLO + P. SUELO HUMEDO	277,47	278,30
ANILLO + P. SUELO SECO	262,70	262,70
PESO DEL ANILLO	200,43	200,43
PESO DEL SUELO SECO (WS)	62,27	62,27
CONTENIDO DE HUMEDAD (Wp%)	23,72	25,05

ANILLO No II DIAMETRO (cm) 5,06 AREA (cm²) 20,11

ALTURA DE LA MUESTRA AL PRINCIPIO (H1) 20,1 mm

PESO ESFERICO RELATIVO DE SOLIDOS (Ss) 2,431 Kg/cm³

ALTURA DE SOLIDOS (Hs) 12,74 mm

VARIACION EN LA ALTURA DE LA MUESTRA

AL PRINCIPIO Y FINAL DE LA PRUEBA (H) 1,15 mm

ALTURA FINAL DE LA MUESTRA (H2) 18,95 mm

ALTURA INICIAL DEL AGUA (Hw1) 7,34 mm

ALTURA FINAL DEL AGUA (Hw2) 7,76 mm

RELACION DE VACIOS INICIAL (e0) 0,58

RELACION DE VACIOS FINAL (e1) 0,49

GRADO DE SATURACION INICIAL (Gw1) 99,77 %

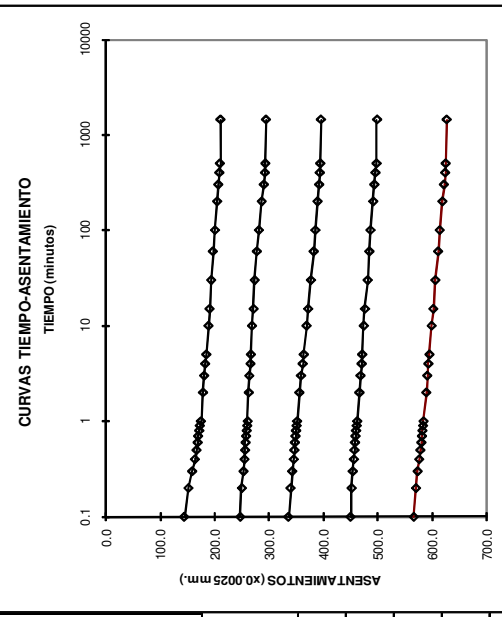
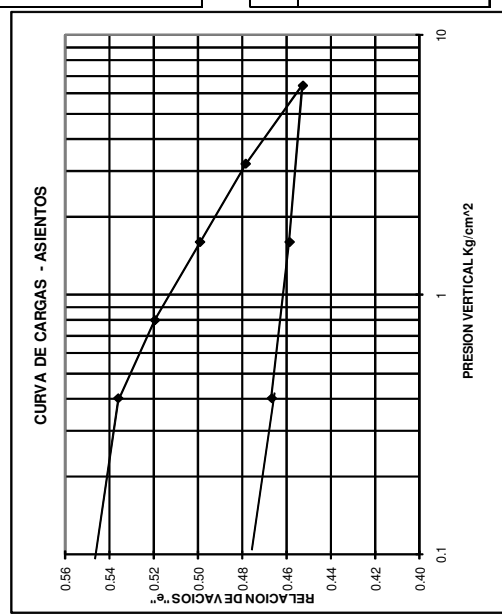
GRADO DE SATURACION FINAL (Gw2) 124,84 %

DATOS Y RESULTADOS

t	P	&	g	H	e	Hm	l50	e m	av	C v	km
mm	Kg/cm ²	mm	%	mm	mm	mm	seg	mm	cm ² /Kg	cm ² /seg	cm/seg
0000	0,00	0,00	0,00	20,10	0,58	19,8	36	0,557	0,1052	0,5381	3,6E-05
1440	0,40	0,54	2,67	19,56	0,54	19,5	240	0,528	0,0414	0,0777	2,1E-06
1440	0,80	0,75	3,72	19,35	0,52	19,2	228	0,509	0,0252	0,0798	1,3E-06
1440	1,60	1,00	4,99	19,1	0,50	19	240	0,489	0,0128	0,0738	6,4E-07
1440	3,20	1,26	6,293	18,84	0,48	18,7	168	0,466	0,0080	0,1022	5,6E-07
1440	6,40	1,59	7,923	18,51	0,45						

DESCARGA

TIEMPO	CARGA	LECT. DAL X 0,0025
MIN.	Kg/cm ²	
0	6,40	1,59
180	1,60	1,52
180	0,40	1,41
180	0,00	1,15
10	7,92	18,51
30	1,60	18,58
60	1,60	18,58
100	1,60	18,58
150	1,60	18,58
200	1,60	18,58
250	1,60	18,58
300	1,60	18,58
350	1,60	18,58
400	1,60	18,58
450	1,60	18,58
500	1,60	18,58
550	1,60	18,58
600	1,60	18,58
650	1,60	18,58
700	1,60	18,58



DESCARGA		OBSERVACIONES	
TIEMPO	CARGA	LECT. DAL X 0,0025	
MIN.	Kg/cm ²		
0	6,40	627,0	
180	1,60	597,0	
180	0,40	557,0	
180	0,00	452,0	

ANEXO No 6

**CÁLCULO DE LAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE
LOS FILTROS**

Granulometría Núcleo

TAMIZ NÚMERO	DIÁMETRO mm	ML	ML	CL-ML	PROMEDIO
		INTEGRAL	INTEGRAL	INTEGRAL	
1"	25.000	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
3/8 "	9.525	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
# 4	4.760	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%
# 10	2.000	94.30%	100.00%	99.20%	97.83%
# 40	0.420	84.40%	97.60%	91.20%	91.07%
# 200	0.074	59.30%	68.10%	57.40%	61.60%

Diametro	% Promedio
25.0000	100.00%
9.5250	100.00%
4.7600	100.00%
2.0000	97.83%
0.4200	91.07%
0.0740	61.60%
0.0400	40%
0.0203	20%
0.0153	13%
0.0095	7%
0.0014	4%

Criterios

1) Estabilidad

- a) Terzaghi $D_{15f}/D_{85B} \leq 4$
- b) USSCS $D_{15f} \leq 0.7m$ Grupo 2
- c) USBR $D_{15f}/D_{85B} \leq 5$

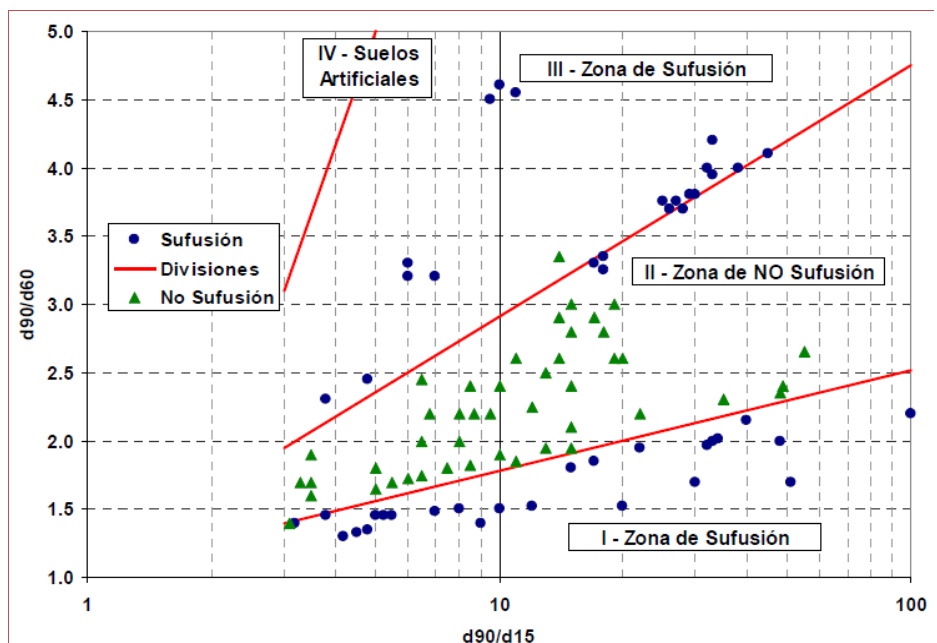
2) Permeabilidad

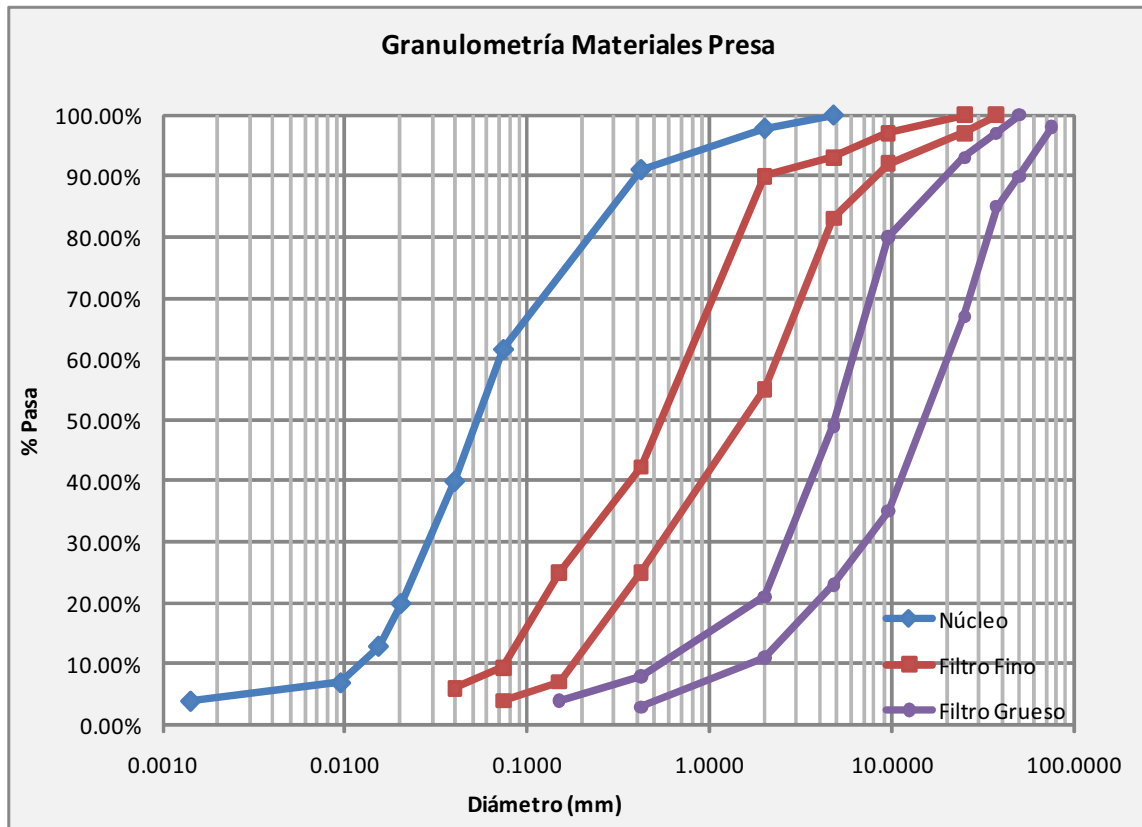
- a) Terzaghi $D_{15f}/D_{15B} \geq 4$
- b) USBR $1.5 \leq Cu \leq 8$

Condición	D_{50f}/D_{50B}	D_{15f}/D_{15B}
Granulometría Uniforme	5 a 10	-
Bien Graduado a pobremente graduado y granos redondos	12 a 50	12 a 40
Bien Graduado a pobremente graduado y granos angulados	9 a 30	6 a 18

3) Inestabilidad

- a) Burenkova $Cu < 10$
- b) Sherard



**Límites Filtro fino**

$D_{15f(max)}$ =	1.2	mm	max 0.7 mm
$D_{15f(min)}$ =	0.096	mm	
$D_{50f(min)}$ =	0.54	mm	
$D_{50f(max)}$ =	1.8	mm	

Diametros Característicos Núcleo

D_{85B} =	0.3	mm
D_{15B} =	0.016	mm
D_{50B} =	0.06	mm
D_{60B} =	0.07	mm
D_{10B} =	0.019	mm
Cu =	3.7	

Granulometría Filtro Fino

Malla	Diámetro	% Pasa	
		Inferior	Máximo
1.5"	37.5	-	100%
1"	25	100.0%	97.0%
3/8"	9.525	97.0%	92.0%
N°4	4.76	93.0%	83.0%
N°10	2	90.0%	55.0%
N°40	0.42	42.3%	25.0%
N°100	0.15	25.0%	7.0%
N°200	0.074	9.4%	4.0%
-	0.04	6.0%	-

Normas para el Filtro

Parámetro	Inf.	Sup.	
D_{15f}/D_{85B} =	0.33	0.90	
D_{15f}/D_{15B} =	6.25	16.9	OK
$D_{15f} \leq 0.7\text{mm}$	OK	OK	
D_{50f}/D_{50B} =	9	18	
D_{90f}/D_{60f} =	2.8	3.2	
D_{90f}/D_{15f} =	20.0	26.7	OK
Zona II	OK	OK	
Cu =	9.4	14.0	OK

Límites Filtro Grueso

$D_{15f(max)} =$	7.4	mm
$D_{15f(min)} =$	0.40	mm
$D_{50f(min)} =$	4.68	mm
$D_{50f(max)} =$	15.6	mm

Granulometría Filtro Fino

Malla	Diametro	% Pasa	
		Inferior	Superior
3"	75	-	98%
2"	50	100%	90.0%
1.5"	37.5	97.0%	85.0%
1"	25	93.0%	67.0%
3/8"	9.525	80.0%	35.0%
N°4	4.76	49.0%	23.0%
N°10	2	21.0%	11.0%
N°40	0.42	8.0%	3.0%
N° 100	0.15	4.0%	-

Normas para el filtro

Parámetro	Inferior	Superior	
$D_{15f}/D_{85B} =$	0.5	1.6	OK
$D_{15f}/D_{15B} =$	10.0	10.7	OK
$D_{15f} \leq 0.7\text{mm}$	NO	NO	
$D_{50f}/D_{50B} =$	9.6	9.4	OK
$D_{90f}/D_{60f} =$	3.3	2.5	
$D_{90f}/D_{15f} =$	20.0	17.9	
Zona II	OK	OK	

$C_u =$	12.00	10.00	OK
---------	-------	-------	----

Permeabilidad de los Materiales

$$k(\text{cm/s}) = 1.3D_{10}^2$$

	K (m/s)
Filtro Fino	0.001
Filtro Grueso	0.052

ANEXO No 7

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA

Predimensionamiento del Núcleo

1) Ancho corona

H =	35	m
A _{cmin} =	7.07	m
A _c adoptado =	8	m

→ Altura Presa

$$A_c = 3 + 1.5\sqrt[3]{H - 15}$$

Ancho Base Núcleo

Carga Hidrostatica =	35	m
% Carga H. =	50%	

A _{Bmin} =	17.5	m
A _B adoptado =	18.64	m
Inclinación =	1:4	

2) Borde Libre

F =	1.01	Km
H _o =	0.81	m
V _g =	3.146	m/s
Δh ₁ =	1.11	m
Δh ₂ =	0.30	m
Δh _{min} =	1.41	m

→ Fletch: Distancia desde el borde hasta la cola del vaso

→ Altura ola por viento

→ Velocidad de ola

→ Asentamiento Post-construcción

$$\Delta h_1 = 0.75 H_o + \frac{(V_g)^2}{2g}$$

$$H_o = 0.76 + 0.34.F^{1/2} - 0.26.(1.52)^{1/4}$$

$$V_g = 1.52 + 2H_o$$

$$\Delta h_{min} = \Delta h_1 + \Delta h_2$$

ANEXO No 8
MODELOS GEOSTUDIO

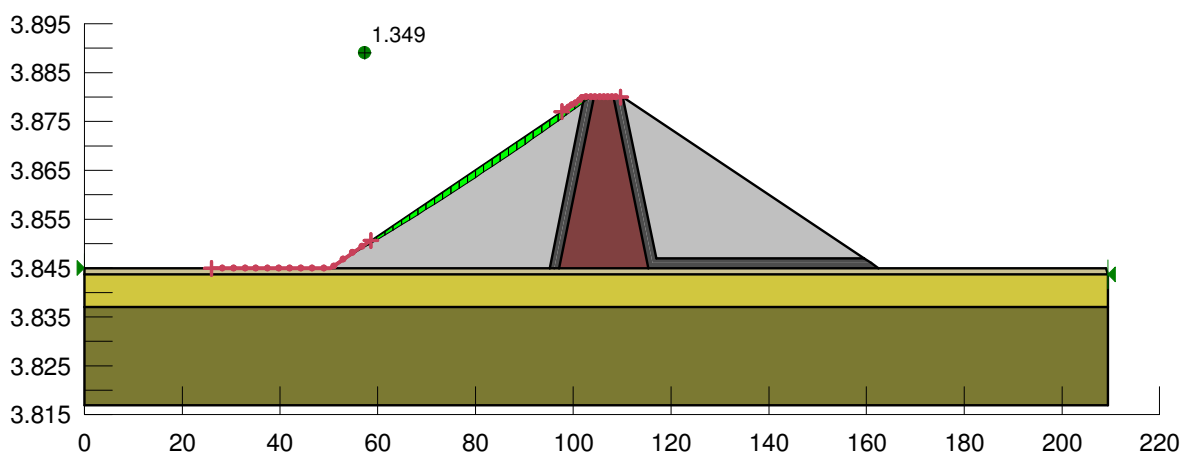
ANEXO 8.1

MODELOS DE ESTABILIDAD DE LA PRESA

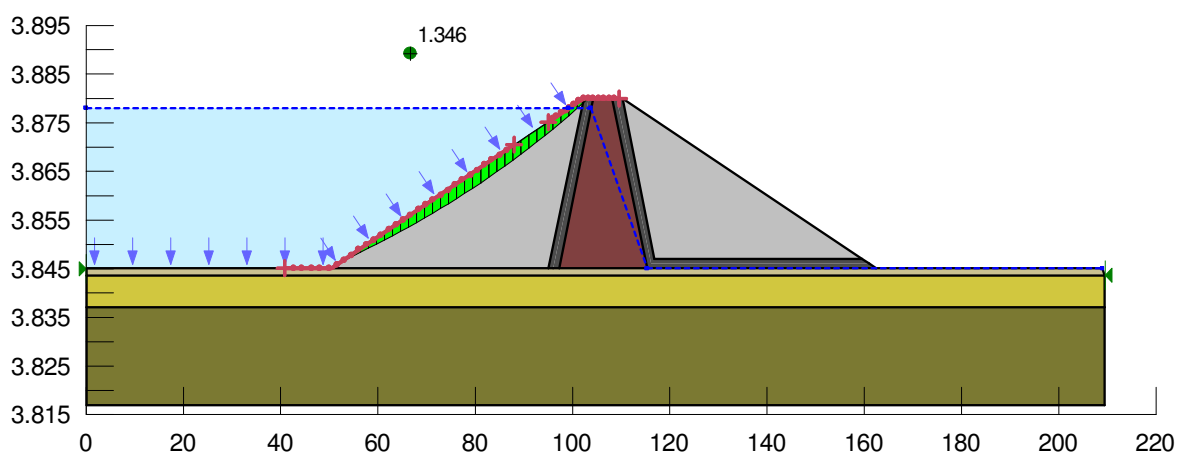
AGUAS ARRIBA

Sección Abs 0+109, Talud 1V:1.5H

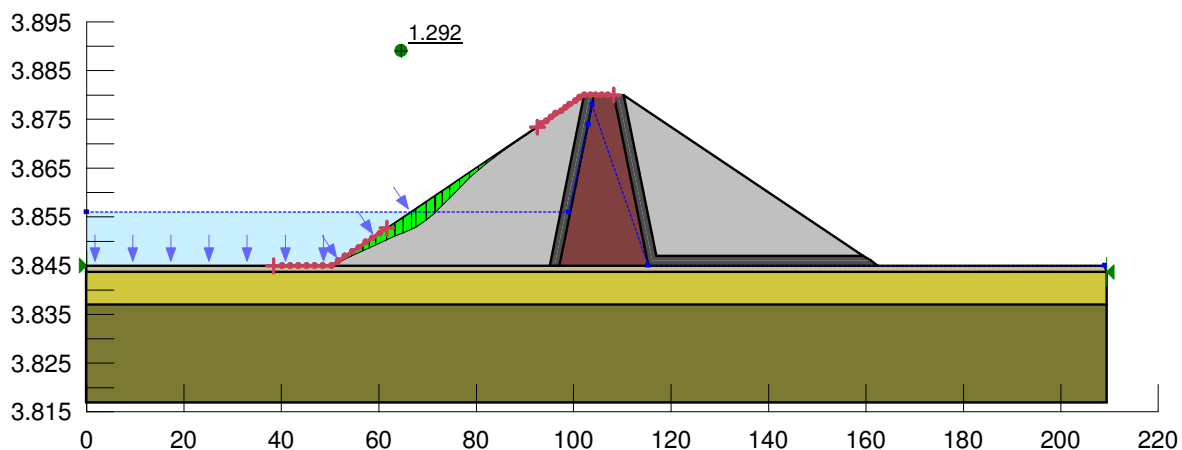
1) Fin de Construcción



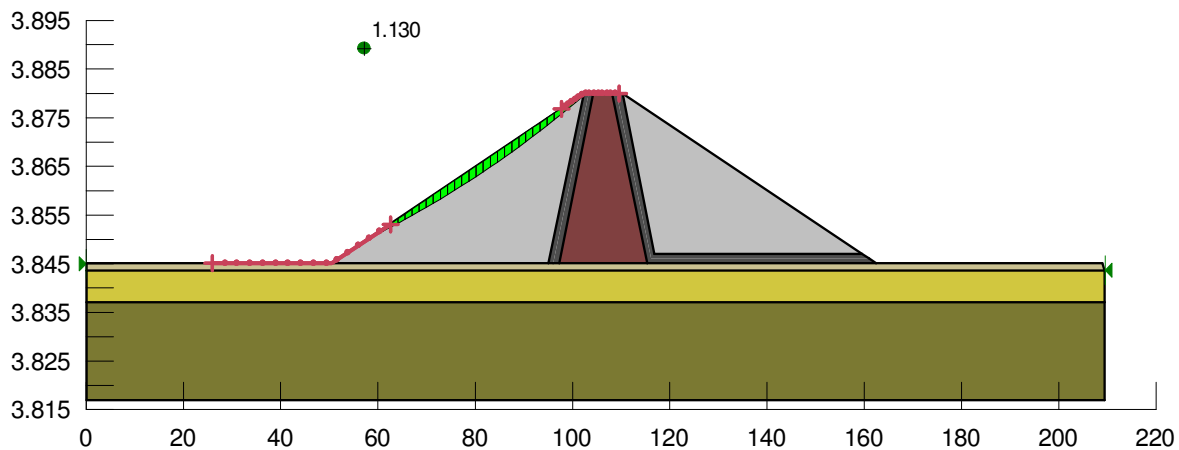
2) Operación Embalse Lleno



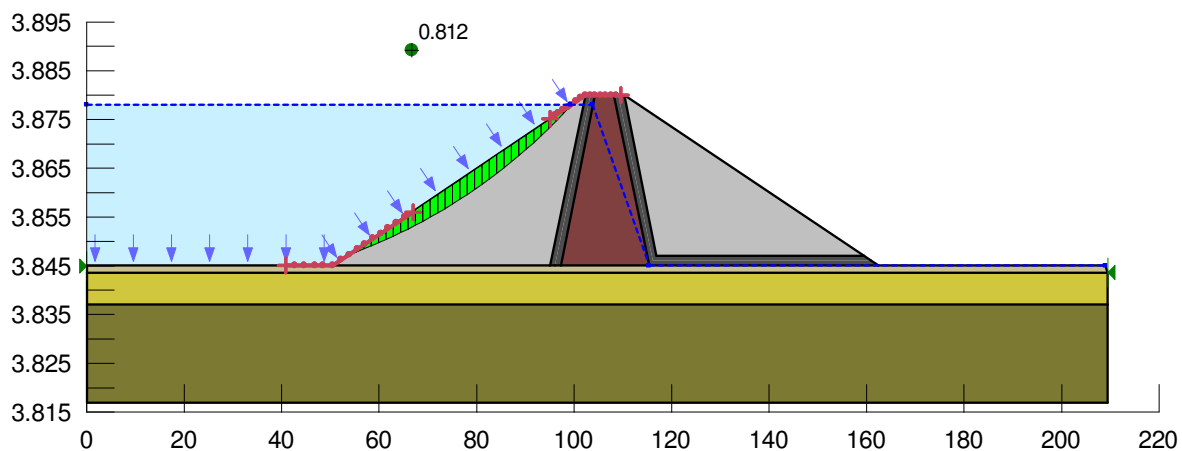
3) Desembalse Rápido

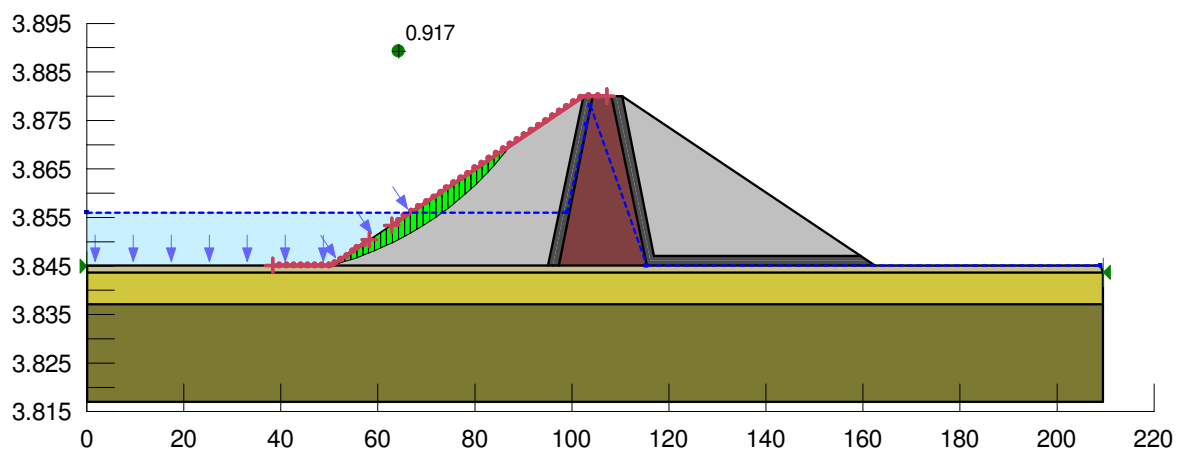
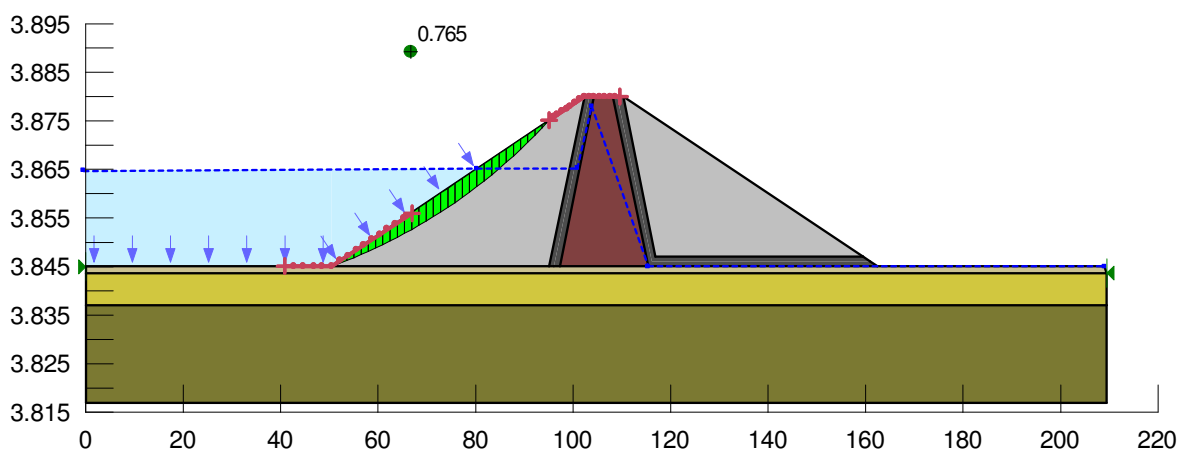


4) Fin de Construcción + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)



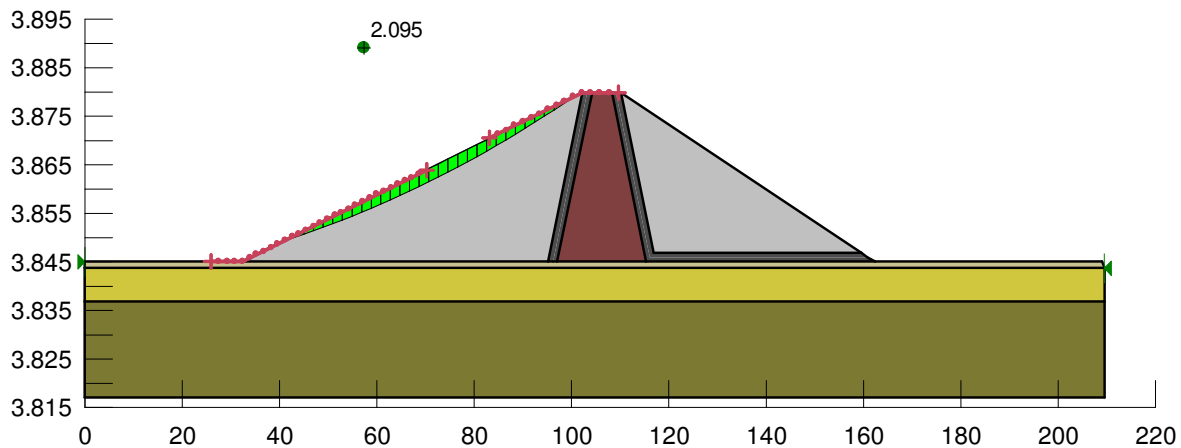
5) Embalse Lleno + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)



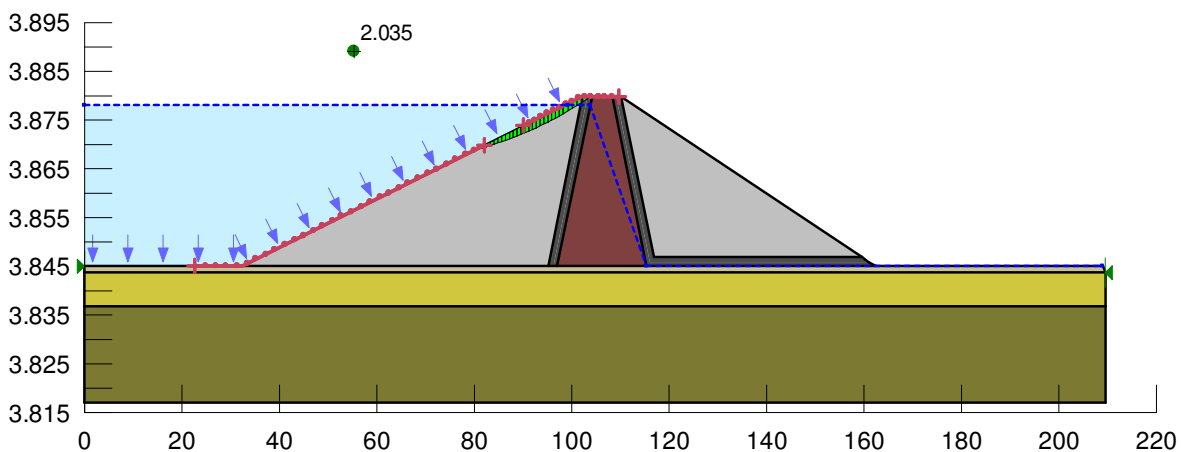
6) Desembalse Rápido + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)**7) Operación Normal (cota 3865 msnm) + Sismo ($K_h = 0.195$; $K_v = 0.095$)**

Sección Abs 0+109, Talud 1V:2H

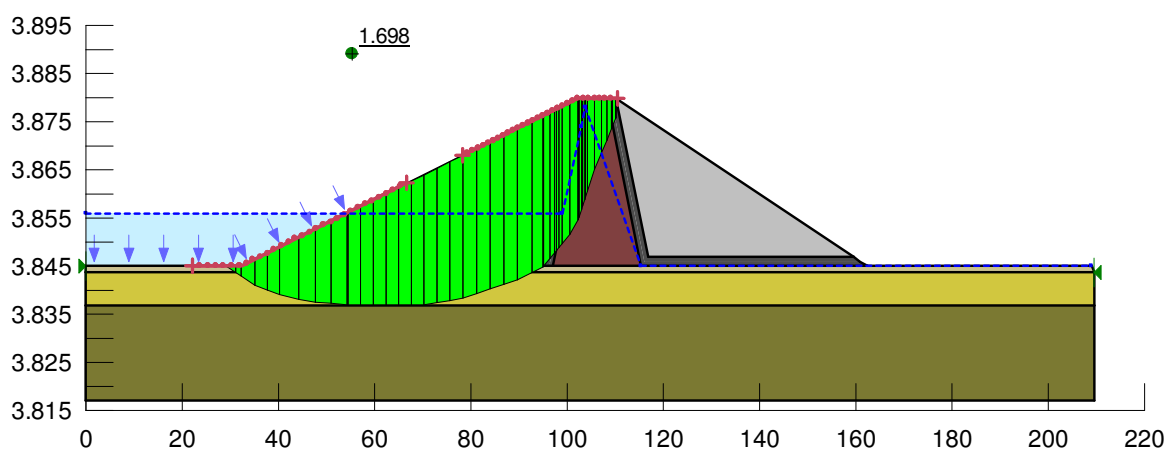
1) Fin de Construcción



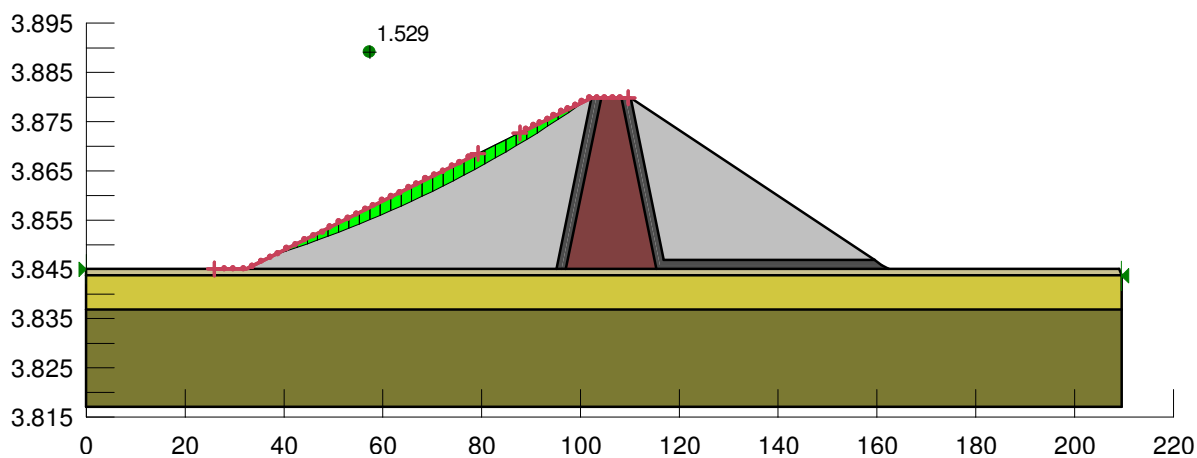
2) Operación Embalse Lleno



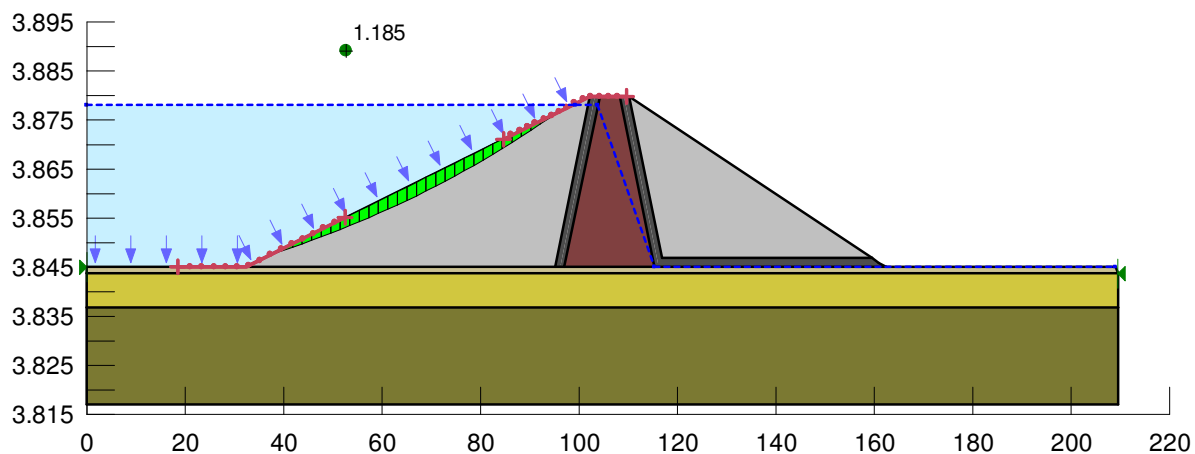
3) Desembalse Rápido



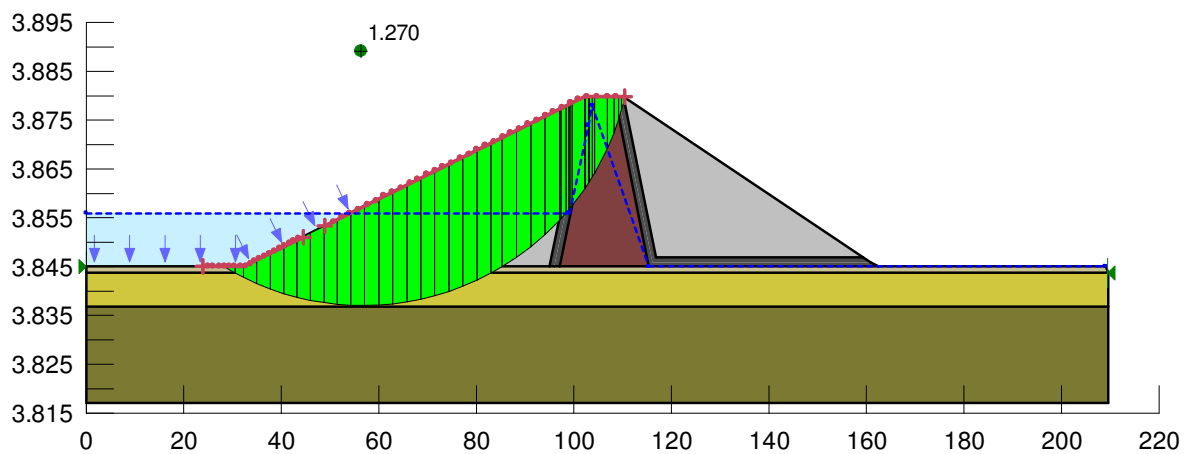
4) Fin de Construcción + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)

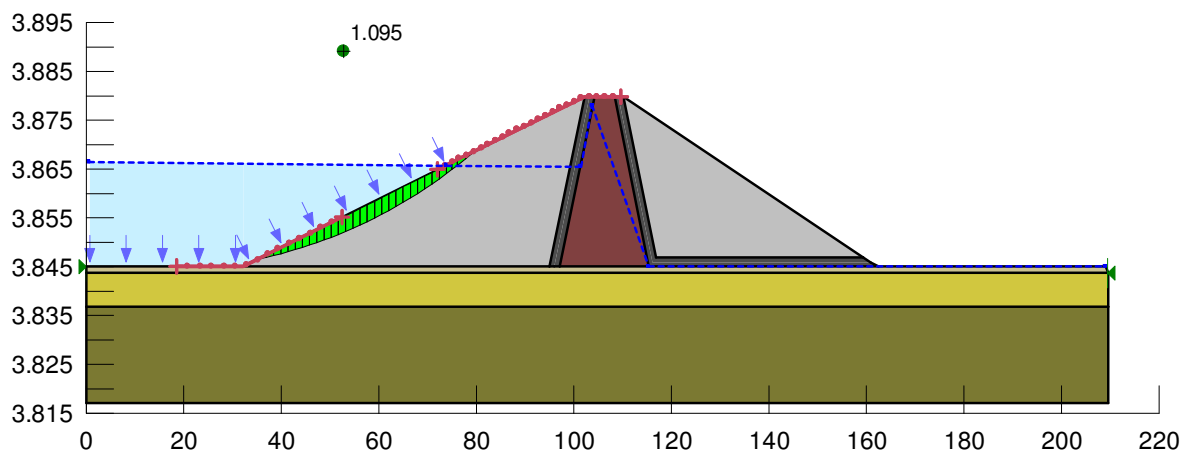


5) Operación con Embalse Lleno + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)



6) Desembalse Rápido + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)

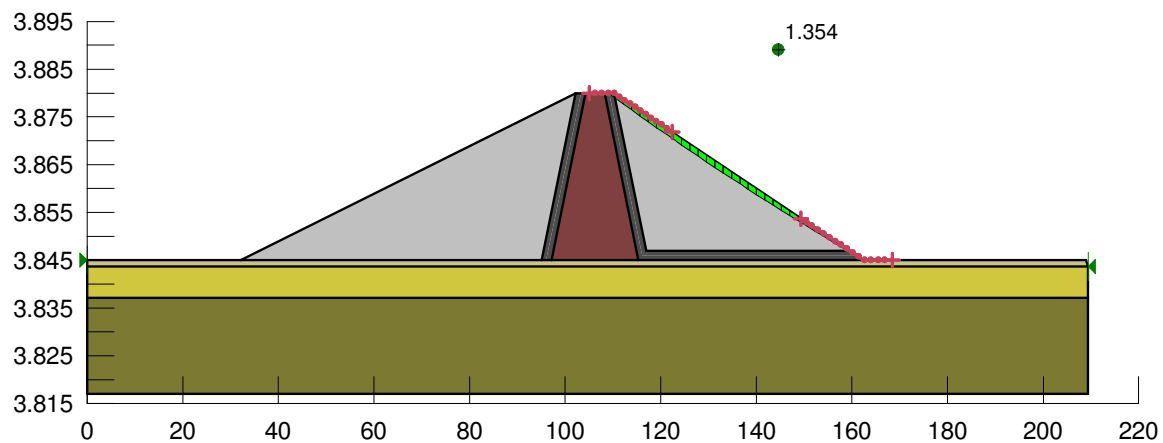


7) Operación Normal (cota 3865 msnm) + Sismo ($K_h = 0.195$; $K_v = 0.0975$)

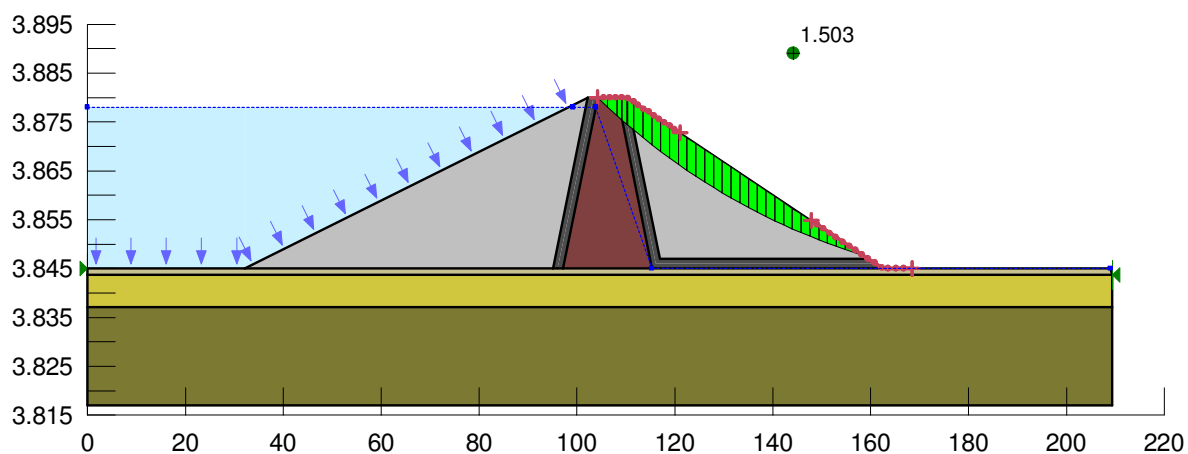
AGUAS ABAJO

Sección Abs 0+109, Talud 1V:1.5H

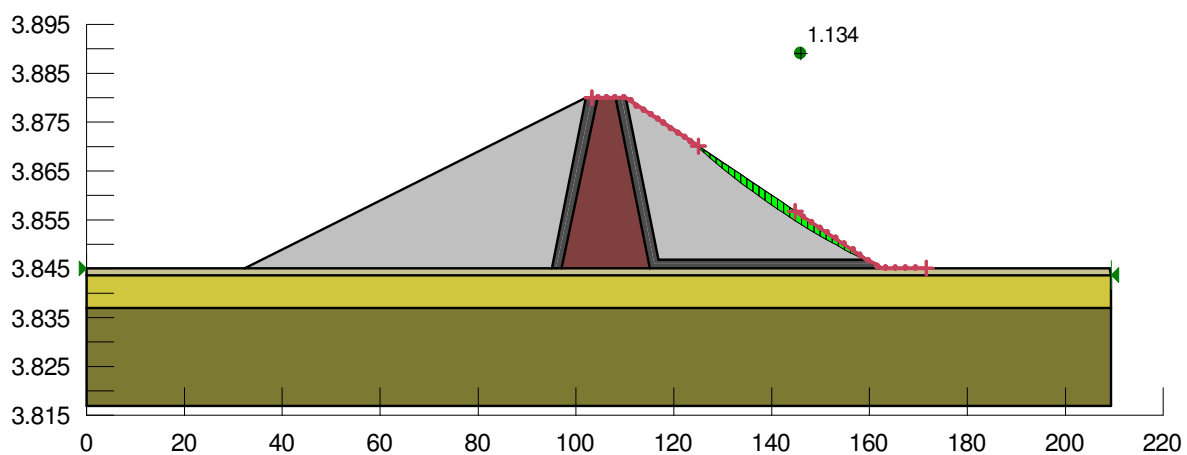
1) Fin de Construcción



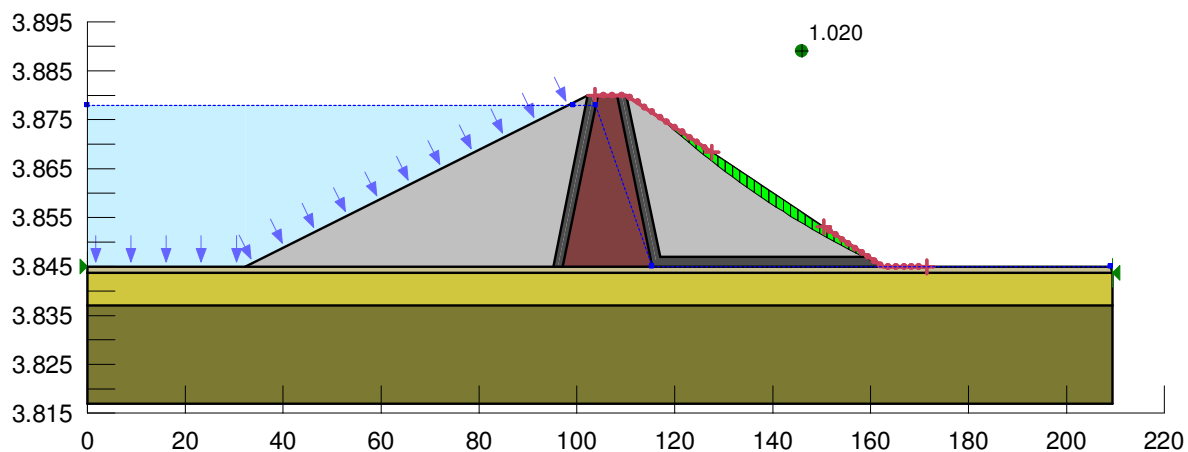
2) Operación Embalse Lleno



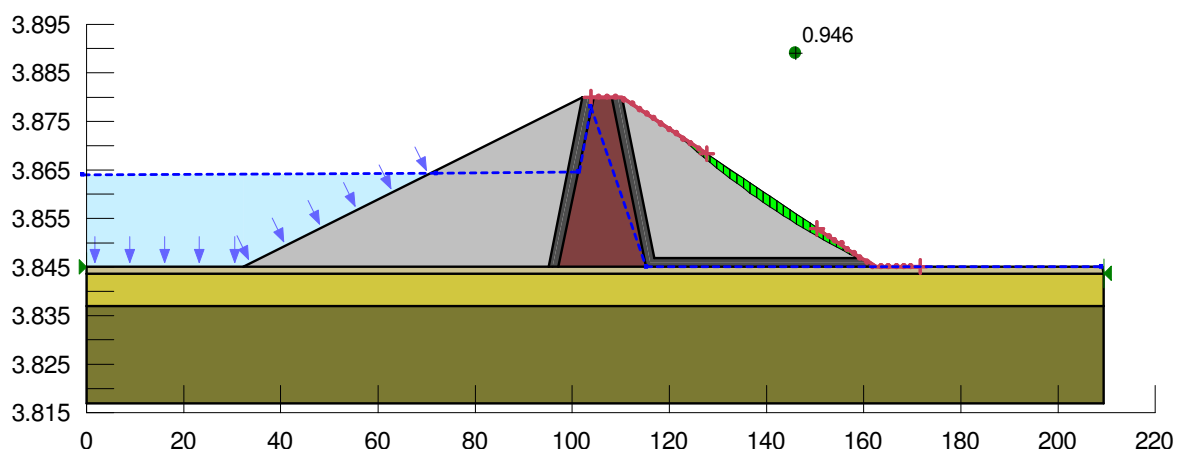
3) Fin de Construcción + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)



4) Embalse Lleno + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)

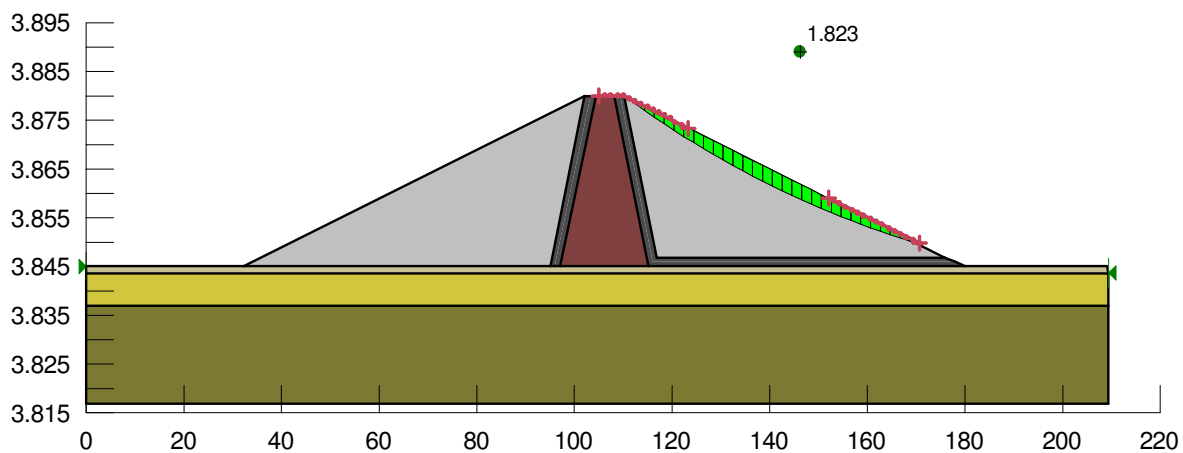


5) Operación Normal (cota 3865 msnm) + Sismo ($K_h = 0.195$; $K_v = 0.095$)

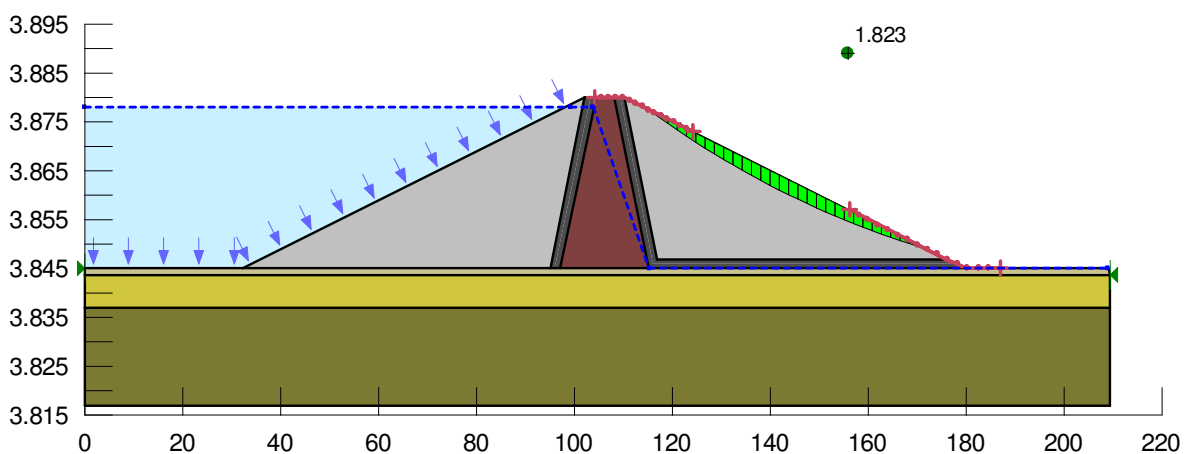


Sección Abs 0+109, Talud 1V:2H

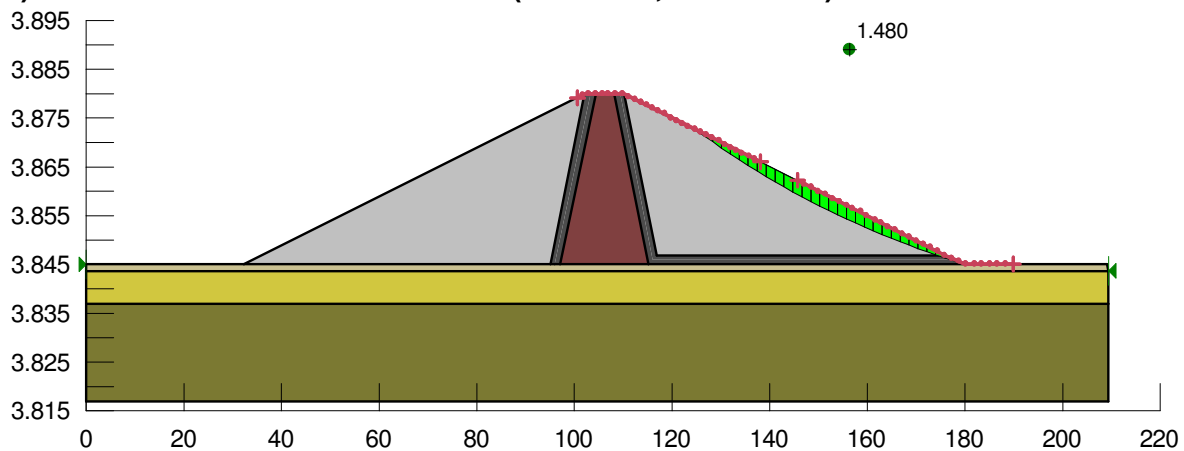
1) Fin de Construcción



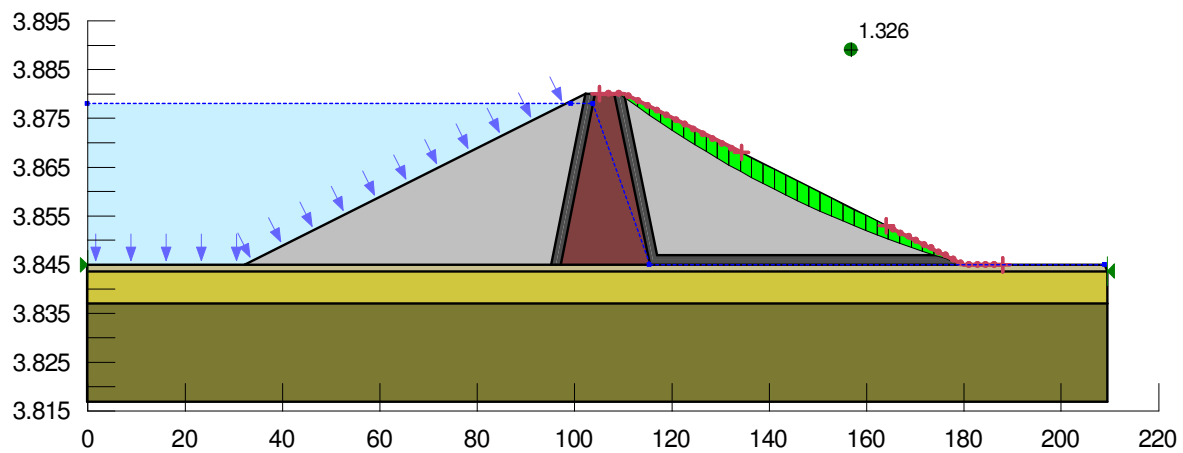
2) Operación Embalse Lleno



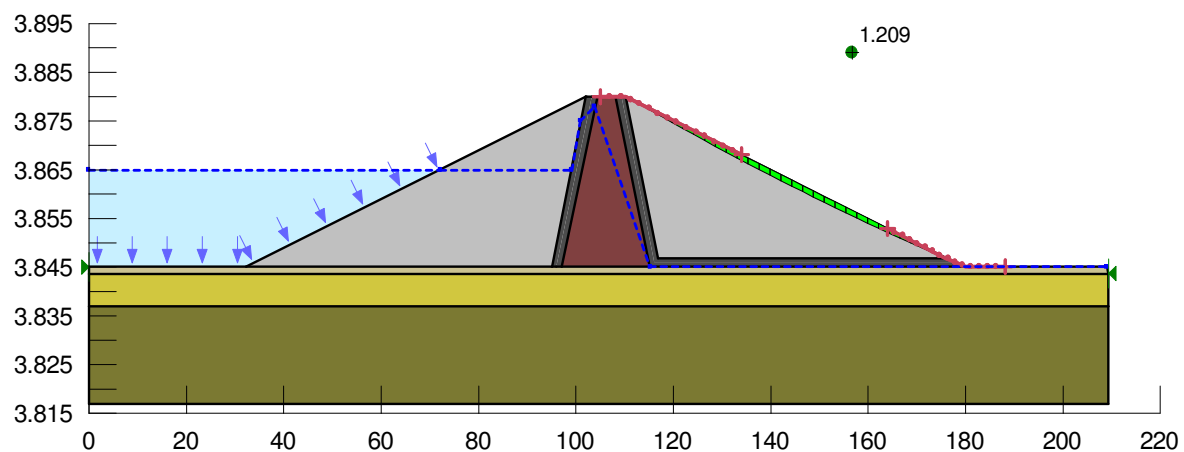
3) Fin de Construcción + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)



4) Embalse Lleno + Sismo ($K_h = 0.15$; $K_v = 0.075$)



5) Operación Normal (cota 3865 msnm) + Sismo ($K_h = 0.195$; $K_v = 0.095$)



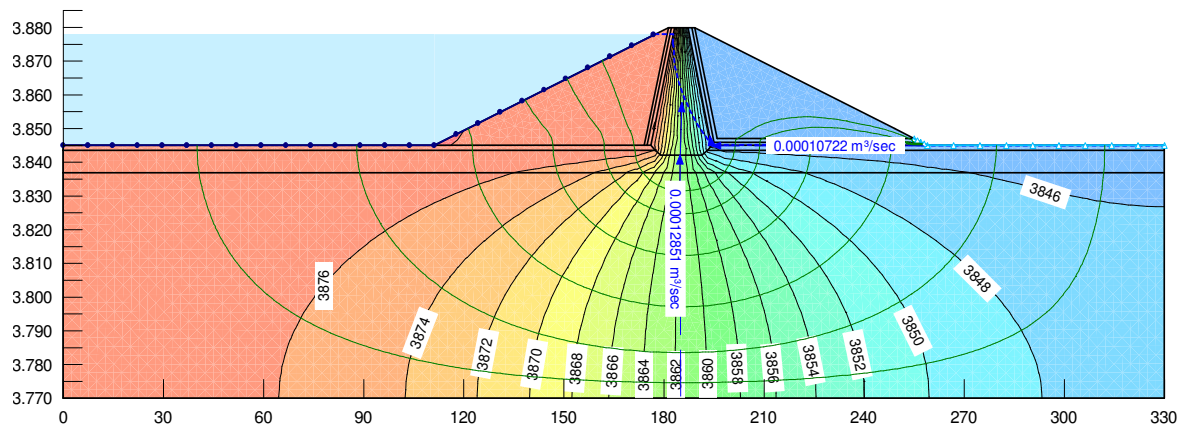
ANEXO 8.2

MODELOS DE RED DE FLUJO

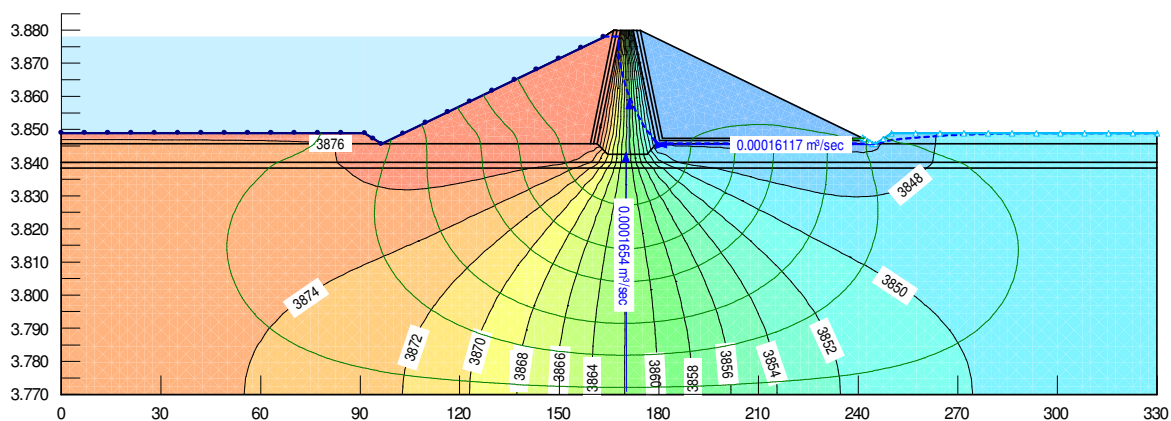
Modelos Sin Pantalla de Impermeabilización

Talud 1V:2H

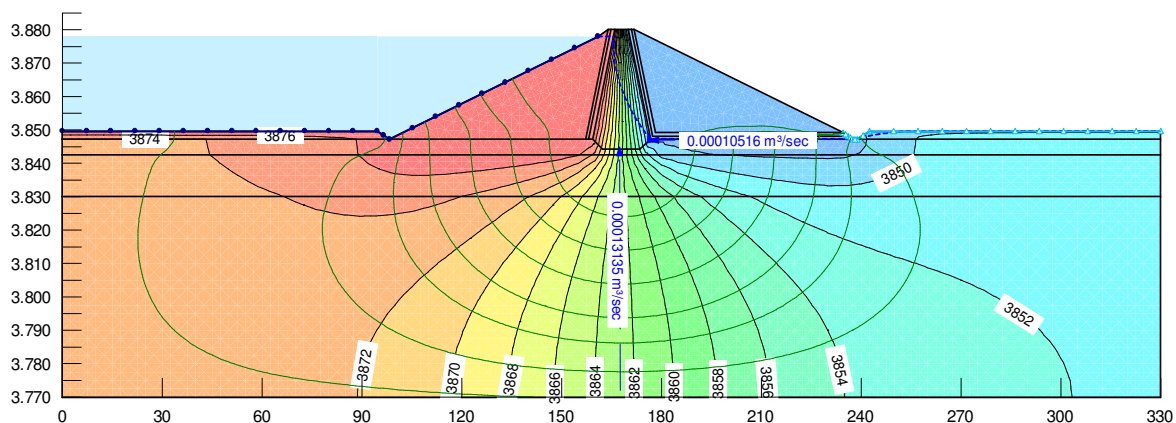
1) Sección Abs 0+109



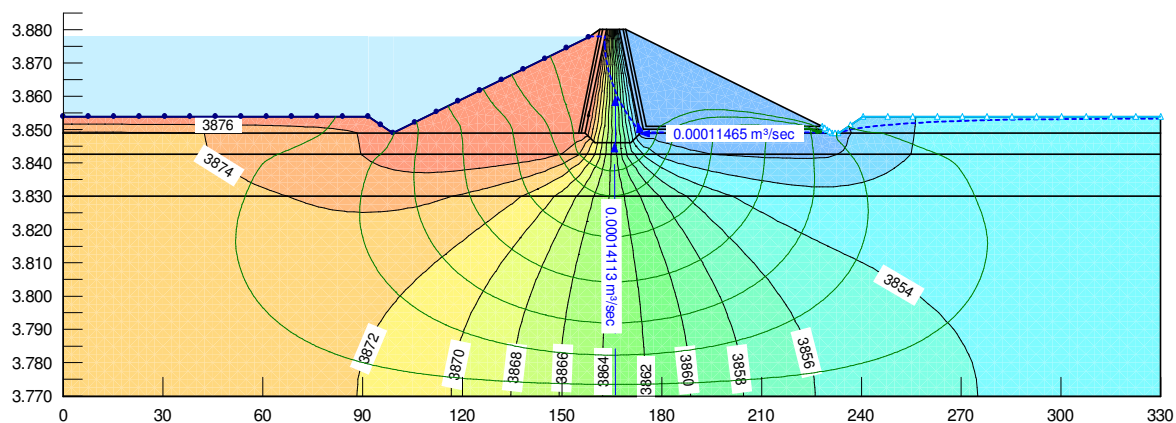
2) Sección Abs 0+188



3) Sección Abs 0+315



4) Sección Abs 0+436



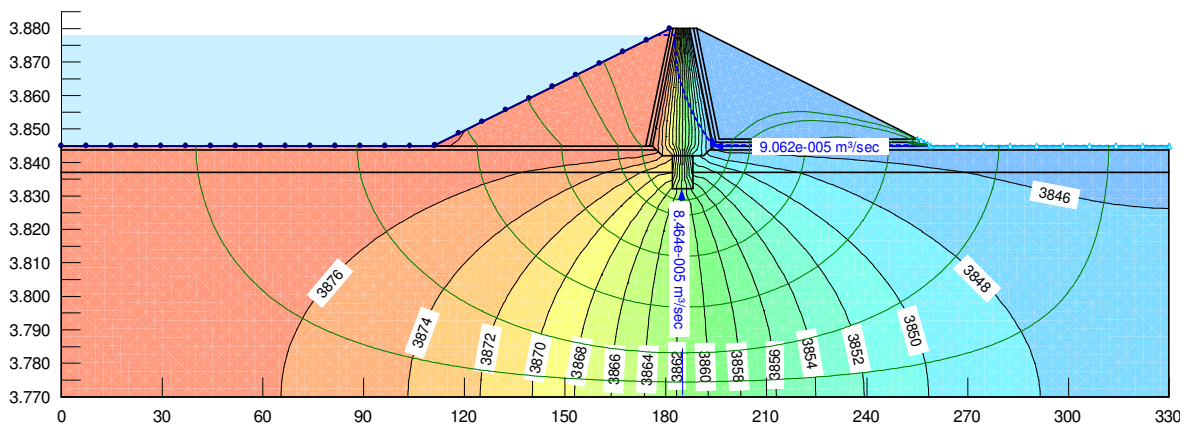
Caudal Infiltrado

Abscisa	L (m)	q (l/s/m)	Q (l/s)
109	50	0.107	15.9
188	103	0.161	16.6
315	124	0.105	13.0
436	124.5	0.115	14.3
Total	500	0.488	59.8

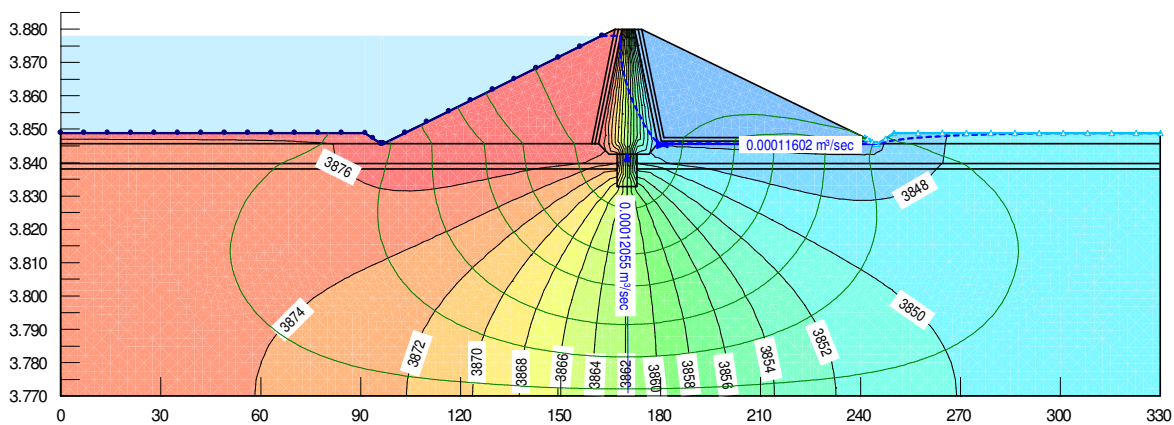
Modelos con Pantalla de Impermeabilización de 10 m. de Profundidad

Talud 1V:2H

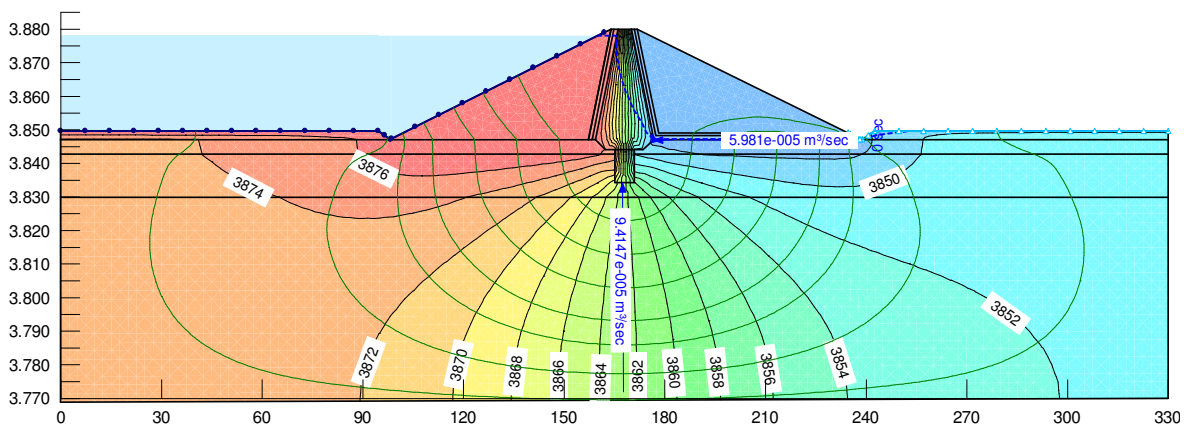
1) Sección Abs 0+109



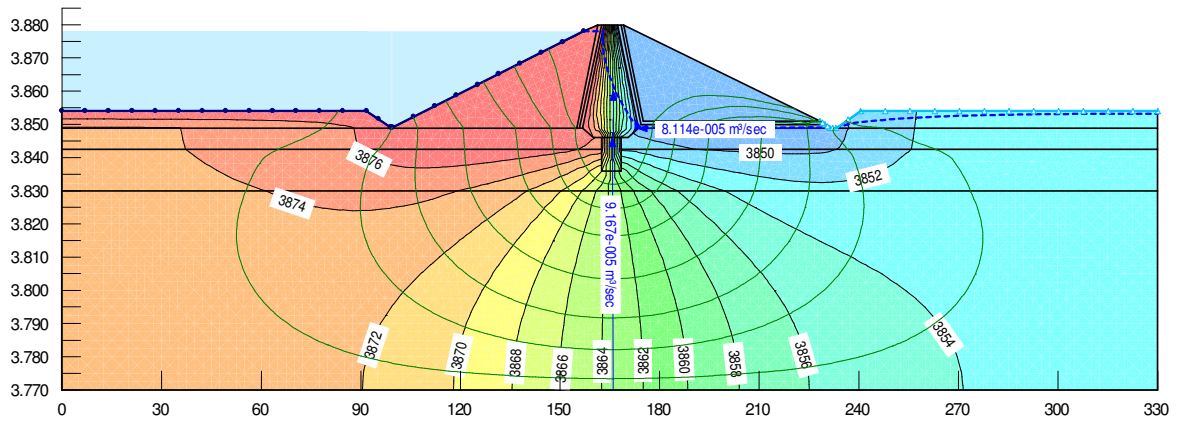
2) Sección Abs 0+188



3) Sección Abs 0+315



4) Sección Abs 0+436



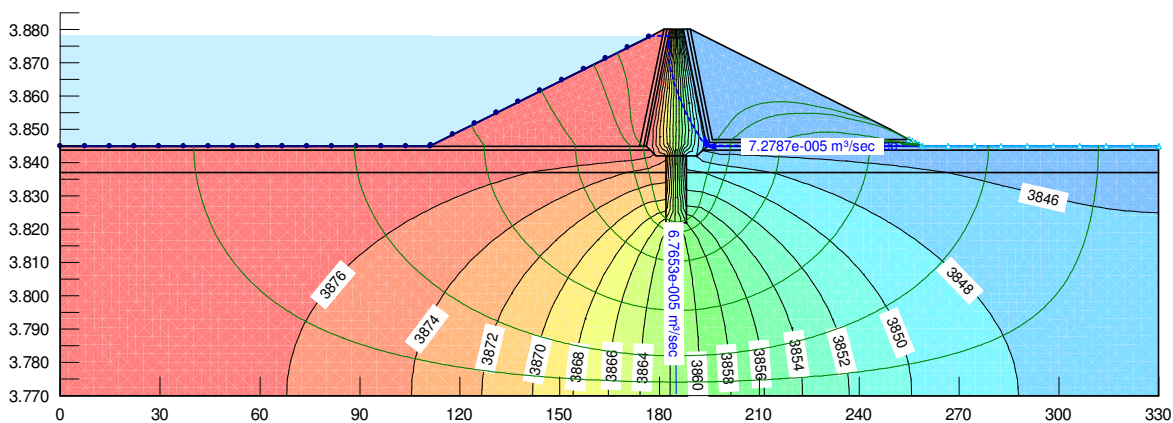
Caudal Infiltrado

Abscisa	L (m)	q (l/s/m)	Q (l/s)
0+109	148.5	0.091	13.5
0+188	103	0.116	12
0+315	124	0.082	10.1
0+436	124.5	0.081	10.1
Total	500	-	45.7

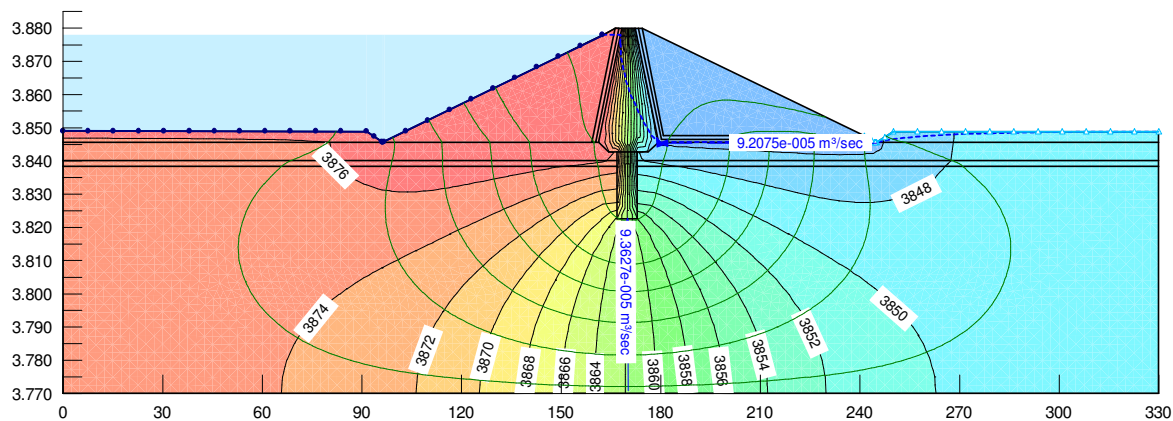
Modelos con Pantalla de Impermeabilización de 20 m. de Profundidad

Talud 1V:2H

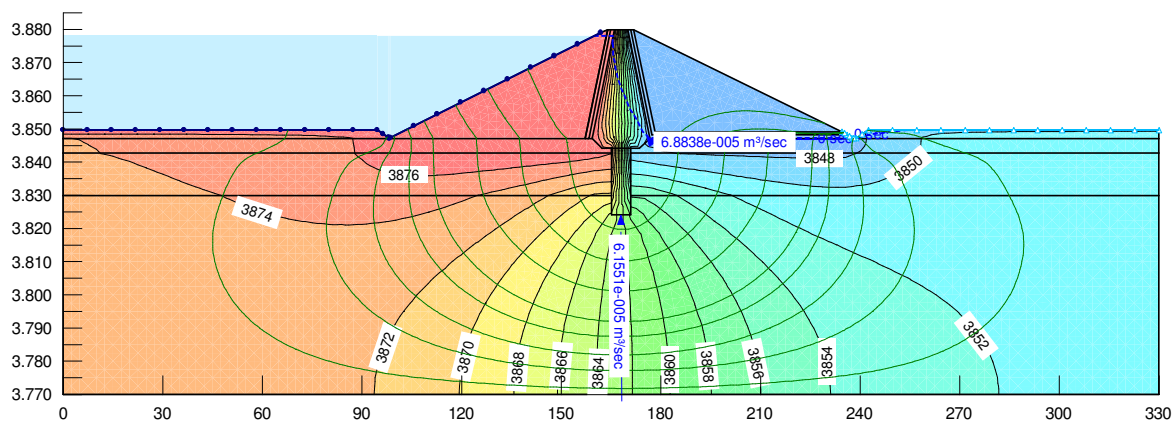
1) Sección Abs 0+109



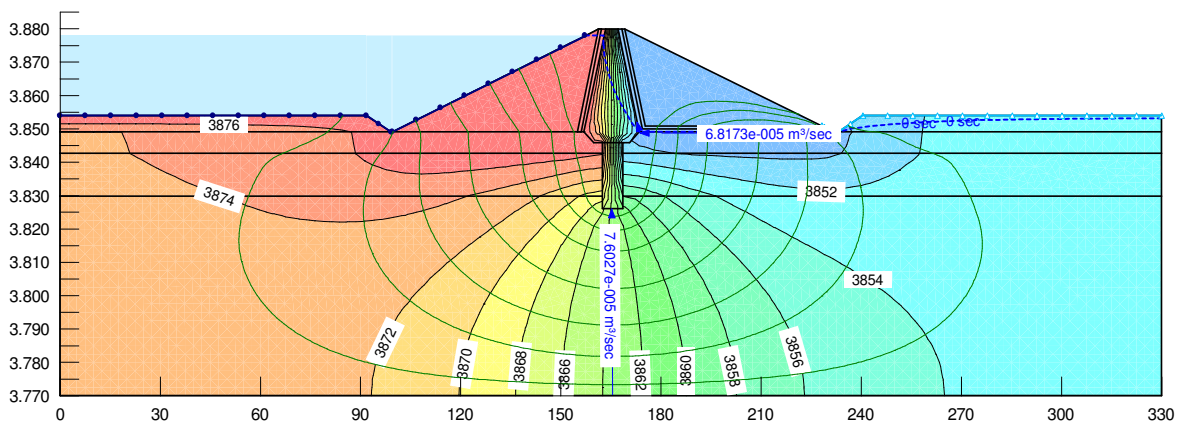
2) Sección Abs 0+188



3) Sección Abs 0+315



4) Sección Abs 0+436



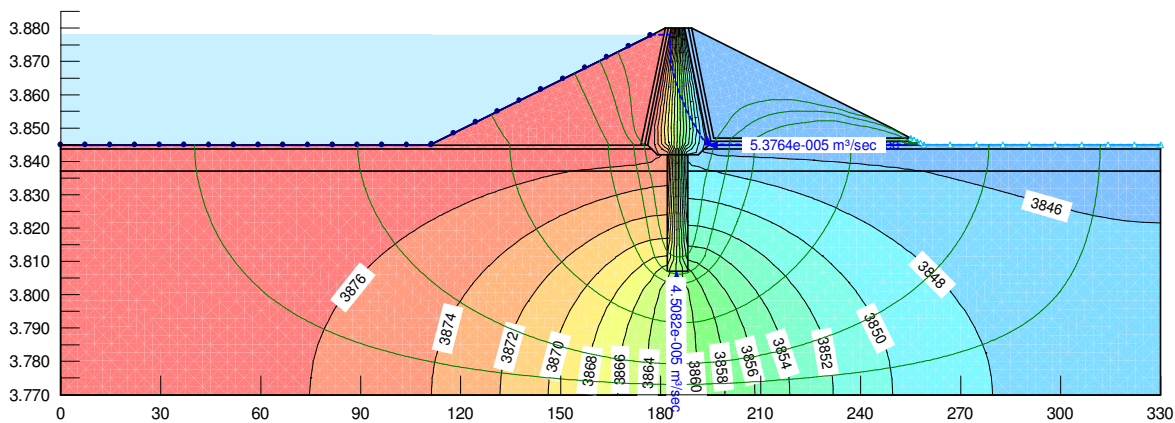
Caudal Infiltrado

Abscisa	L	q (l/s/m)	Q (l/s)
109	148.5	0.073	10.8
188	103	0.092	9.5
315	124	0.069	8.5
436	124.5	0.068	8.5
Total	500	-	37.3

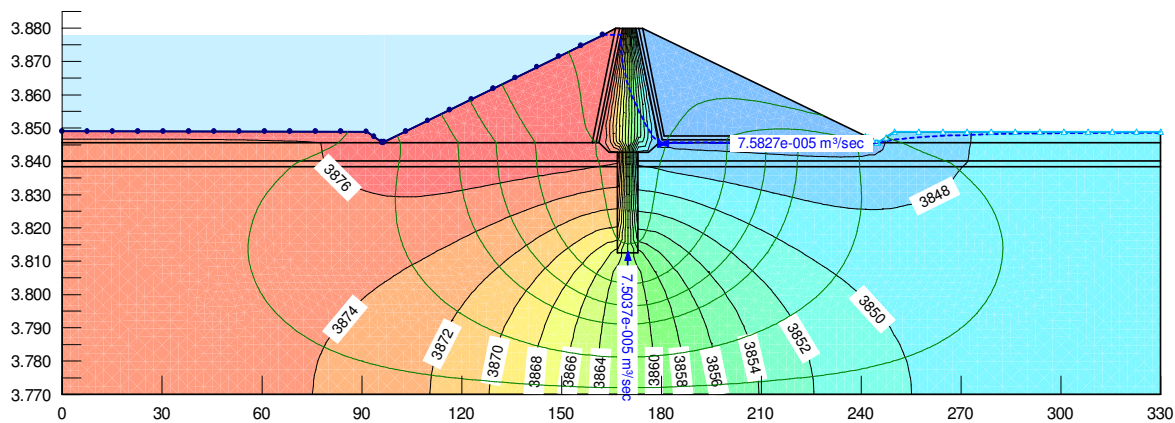
Modelos con Pantalla de Impermeabilización de 30 m. de Profundidad

Talud 1V:2H

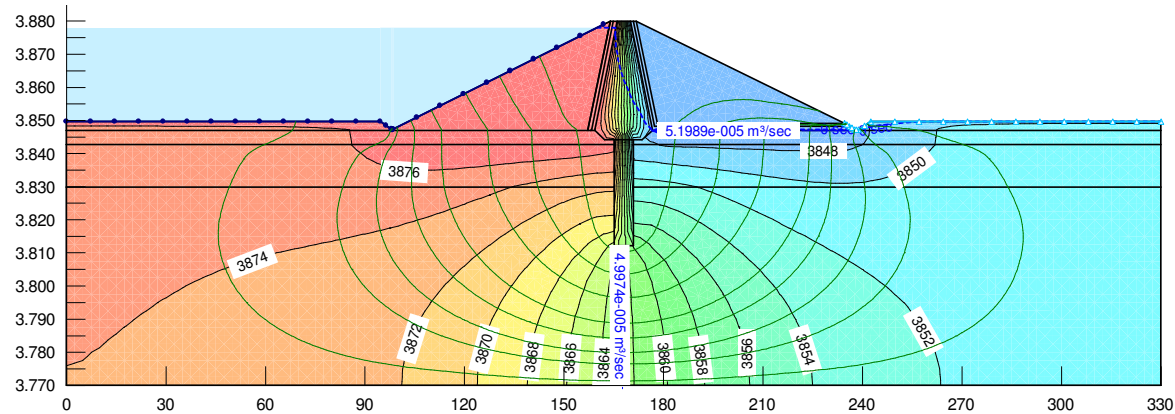
1) Sección Abs 0+109



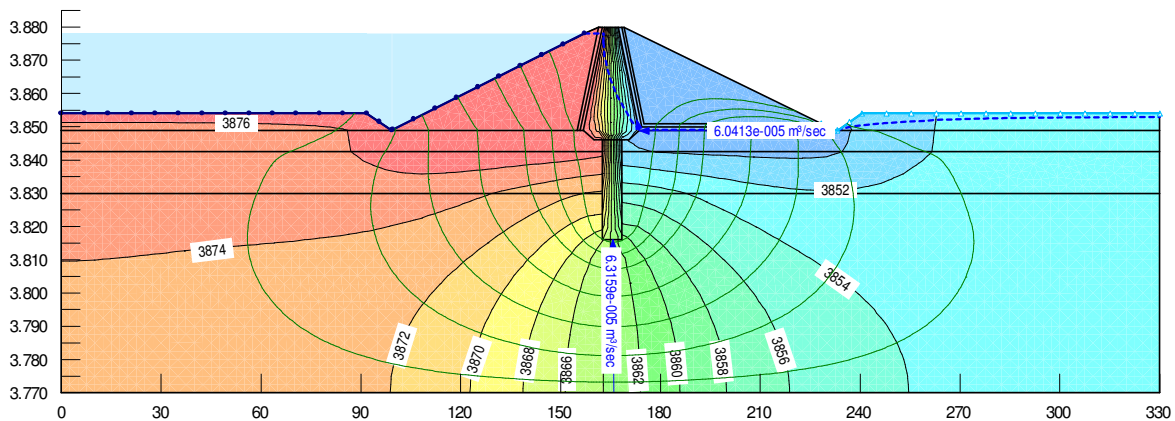
2) Sección Abs 0+188



3) Sección Abs 0+315



4) Sección Abs 0+436



Caudal Infiltrado

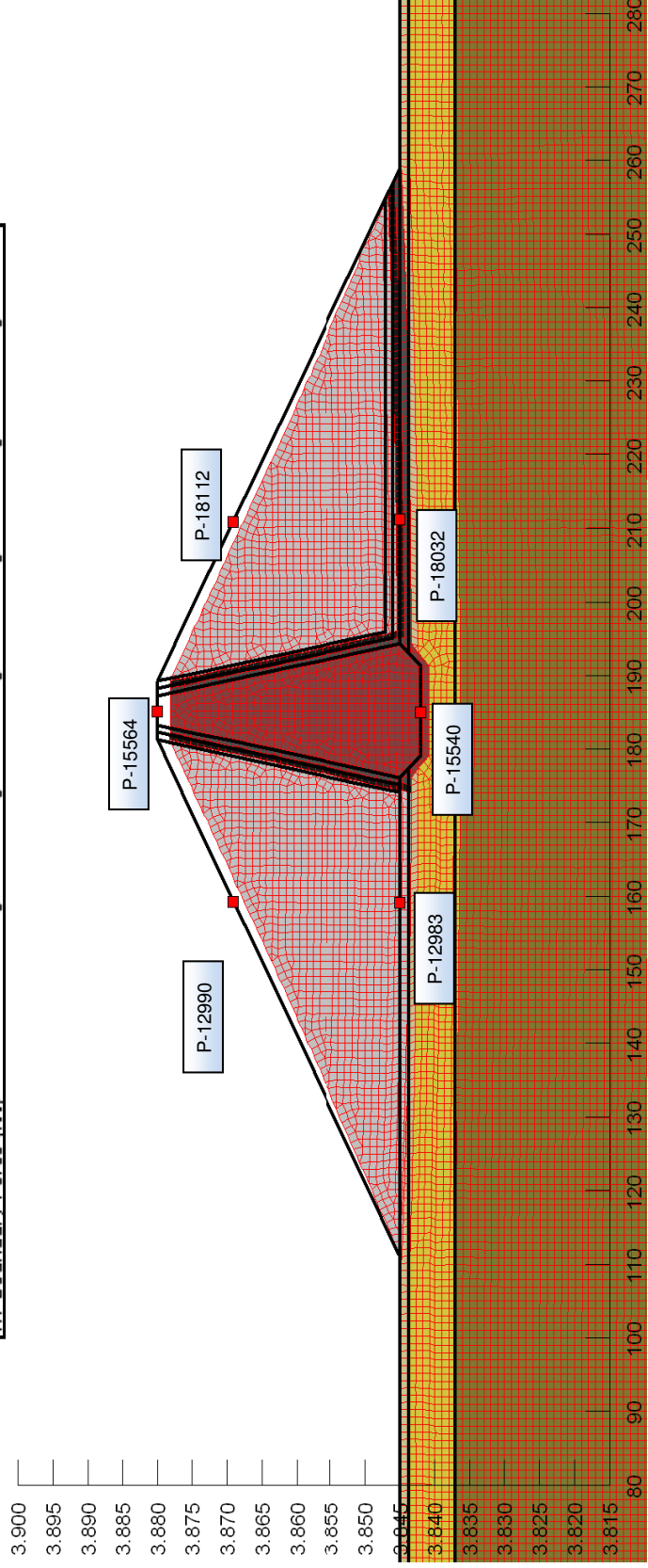
Abscisa	L	q (l/s/m)	Q (l/s)
109	148.5	0.054	8.0
188	103	0.076	7.8
315	124	0.052	6.4
436	124.5	0.060	7.5
Total	500	-	29.8

ANEXO 8.3: MODELOS DE ASENTAMIENTOS Y TENSIONES

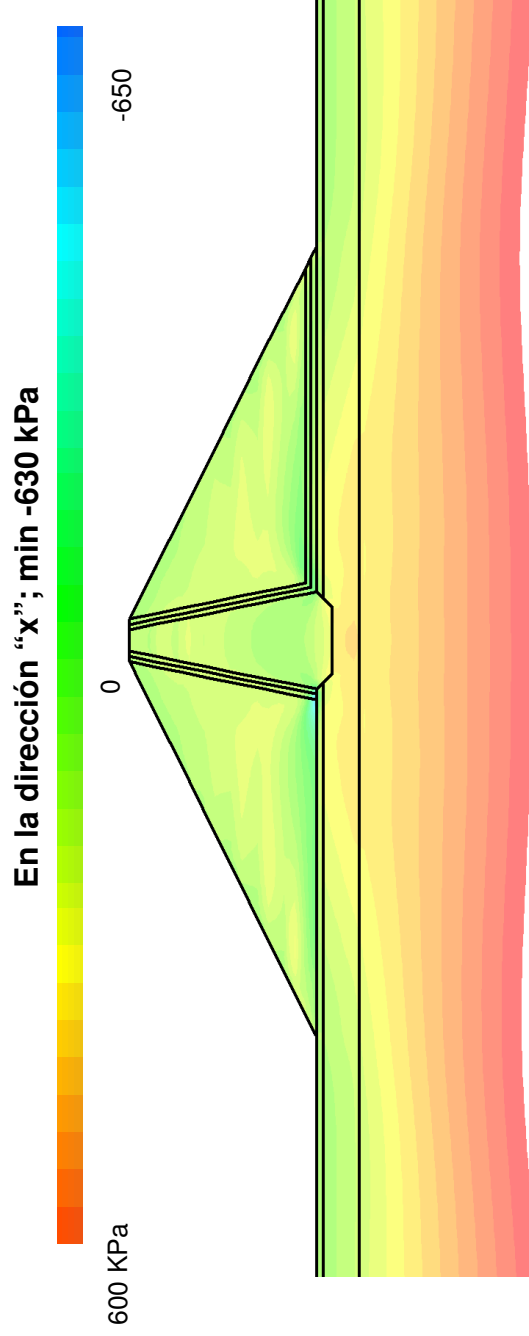
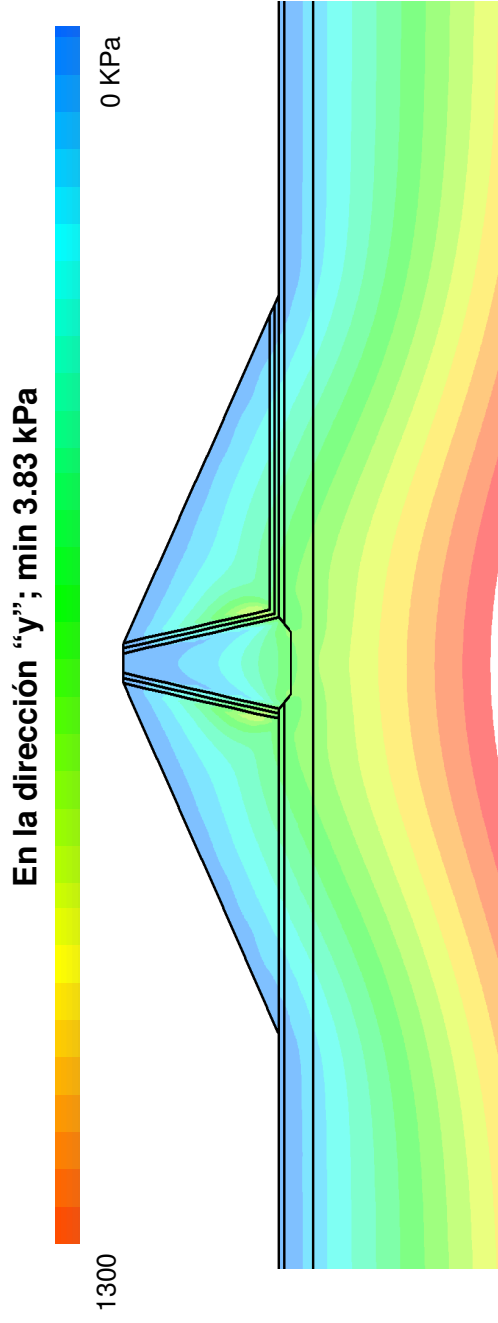
Sección Abs 0+109, Talud 1V:2H

1) Asentamientos en el Cuerpo de la Presa

Parameter	15564	15540	18112	18032	12990	12983
X (m)	185.2...	185	209.15...	208.9...	161.16...	161.1...
Y (m)	3880	3842	3870.0...	3847	3870.0...	3845
X-Displacement (m)	0.000...	-0.006...	-0.066...	0.120...	0.0654...	-0.158...
Y-Displacement (m)	-1.744...	-1.083...	-1.384...	-1.378...	-1.399...	-1.371...
XY-Displacement (m)	1.744...	1.0834...	1.3860...	1.383...	1.4007...	1.381...
X-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
Y-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
XY-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0

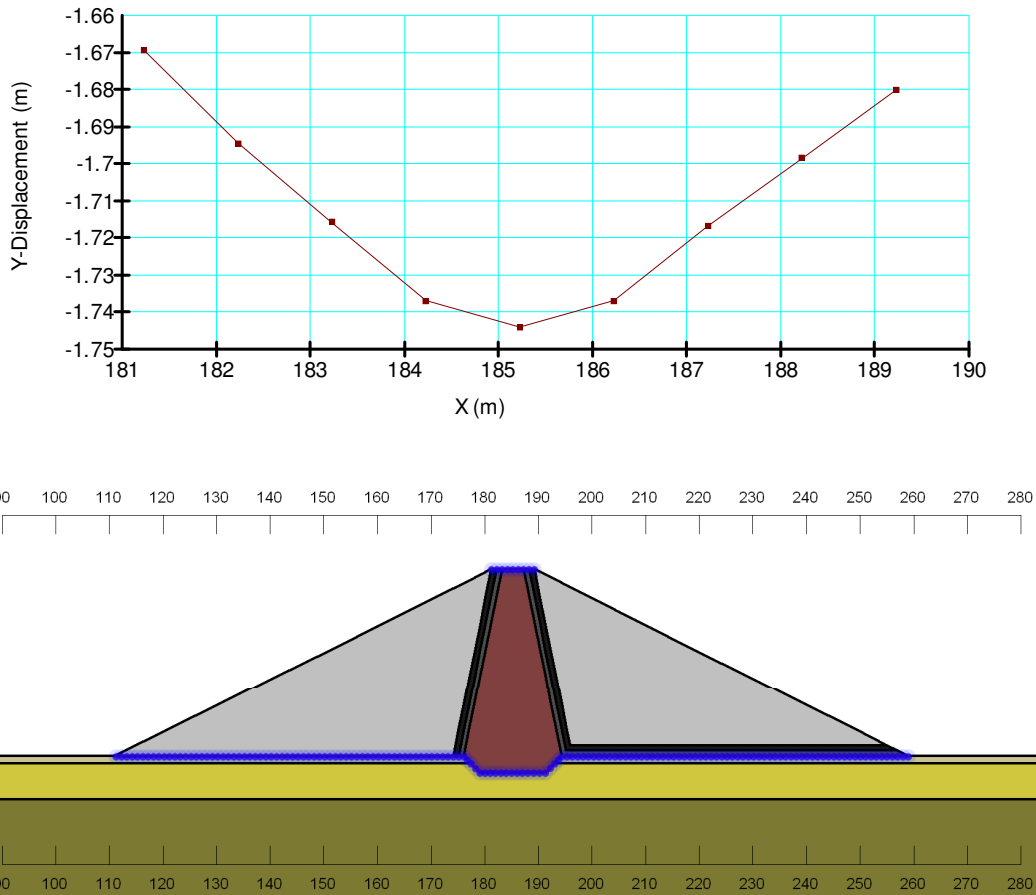


2) Distribución de Esfuerzos

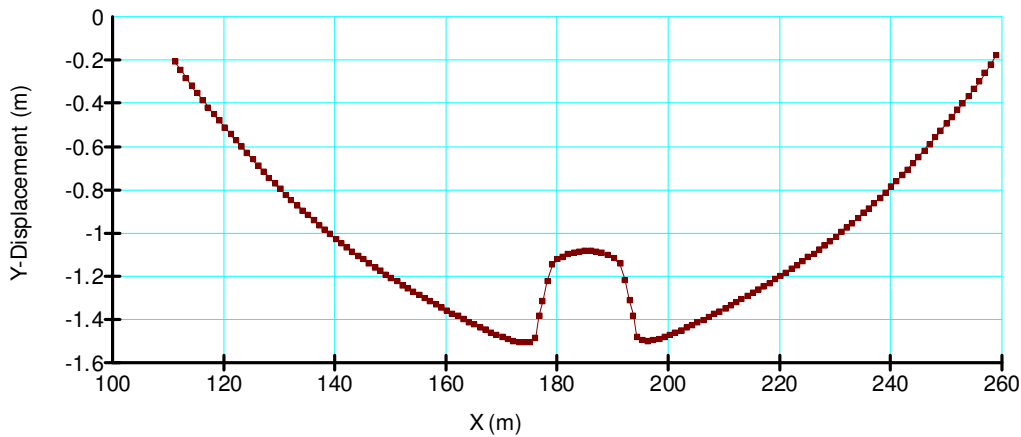


3) Deformación de la Presa

Deformación Corona de la Presa



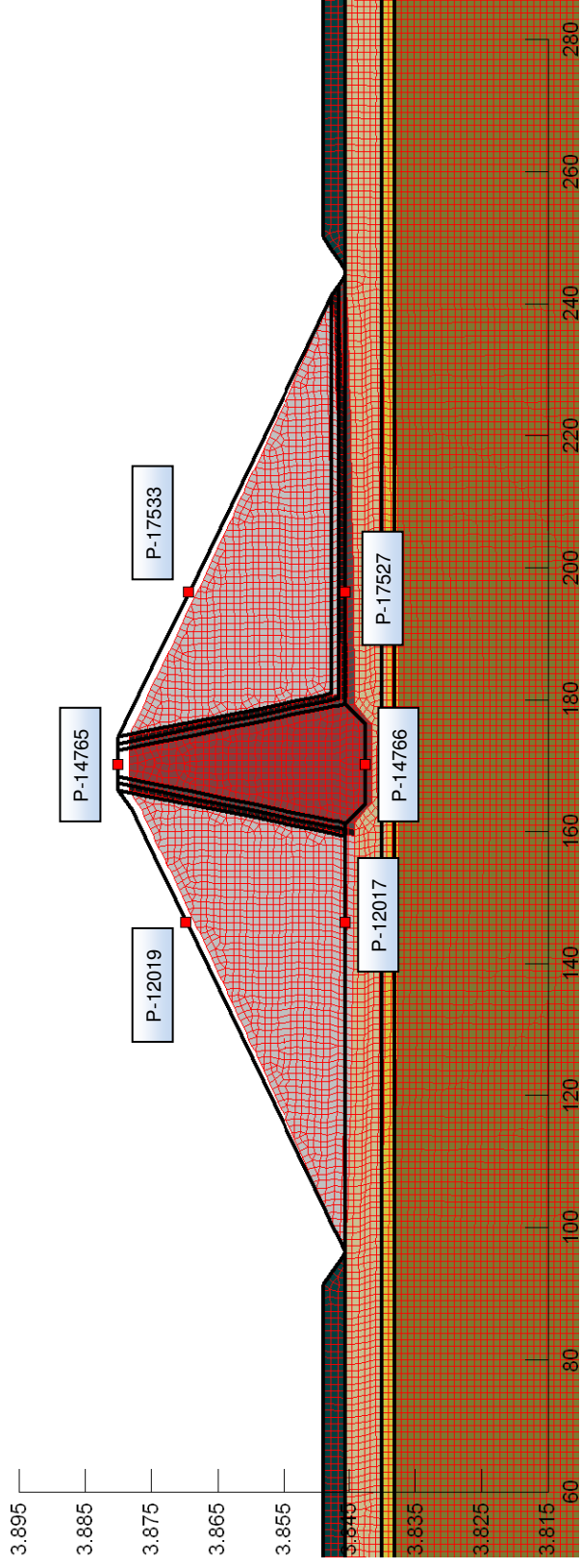
Deformación Base de la Presa



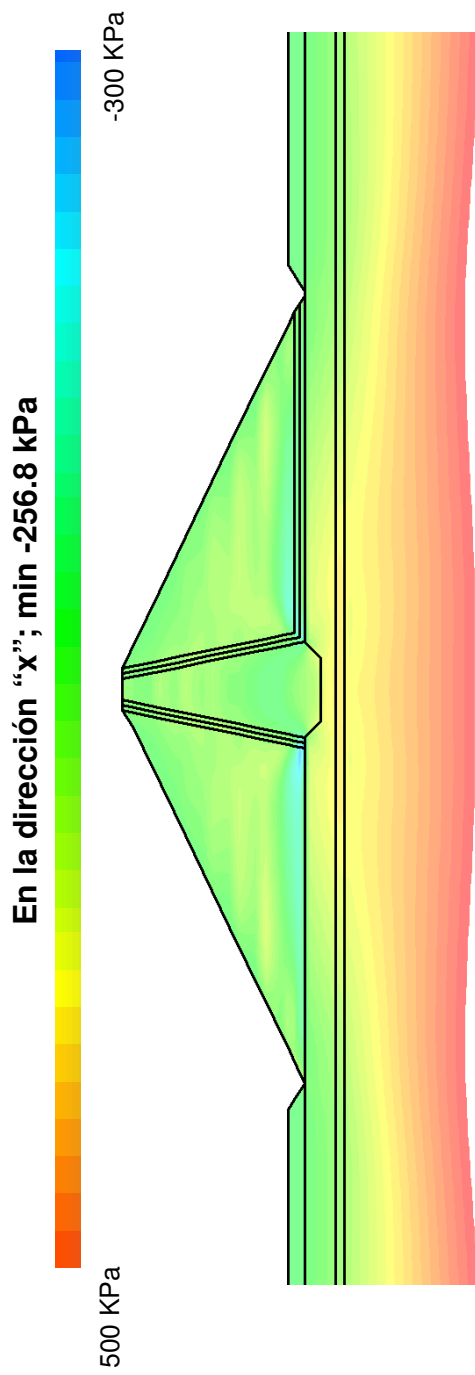
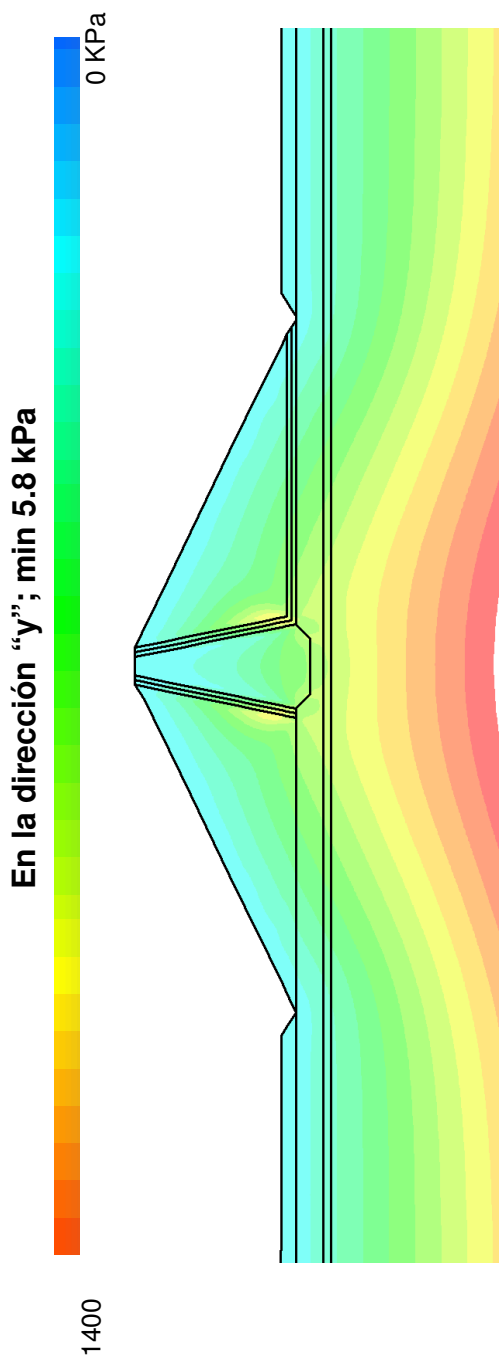
Sección Abs 0+188, Talud 1V:2H

1) Asentamientos en el Cuerpo de la Presa

Parameter	14765	14766	17533	17527	12019	12017
X (m)	170.33...	170.33...	196.3494	196.0...	144.54...	144.34...
Y (m)	3880	3842.6	3869.3...	3847...	3868.9	3845.6
X-Displacement (m)	0.0003...	-0.004...	-0.025...	0.101...	0.0631...	-0.132...
Y-Displacement (m)	-1.594...	-0.990...	-1.191...	-1.151...	-1.116...	-1.122...
XY-Displacement (m)	1.5947...	0.9908...	1.1915...	1.156...	1.1186...	1.1307...
X-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
Y-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
XY-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0

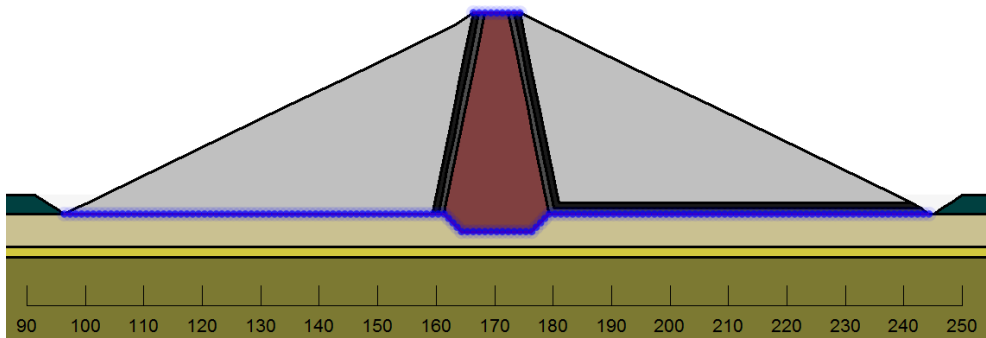
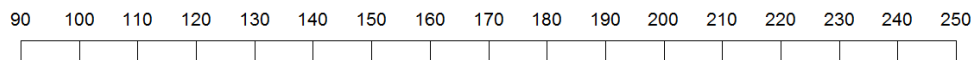
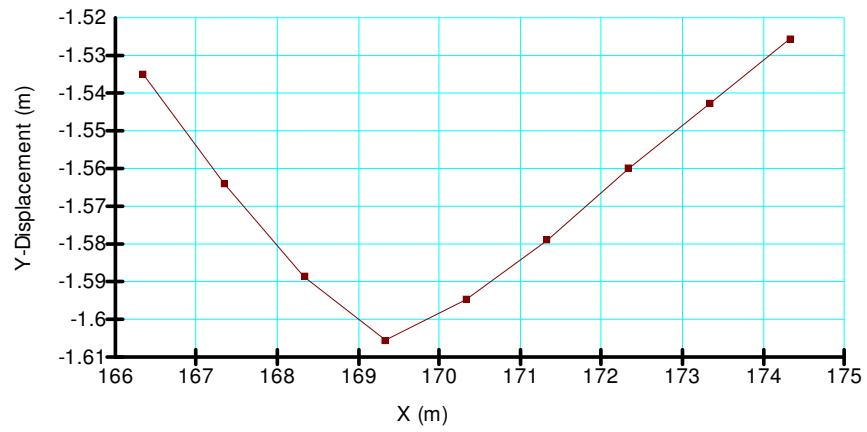


2) Distribución de Esfuerzos

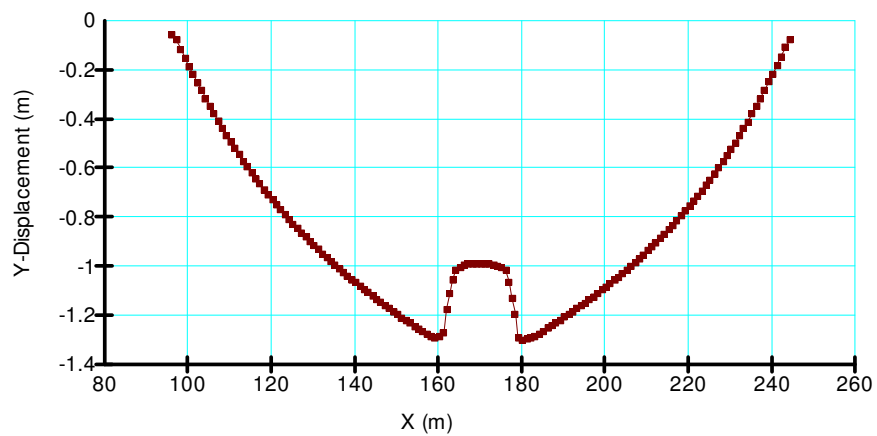


3) Deformación de la Presa

Deformación Corona de la Presa



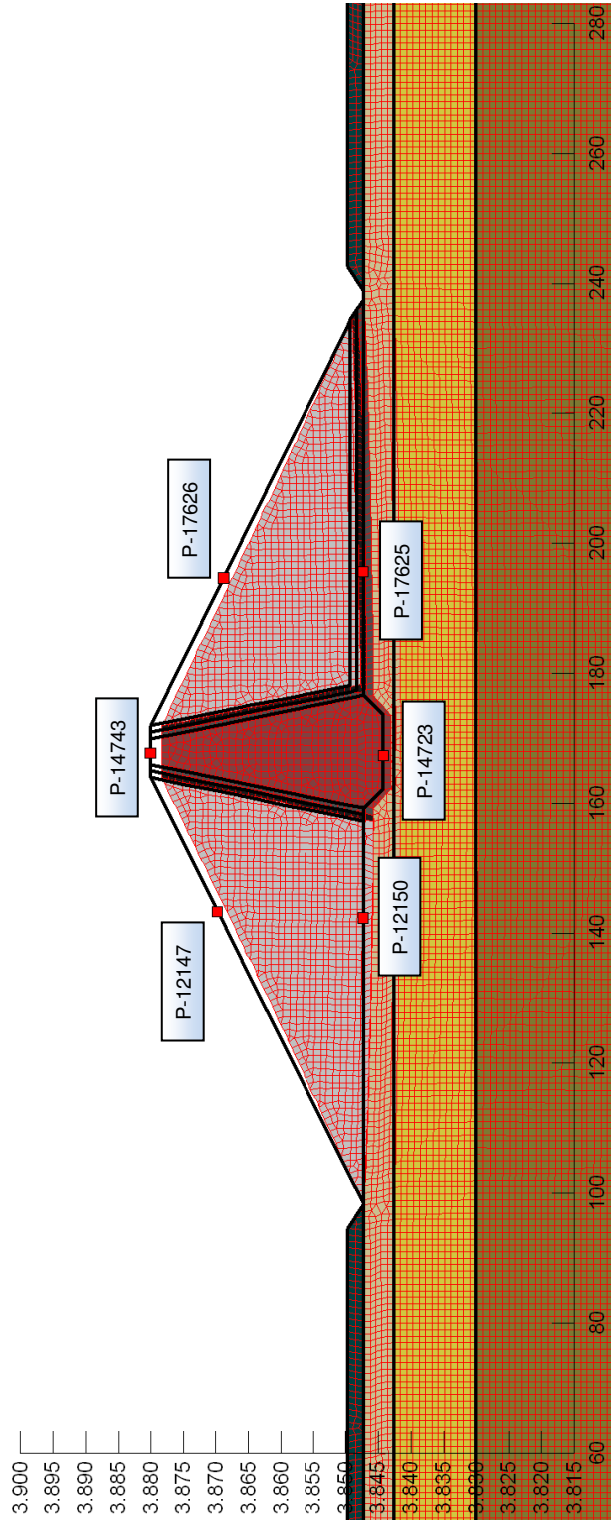
Deformación Base de la Presa



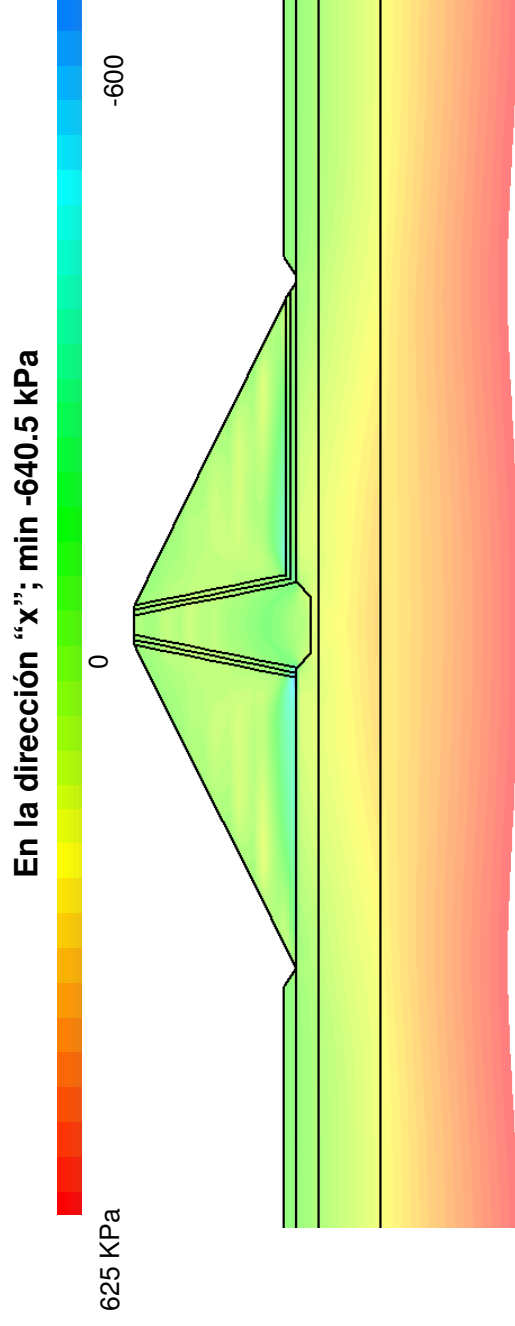
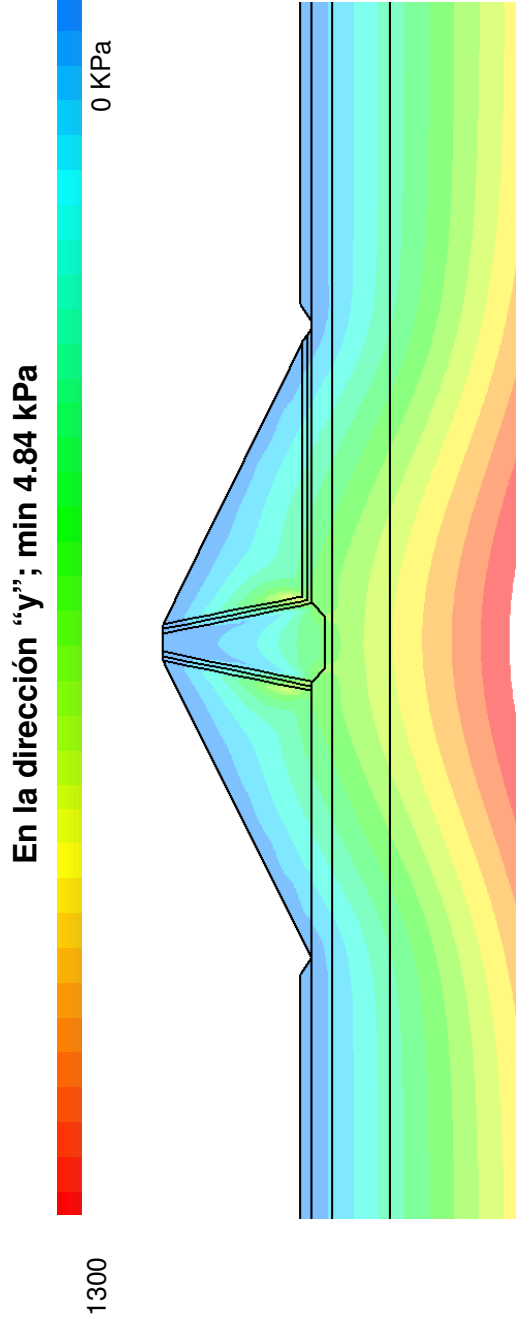
Sección Abs 0+315, Talud 1V:2H

1) Asentamientos en el Cuerpo de la Presa

Parameter	14743	14723	17626	17625	12147	12150
X (m)	167.9...	167.43...	194.7...	194.5...	143.2...	143.30...
Y (m)	3880	3844.2	3868...	3847.2	3869.7	3847.2
X-Displacement (m)	9.636...	-0.002...	-0.066...	0.168...	0.074...	-0.170...
Y-Displacement (m)	-1.873...	-1.272...	-1.374...	-1.312...	-1.407...	-1.381...
XY-Displacement (m)	1.873...	1.2728...	1.376...	1.323...	1.409...	1.3921...
X-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
Y-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
XY-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0

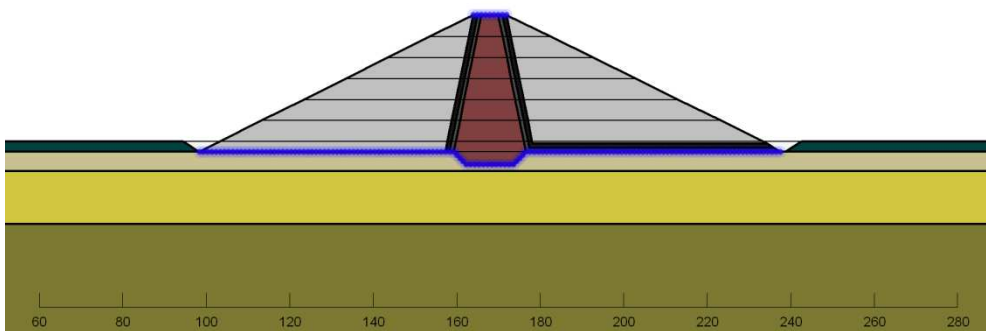
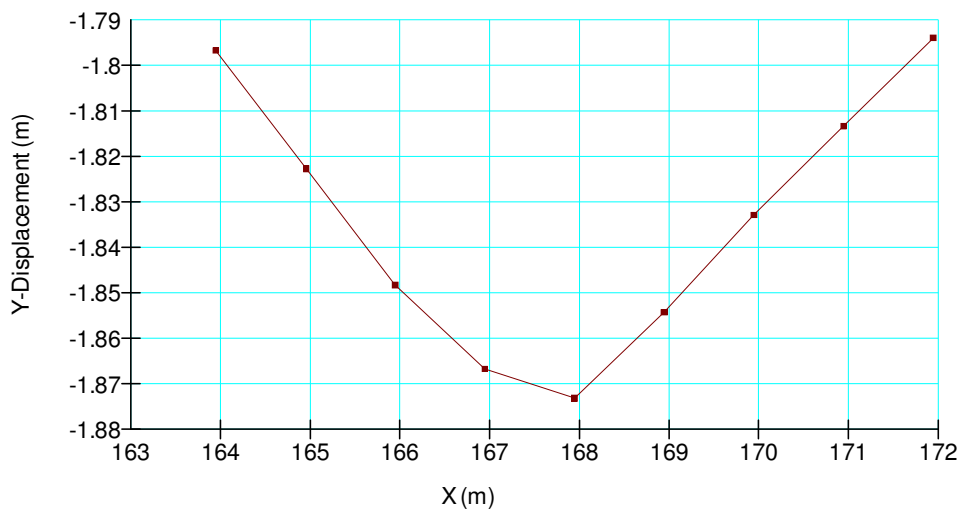


2) Distribución de Esfuerzos

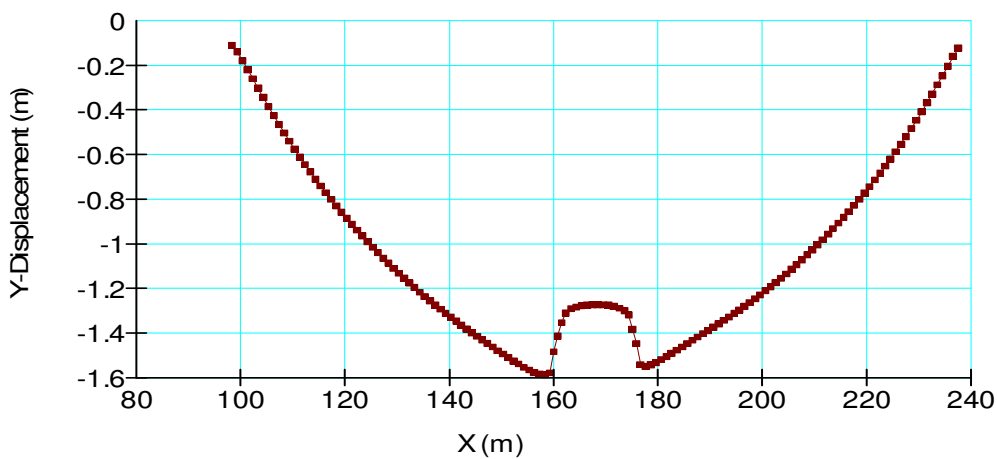


3) Deformación de la Presa

Deformación Corona de la Presa



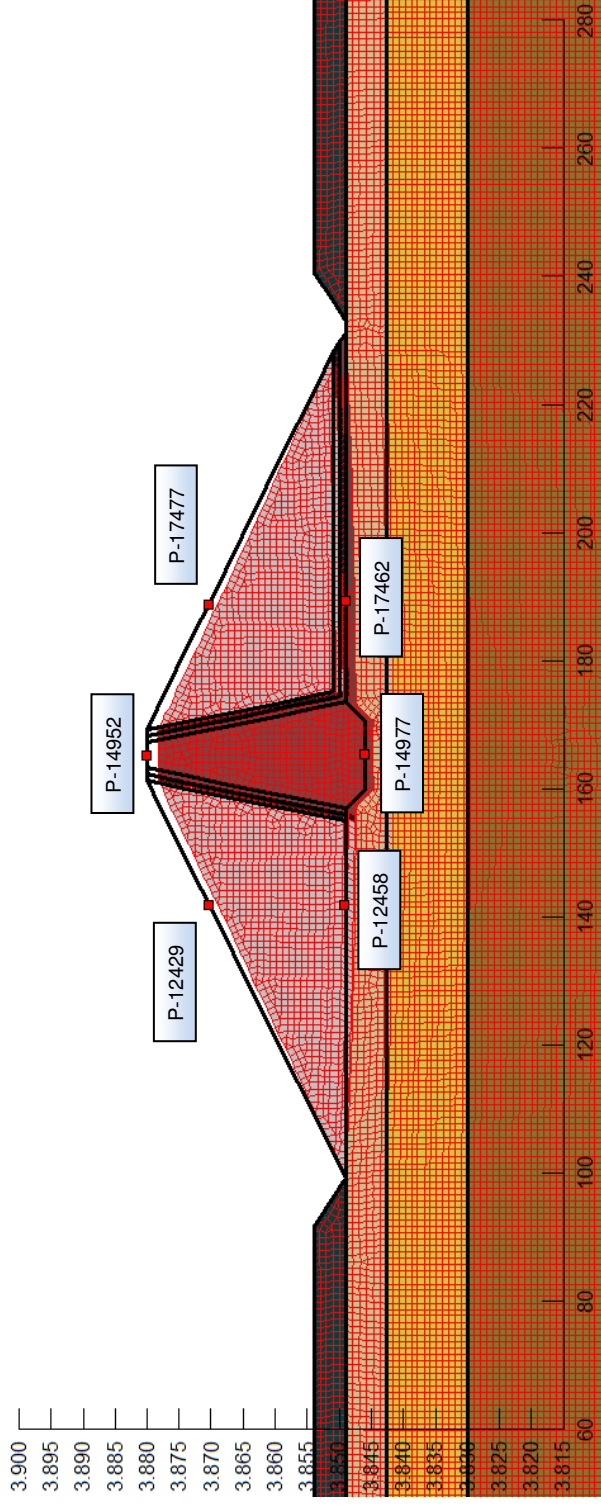
Deformación Base de la Presa



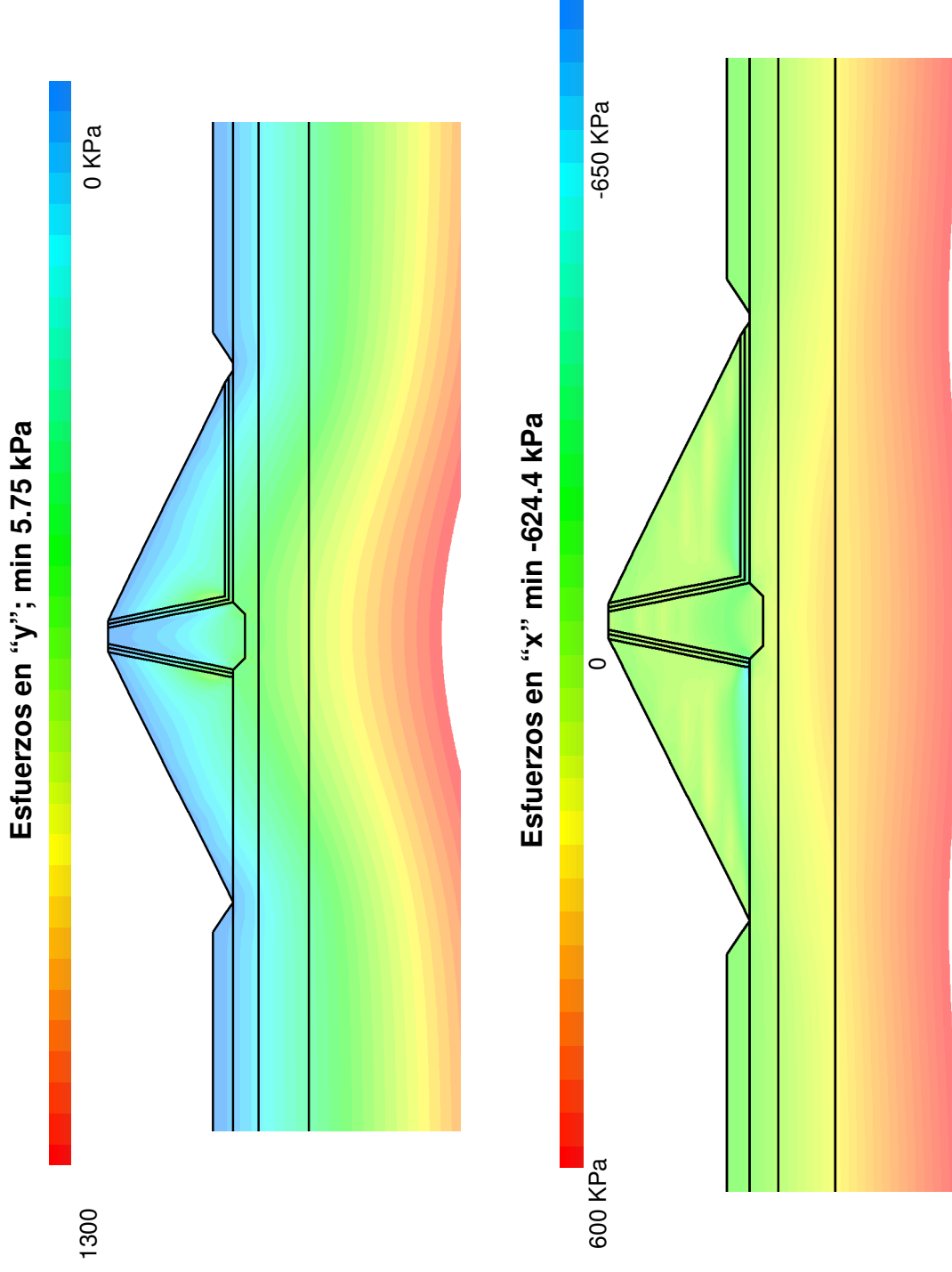
Sección Abs 0+436, Talud 1V:2H

1) Asentamientos en el Cuerpo de la Presa

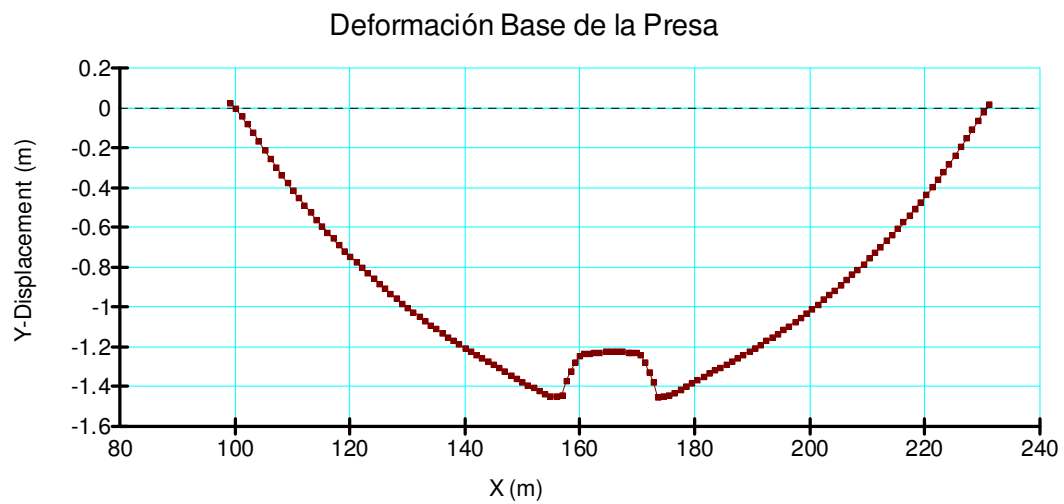
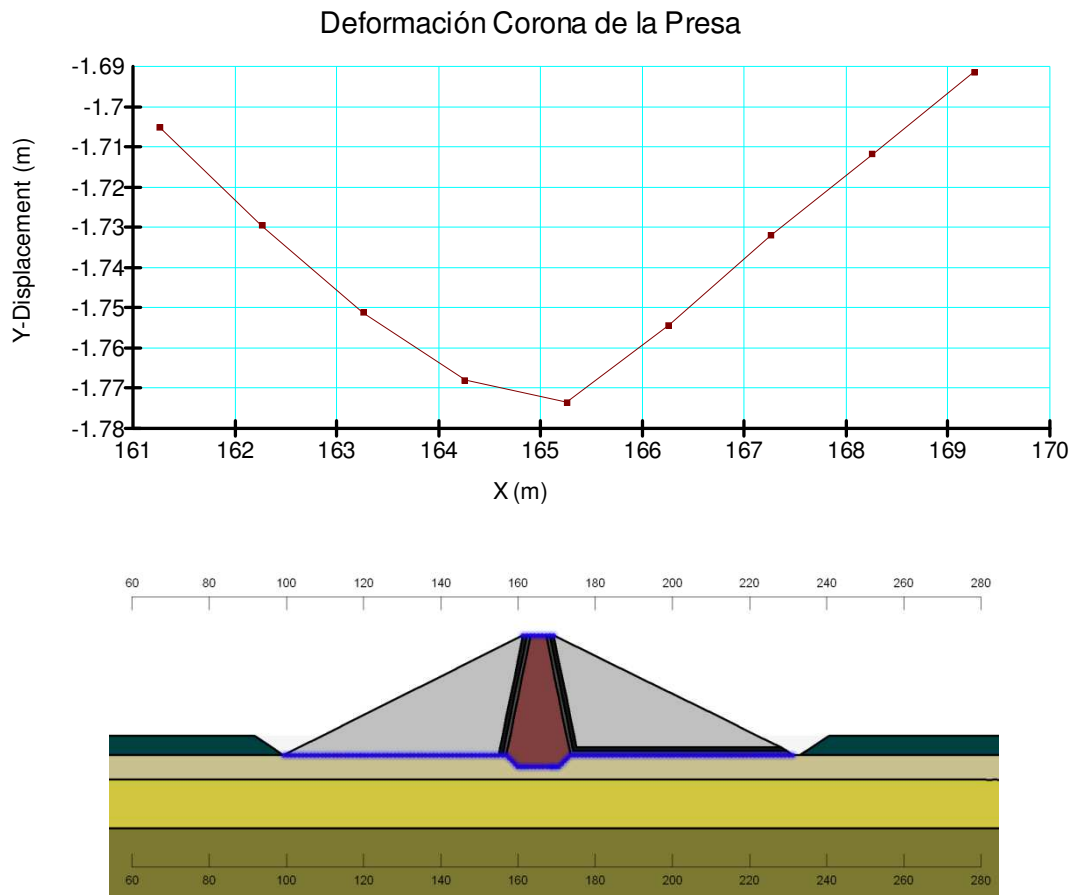
Parameter	14952	14977	17477	17462	12429	12458
X (m)	165.25...	165.5	188.8...	188.4...	141.9...	142.0...
Y (m)	3880	3846	3870...	3849	3870...	3849
X-Displacement (m)	0.0002...	-0.002...	-0.035...	0.161...	0.036...	-0.167...
Y-Displacement (m)	-1.773...	-1.226...	-1.320...	-1.241...	-1.251...	-1.241...
XY-Displacement (m)	1.7735...	1.2264...	1.321...	1.251...	1.251...	1.253...
X-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
Y-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0
XY-Boundary Force (kN)	0	0	0	0	0	0



2) Distribución de Esfuerzos



3) Distribución de Esfuerzos



ANEXO 8.4

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

Cálculo de la Capacidad de Carga ABS 0+109

$$q_{ult} = c.N_c.S_c + \gamma.D_f.N_q.S_q + 0.5B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma$$

B =	15	
B/L =	0.28	
$\bar{\sigma}$ =	1.80	Ton/m ²
Df =	2.19	m

Abscisa 0+109

Cohesión Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	c (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	1.3	31.36	40.768
Arenas y Limos	6.7	30.38	203.546
Arena y Grava	30	0	0
Σ =	38		244.3

Nc =	65.8
Nq =	51.0
N $\bar{\sigma}$ =	27.4

$\bar{\sigma}$ =	6.43	kPa
$\bar{\sigma}$ =	0.64	T/m ²

Sc =	1.22
Sq =	1.22
S $\bar{\sigma}$ =	0.89

Fricción Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	ϕ (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	1.3	32	41.6
Arenas y Limos	6.7	32	214.4
Arena y Grava	30	40	1200
Σ =	38		1456.0

q _{ult} =	627	Ton/m ²
q _{adm} =	209	Ton/m ²
q _{tr} =	65	Ton/m ²

ϕ =	38.32	°
----------	-------	---

FS = 3.21

Cálculo de la Capacidad de Carga ABS 0+188

$$q_{ult} = c.N_c.S_c + \gamma.D_f.N_q.S_q + 0.5B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma$$

B =	15	
B/L =	0.28	
$\bar{\sigma}$ =	1.80	Ton/m ²
Df =	3.2	m

Abscisa 0+109

Cohesión Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	c (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	5.6	31.36	175.616
Arenas y Limos	1.8	30.38	54.684
Arena y Grava	30	0	0
Σ =	37.4		230.3

Nc =	66.5
Nq =	51.7
N $\bar{\sigma}$ =	27.9

$\bar{\sigma}$ =	6.16	kPa
$\bar{\sigma}$ =	0.62	T/m ²

Sc =	1.22
Sq =	1.22
S $\bar{\sigma}$ =	0.89

Fricción Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	ϕ (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	5.6	32	179.2
Arenas y Limos	1.8	32	57.6
Arena y Grava	30	40	1200
Σ =	37.4		1436.8

q _{ult} =	750	Ton/m ²
q _{adm} =	250	Ton/m ²
q _{tr} =	61	Ton/m ²

ϕ =	38.42	°
----------	-------	---

FS = 4.07

Cálculo de la Capacidad de Carga ABS 0+315

$$q_{ult} = c.N_c.S_c + \gamma.D_f.N_q.S_q + 0.5B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma$$

B = 15
 B/L = 0.28
 $\bar{\sigma}$ = 1.80 Ton/m²
 Df = 2.5 m

Abscisa 0+109

Cohesión Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	c (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	4.6	31.36	144.256
Arenas y Limos	12.6	30.38	382.788
Arena y Grava	20	0	0
Σ =	37.2		527.0

Nc = 54.8
 Nq = 39.2
 N $\bar{\sigma}$ = 19.7

$\bar{\sigma}$ =	14.17	kPa
$\bar{\sigma}$ =	1.42	T/m ²

Sc = 1.20
 Sq = 1.21
 S $\bar{\sigma}$ = 0.89

Fricción Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	ϕ (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	4.6	32	147.2
Arenas y Limos	12.6	32	403.2
Arena y Grava	20	40	800
Σ =	37.2		1350.4

q_{ult} = 543 Ton/m²
 q_{adm} = 181 Ton/m²
 q_{tr} = 61 Ton/m²

ϕ =	36.30	°
----------	-------	---

FS = 2.95

Cálculo de la Capacidad de Carga ABS 0+436

$$q_{ult} = c.N_c.S_c + \gamma.D_f.N_q.S_q + 0.5B.\gamma.N_\gamma.S_\gamma$$

B = 15
 B/L = 0.28
 $\bar{\sigma}$ = 1.80 Ton/m²
 Df = 5 m

Abscisa 0+109

Cohesión Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	c (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	12.6	31.36	395.136
Arenas y Limos	6.7	30.38	203.546
Arena y Grava	20	0	0
Σ =	39.3		598.7

Nc = 53.7
 Nq = 38.1
 N $\bar{\sigma}$ = 19.0

$\bar{\sigma}$ =	15.23	kPa
$\bar{\sigma}$ =	1.52	T/m ²

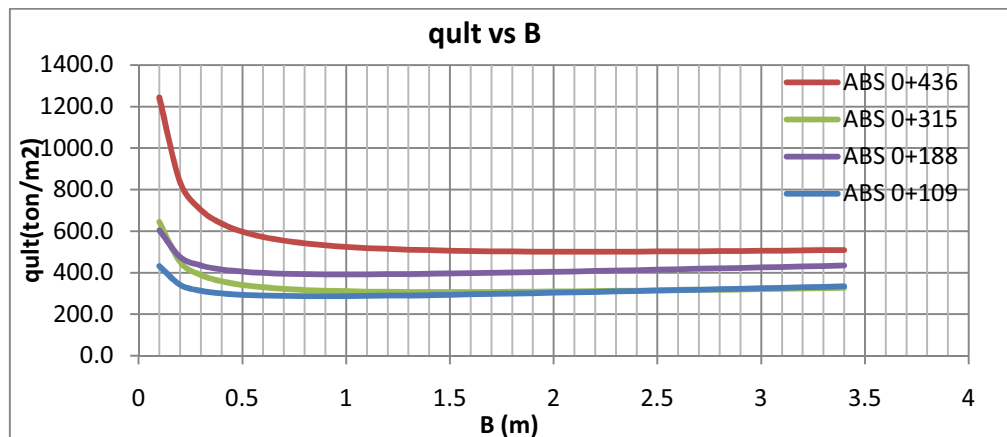
Sc = 1.20
 Sq = 1.20
 S $\bar{\sigma}$ = 0.89

Fricción Ponderada			
Estrato	Potencia [P] (m)	ϕ (kPa)	P.c
Arena y Grava en matriz limosa	12.6	32	403.2
Arenas y Limos	6.7	32	214.4
Arena y Grava	20	40	800
Σ =	39.3		1417.6

q_{ult} = 740 Ton/m²
 q_{adm} = 247 Ton/m²
 q_{tr} = 60 Ton/m²

ϕ =	36.07	°
----------	-------	---

FS = 4.14



ANEXO No 9
PRESUPUESTO DE CONTRUCCIÓN

RESUMEN GENERAL

Descripción	Variante No. 1	Variante No. 2	Variante No. 3	Variante No. 4
	Costo (US\$)	Costo (US\$)	Costo (US\$)	Costo (US\$)
A) Cimentación de la Presa	10,191,707.07	10,191,707.07	10,191,707.07	10,191,707.07
B) Obra de Desvío	1,122,033.29	817,236.38	675,110.97	675,110.97
C) Cuerpo de la Presa	5,571,897.94	5,571,897.94	5,571,897.94	5,571,897.94
D) Obra de Toma	129,957.53	107,477.65	107,477.65	107,477.65
E) Vertedero de Excesos	308,917.92	274,679.25	686,093.97	437,421.55
F) Impacto Ambiental	430,000.00	430,000.00	430,000.00	430,000.00
G) Equipos Eléctricos	563,000.00	563,000.00	563,000.00	563,000.00
H) Sistema Scada	645,000.00	645,000.00	645,000.00	645,000.00
I) Campamentos	210,000.00	210,000.00	210,000.00	210,000.00
TOTAL	19,172,513.77	18,810,998.29	19,080,287.60	18,831,615.18

RESUMEN DE LAS OBRAS HIDRÁULICAS

Descripción	Variante No. 1	Variante No. 2	Variante No. 3	Variante No. 4
	Costo (US\$)	Costo (US\$)	Costo (US\$)	Costo (US\$)
Obra de Desvío	1,122,033.29	817,236.38	675,110.97	675,110.97
Obra de Toma	129,957.53	107,477.65	107,477.65	107,477.65
Vertedero de Excesos	308,917.92	274,679.25	686,093.97	437,421.55
TOTAL	1,560,908.75	1,199,393.28	1,468,682.59	1,220,010.17
% Respecto al total	8.14%	6.38%	7.70%	6.48%

ANEXO No 10
DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO

10.1. DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS DE DESVÍO

DISEÑO HIDRÁULICO DEL TÚNEL

FGV para Q_{TR}=10, Tramo 2 (Final-Salida del Túnel)

S1

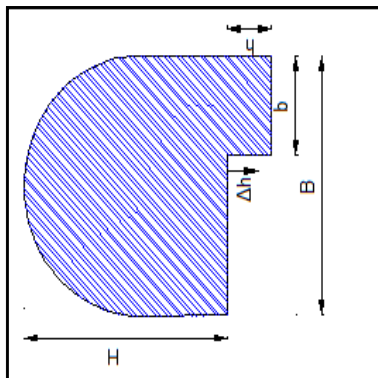
S2

Q = 24.4 m³/s
n = 0.0175
S1 = 8.85%
S2 = 0.35%
Modelo = 2.06
VERDADERO = 25
100

yc = 2.06 m
Vc = 4.09 m/s
B = 3.5 m
b = 1 m
h = 0.5 m

z1 = 0.021 m
L = 5.88 m
yc+(Vc)²/2g+z1 = 2.93 m

$$y_c + \frac{V_c^2}{2g} + z_1 = y_i + \frac{V_i^2}{2g} + z_i + \sum hf_i$$



xi	y	zi	Δhi	A	Pm	Rh	V	ic	e +(ei+1)/2	Δhf	Σhi	yi+(V ²)/2g+zi+Σhi
0.00	2.06	0.021	0.00	5.97	7.62	0.783	4.09	0.0071			0.00	2.93
0.25	1.93	0.020	0.02	5.54	7.35	0.754	4.40	0.0086	0.0079	0.002	0.002	2.93
0.50	1.87	0.019	0.04	5.38	7.23	0.745	4.53	0.0093	0.0090	0.002	0.004	2.93
0.75	1.82	0.018	0.06	5.27	7.13	0.738	4.63	0.0098	0.0096	0.002	0.007	2.93
1.00	1.77	0.017	0.09	5.17	7.05	0.734	4.72	0.0103	0.0101	0.003	0.009	2.93
1.25	1.74	0.016	0.11	5.09	6.97	0.730	4.79	0.0107	0.0105	0.003	0.012	2.93
1.50	1.70	0.015	0.13	5.02	6.90	0.727	4.86	0.0111	0.0109	0.003	0.014	2.93
1.75	1.67	0.014	0.15	4.95	6.83	0.725	4.93	0.0114	0.0112	0.003	0.017	2.93
2.00	1.63	0.014	0.17	4.89	6.77	0.723	4.99	0.0117	0.0116	0.003	0.020	2.93
2.25	1.60	0.013	0.19	4.84	6.71	0.722	5.04	0.0120	0.0119	0.003	0.023	2.93
2.50	1.57	0.012	0.21	4.79	6.65	0.720	5.10	0.0123	0.0122	0.003	0.026	2.93
2.75	1.54	0.011	0.23	4.74	6.59	0.720	5.15	0.0126	0.0124	0.003	0.029	2.93
3.00	1.52	0.010	0.26	4.70	6.53	0.719	5.19	0.0128	0.0127	0.003	0.032	2.93
3.25	1.49	0.009	0.28	4.66	6.48	0.718	5.24	0.0131	0.0130	0.003	0.036	2.93
3.50	1.46	0.008	0.30	4.62	6.43	0.718	5.29	0.0133	0.0132	0.003	0.039	2.93
3.75	1.44	0.007	0.32	4.58	6.38	0.718	5.33	0.0135	0.0134	0.003	0.042	2.93
4.00	1.41	0.007	0.34	4.54	6.32	0.718	5.37	0.0137	0.0136	0.003	0.046	2.93
4.25	1.39	0.006	0.36	4.51	6.27	0.719	5.41	0.0139	0.0138	0.003	0.049	2.93
4.50	1.36	0.005	0.38	4.48	6.23	0.719	5.45	0.0141	0.0140	0.004	0.053	2.93
4.75	1.34	0.004	0.40	4.44	6.18	0.720	5.49	0.0143	0.0142	0.004	0.056	2.93
5.00	1.31	0.003	0.43	4.41	6.13	0.720	5.53	0.0145	0.0144	0.004	0.060	2.93
5.25	1.29	0.002	0.45	4.39	6.08	0.721	5.56	0.0147	0.0146	0.004	0.064	2.93
5.50	1.27	0.001	0.47	4.36	6.04	0.722	5.60	0.0148	0.0147	0.004	0.067	2.93
5.75	1.25	0.000	0.49	4.33	5.99	0.723	5.63	0.0150	0.0149	0.004	0.071	2.93
5.88	1.23	0.000	0.50	4.32	5.97	0.723	5.65	0.0151	0.0150	0.002	0.073	2.93

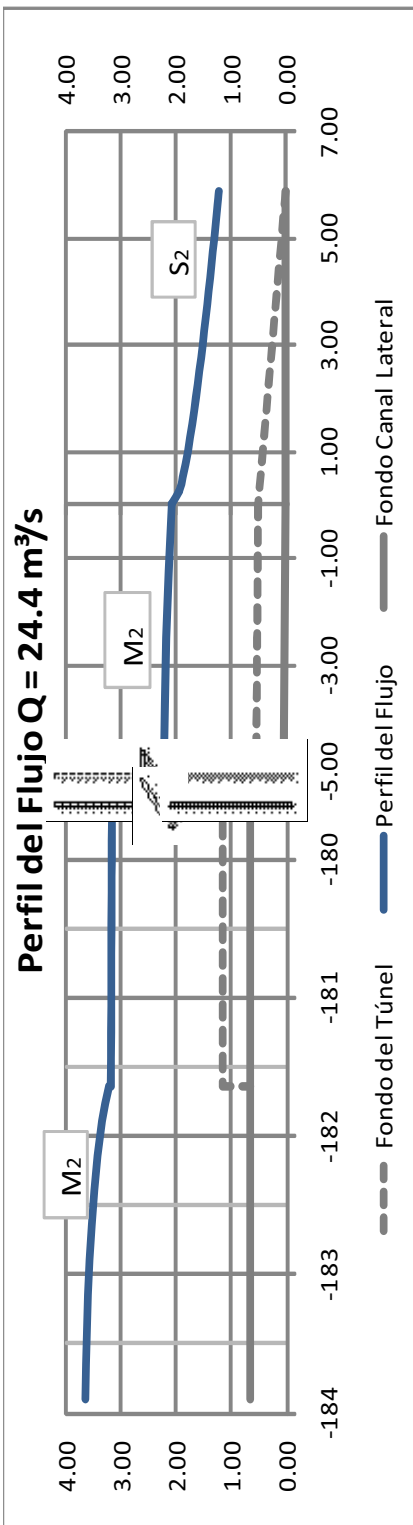
FGV para $Q_{IR}=10$, Transición (Tramo Antes del Túnel)

$Q = 24.4 \text{ m}^3/\text{s}$ $b = 1 \text{ m}$ $y_2 = 2.52 \text{ m}$ **Nota:** $y > 2.508$
 $n = 0.017$ $V_2 = 3.22 \text{ m/s}$
 $Bt = 3.5 \text{ m}$
 $H = 1.75 \text{ m}$
 $n = 0.0173$
 $S_2 = 0.0035$

Modelo: 2.57
 10.00
 VERDADERO
 100.00

$$y_2 + \frac{(V_2)^2}{2g} + \sum \Delta h_i + \sum h_t = y_i + \frac{(V_i)^2}{2g} + z_i$$

x	xi	y	zi	Bi	Ae	Pm	Rh	V	le	$[(ei+1)]/2$	Δh_f	$\sum h_i$	Δh_t	$\sum h_t$	$y_2 + \frac{(V_2)^2}{2g}$	$y_i + \frac{(V_i)^2}{2g} + z_i$
-181.6	0.00	2.57	0.000	3.50	7.75	8.64	0.897	3.148	0.0034	0.0017	0.000	0.000	0.025	0.025	3.08	3.08
-181.9	-0.25	2.69	0.001	3.61	8.65	8.99	0.962	2.819	0.0025	0.0030	0.001	0.001	0.020	0.045	3.10	3.10
-182.1	-0.50	2.77	0.002	3.72	9.43	9.26	1.019	2.587	0.0020	0.0022	0.001	0.001	0.013	0.058	3.11	3.11
-182.4	-0.75	2.82	0.003	3.83	10.16	9.48	1.071	2.402	0.0016	0.0018	0.000	0.002	0.009	0.067	3.12	3.12
-182.6	-1.00	2.87	0.004	3.94	10.86	9.68	1.122	2.247	0.0013	0.0014	0.000	0.002	0.007	0.075	3.13	3.13
-182.9	-1.25	2.90	0.004	4.06	11.54	9.86	1.170	2.114	0.0011	0.0012	0.000	0.002	0.006	0.081	3.13	3.13
-183.1	-1.50	2.93	0.005	4.17	12.21	10.03	1.218	1.998	0.0009	0.0010	0.000	0.003	0.005	0.086	3.14	3.14
-183.4	-1.75	2.95	0.006	4.28	12.60	10.17	1.239	1.937	0.0008	0.0009	0.000	0.003	0.002	0.088	3.14	3.14
-183.6	-2.00	2.96	0.007	4.39	12.98	10.30	1.260	1.880	0.0008	0.0008	0.000	0.003	0.002	0.090	3.14	3.14
-183.9	-2.25	2.97	0.008	4.50	13.36	10.44	1.280	1.826	0.0007	0.0007	0.000	0.003	0.002	0.092	3.15	3.15



FCV para Qmk-25, Tramo 2 (Final-Salida del Túnel)

S1

S2

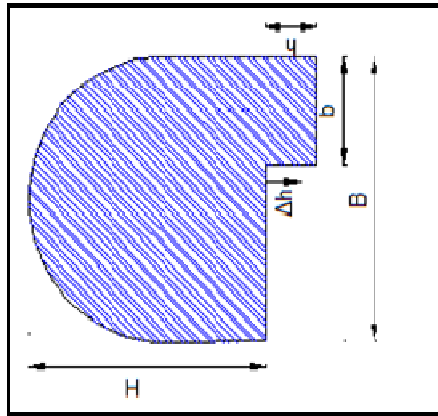
Q = 34.1 m³/s
 n = 0.0175
 S1 = 8.85%
 S2 = 0.35%

yc = 2.48 m
 Vc = 4.59 m/s
 B = 3.5 m
 H = 1.75 m
 b = 1 m
 h = 0.5 m

z1 = 0.021
 L = 5.88
 yc+(Vc)²/2g+z1 = 3.57

Modelo 2.46
 25
 VERDADERO
 1.00

$$y_c + \frac{v_c^2}{2g} + z_1 = y_i + \frac{v_i^2}{2g} + \sum h_f$$



xi	y	zi	Δhi	θ	A1	A2	A	Pm	Rh	V	le	[le +(e+1)]/2	Δhf	Σhi	yi + (Vi) ² /2g+zi+S
0.00	2.46	0.021	0.00	1.4525	6.63	0.72	7.35	8.41	0.873	4.64	0.0079	0.0079	0.002	0.00	3.57
0.25	2.33	0.020	0.02	1.5223	6.68	0.30	6.98	8.17	0.854	4.89	0.0090	0.0090	0.002	0.002	3.57
0.50	2.27	0.019	0.04	1.5599	6.73	0.07	6.80	8.04	0.846	5.02	0.0096	0.0096	0.002	0.004	3.57
0.75	2.22	0.018	0.06	-	6.67	0.00	6.67	7.93	0.840	5.12	0.0101	0.0099	0.002	0.007	3.57
1.00	2.17	0.017	0.09	-	6.56	0.00	6.56	7.84	0.836	5.20	0.0105	0.0103	0.003	0.009	3.57
1.25	2.13	0.016	0.11	-	6.46	0.00	6.46	7.76	0.833	5.28	0.0109	0.0107	0.003	0.012	3.57
1.50	2.09	0.015	0.13	-	6.38	0.00	6.38	7.68	0.831	5.34	0.0112	0.0110	0.003	0.015	3.57
1.75	2.05	0.014	0.15	-	6.31	0.00	6.31	7.61	0.829	5.41	0.0115	0.0113	0.003	0.018	3.57
2.00	2.02	0.014	0.17	-	6.24	0.00	6.24	7.54	0.828	5.46	0.0118	0.0116	0.003	0.021	3.57
2.25	1.99	0.013	0.19	-	6.18	0.00	6.18	7.47	0.827	5.52	0.0120	0.0119	0.003	0.024	3.57
2.50	1.95	0.012	0.21	-	6.12	0.00	6.12	7.41	0.826	5.57	0.0123	0.0121	0.003	0.027	3.57
2.75	1.92	0.011	0.23	-	6.07	0.00	6.07	7.35	0.826	5.62	0.0125	0.0124	0.003	0.030	3.57
3.00	1.89	0.010	0.26	-	6.01	0.00	6.01	7.29	0.825	5.67	0.0127	0.0126	0.003	0.033	3.57
3.25	1.86	0.009	0.28	-	5.97	0.00	5.97	7.23	0.825	5.72	0.0129	0.0128	0.003	0.036	3.57
3.50	1.84	0.008	0.30	-	5.92	0.00	5.92	7.17	0.825	5.76	0.0131	0.0130	0.003	0.039	3.57
3.75	1.81	0.007	0.32	-	5.88	0.00	5.88	7.12	0.826	5.80	0.0133	0.0132	0.003	0.043	3.57
4.00	1.78	0.007	0.34	-	5.83	0.00	5.83	7.06	0.826	5.84	0.0135	0.0134	0.003	0.046	3.57
4.25	1.75	0.006	0.36	-	5.79	0.00	5.79	7.01	0.827	5.88	0.0137	0.0136	0.003	0.049	3.57
4.50	1.73	0.005	0.38	-	5.76	0.00	5.76	6.96	0.827	5.92	0.0138	0.0138	0.003	0.053	3.57
4.75	1.70	0.004	0.40	-	5.72	0.00	5.72	6.91	0.828	5.96	0.0140	0.0139	0.003	0.056	3.57
5.00	1.68	0.003	0.43	-	5.68	0.00	5.68	6.85	0.829	6.00	0.0141	0.0141	0.004	0.060	3.57
5.25	1.65	0.002	0.45	-	5.65	0.00	5.65	6.81	0.830	6.04	0.0143	0.0142	0.004	0.063	3.57
5.50	1.63	0.001	0.47	-	5.62	0.00	5.62	6.76	0.831	6.07	0.0144	0.0144	0.004	0.067	3.57
5.75	1.60	0.000	0.49	-	5.58	0.00	5.58	6.71	0.833	6.11	0.0146	0.0145	0.004	0.071	3.57
5.88	1.59	0.000	0.50	-	5.57	0.00	5.57	6.68	0.833	6.12	0.0146	0.0146	0.002	0.073	3.57

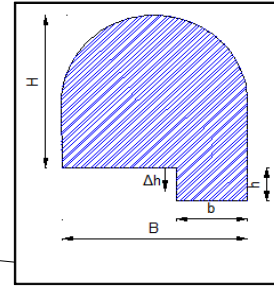
FGV para QIR=25, Tramo 1 (Tramo del Túnel)

Q = 34.1 m³/s
 n = 0.0175
 B = 3.5 m
 H = 1.75 m
 n = 0.0175
 S2 = 0.35%

yc = 2.48 m
 Vc = 4.59 m/s
 b = 1 m
 h = 0.5 m

L = 181.64 m

$$y_i + \frac{V_i^2}{2g} + z_i = y_c + \frac{V_c^2}{2g} + \sum_i hf_i$$



Modelo 248%
 74
 FALSO
 100

S1

S2

xi	y	zi	θ	A1	A2	A	Pm	Rh	V	le	(lei+(ei+1))/2	Δhf	Σhi	yc+(Vc)²/2g+Σhi	yi+(Vi)²/2g+zi
0	2.482	0.00	1.438	6.63	0.81	7.44	8.47	0.878	4.59	0.0077	0.0077	0.0077	0.018	3.55	3.55
-2.5	2.595	0.01	1.372	6.63	1.20	7.82	8.69	0.900	4.36	0.0067	0.0072	0.018	0.018	3.57	3.57
-5	2.636	0.02	1.348	6.63	1.34	7.97	8.78	0.907	4.28	0.0064	0.0065	0.016	0.034	3.59	3.59
-7.5	2.667	0.03	1.33	6.63	1.44	8.07	8.84	0.913	4.23	0.0062	0.0063	0.016	0.050	3.60	3.60
-10	2.692	0.04	1.316	6.63	1.53	8.15	8.89	0.917	4.18	0.0060	0.0061	0.015	0.065	3.62	3.62
-12.5	2.713	0.04	1.303	6.63	1.60	8.23	8.94	0.920	4.15	0.0059	0.0059	0.015	0.080	3.63	3.63
-15	2.732	0.05	1.292	6.63	1.66	8.29	8.98	0.924	4.11	0.0058	0.0058	0.015	0.095	3.65	3.65
-17.5	2.749	0.06	1.282	6.63	1.72	8.35	9.01	0.926	4.09	0.0057	0.0057	0.014	0.109	3.66	3.66
-20	2.764	0.07	1.273	6.63	1.77	8.40	9.04	0.929	4.06	0.0056	0.0056	0.014	0.123	3.68	3.67
-22.5	2.778	0.08	1.264	6.63	1.82	8.45	9.07	0.931	4.04	0.0055	0.0055	0.014	0.137	3.69	3.69
-25	2.791	0.09	1.256	6.63	1.86	8.49	9.10	0.933	4.02	0.0054	0.0054	0.014	0.150	3.70	3.70
-27.5	2.804	0.10	1.249	6.63	1.90	8.53	9.13	0.935	4.00	0.0054	0.0054	0.013	0.164	3.72	3.71
-30	2.815	0.11	1.242	6.63	1.94	8.57	9.15	0.936	3.98	0.0053	0.0053	0.013	0.177	3.73	3.73
-32.5	2.826	0.11	1.235	6.63	1.98	8.60	9.17	0.938	3.96	0.0052	0.0053	0.013	0.190	3.74	3.74
-35	2.836	0.12	1.229	6.63	2.01	8.64	9.20	0.939	3.95	0.0052	0.0052	0.013	0.203	3.76	3.75
-37.5	2.846	0.13	1.223	6.63	2.04	8.67	9.22	0.941	3.93	0.0051	0.0052	0.013	0.216	3.77	3.77
-40	2.855	0.14	1.218	6.63	2.08	8.70	9.24	0.942	3.92	0.0051	0.0051	0.013	0.229	3.78	3.78
-42.5	2.864	0.15	1.212	6.63	2.10	8.73	9.25	0.943	3.91	0.0051	0.0051	0.013	0.242	3.80	3.79
-45	2.872	0.16	1.207	6.63	2.13	8.76	9.27	0.944	3.89	0.0050	0.0050	0.013	0.254	3.81	3.80
-47.5	2.881	0.17	1.202	6.63	2.16	8.78	9.29	0.945	3.88	0.0050	0.0050	0.012	0.267	3.82	3.82
-50	2.888	0.18	1.197	6.63	2.18	8.81	9.31	0.946	3.87	0.0049	0.0049	0.012	0.279	3.83	3.83
-52.5	2.896	0.18	1.193	6.63	2.21	8.83	9.32	0.947	3.86	0.0049	0.0049	0.012	0.292	3.85	3.84
-55	2.903	0.19	1.188	6.63	2.23	8.86	9.34	0.948	3.85	0.0049	0.0049	0.012	0.304	3.86	3.85
-57.5	2.910	0.20	1.184	6.63	2.25	8.88	9.35	0.949	3.84	0.0048	0.0048	0.012	0.316	3.87	3.86
-60	2.917	0.21	1.180	6.63	2.28	8.90	9.37	0.950	3.83	0.0048	0.0048	0.012	0.328	3.88	3.87
-62.5	2.923	0.22	1.176	6.63	2.30	8.92	9.38	0.951	3.82	0.0048	0.0048	0.012	0.340	3.89	3.89
-65	2.929	0.23	1.172	6.63	2.32	8.94	9.40	0.952	3.81	0.0048	0.0048	0.012	0.352	3.91	3.90
-67.5	2.936	0.24	1.168	6.63	2.34	8.96	9.41	0.952	3.81	0.0047	0.0047	0.012	0.364	3.92	3.91
-70	2.941	0.25	1.165	6.63	2.36	8.98	9.42	0.953	3.80	0.0047	0.0047	0.012	0.376	3.93	3.92
-72.5	2.947	0.25	1.161	6.63	2.37	9.00	9.43	0.954	3.79	0.0047	0.0047	0.012	0.387	3.94	3.93
-75	2.953	0.26	1.158	6.63	2.39	9.02	9.45	0.955	3.78	0.0047	0.0047	0.012	0.399	3.95	3.94
-77.5	2.958	0.27	1.154	6.63	2.41	9.03	9.46	0.955	3.77	0.0046	0.0046	0.012	0.411	3.96	3.96
-80	2.963	0.28	1.151	6.63	2.43	9.05	9.47	0.956	3.77	0.0046	0.0046	0.012	0.422	3.98	3.97
-82.5	2.968	0.29	1.148	6.63	2.44	9.07	9.48	0.956	3.76	0.0046	0.0046	0.012	0.434	3.99	3.98
-85	2.973	0.30	1.145	6.63	2.46	9.08	9.49	0.957	3.75	0.0046	0.0046	0.011	0.445	4.00	3.99
-87.5	2.978	0.31	1.142	6.63	2.47	9.10	9.50	0.957	3.75	0.0046	0.0046	0.011	0.457	4.01	4.00
-90	2.983	0.32	1.139	6.63	2.49	9.11	9.51	0.958	3.74	0.0045	0.0045	0.011	0.468	4.02	4.01
-92.5	2.988	0.32	1.136	6.63	2.50	9.13	9.52	0.959	3.74	0.0045	0.0045	0.011	0.479	4.03	4.02
-95	2.992	0.33	1.133	6.63	2.52	9.14	9.53	0.959	3.73	0.0045	0.0045	0.011	0.491	4.04	4.03
-97.5	2.996	0.34	1.130	6.63	2.53	9.16	9.54	0.960	3.72	0.0045	0.0045	0.011	0.502	4.06	4.04
-100	3.001	0.35	1.127	6.63	2.54	9.17	9.55	0.960	3.72	0.0045	0.0045	0.011	0.513	4.07	4.06
-102.5	3.005	0.36	1.125	6.63	2.56	9.18	9.56	0.960	3.71	0.0045	0.0045	0.011	0.524	4.08	4.07
-105	3.009	0.37	1.122	6.63	2.57	9.20	9.57	0.961	3.71	0.0044	0.0044	0.011	0.535	4.09	4.08
-107.5	3.013	0.38	1.120	6.63	2.58	9.21	9.58	0.961	3.70	0.0044	0.0044	0.011	0.546	4.10	4.09
-110	3.017	0.39	1.117	6.63	2.60	9.22	9.59	0.962	3.70	0.0044	0.0044	0.011	0.557	4.11	4.10
-112.5	3.021	0.39	1.115	6.63	2.61	9.23	9.60	0.962	3.69	0.0044	0.0044	0.011	0.568	4.12	4.11
-115	3.025	0.40	1.112	6.63	2.62	9.24	9.60	0.963	3.69	0.0044	0.0044	0.011	0.579	4.13	4.12
-117.5	3.028	0.41	1.110	6.63	2.63	9.26	9.61	0.963	3.68	0.0044	0.0044	0.011	0.590	4.14	4.13
-120	3.032	0.42	1.108	6.63	2.64	9.27	9.62	0.963	3.68	0.0044	0.0044	0.011	0.601	4.16	4.14
-122.5	3.035	0.43	1.105	6.63	2.65	9.28	9.63	0.964	3.68	0.0043	0.0044	0.011	0.612	4.17	4.15
-125	3.039	0.44	1.103	6.63	2.66	9.29	9.64	0.964	3.67	0.0043	0.0043	0.011	0.623	4.18	4.16
-127.5	3.042	0.45	1.101	6.63	2.67	9.30	9.64	0.964	3.67	0.0043	0.0043	0.011	0.634	4.19	4.17
-130	3.045	0.46	1.099	6.63	2.69	9.31	9.65	0.965	3.66	0.0043	0.0043	0.011	0.645	4.20	4.18
-132.5	3.049	0.46	1.097	6.63	2.70	9.32	9.66	0.965	3.66	0.0043	0.0043	0.011	0.655	4.21	4.19
-135	3.052	0.47	1.095	6.63	2.71	9.33	9.67	0.965	3.65	0.0043	0.0043	0.011	0.666	4.22	4.21
-137.5	3.055	0.48	1.093	6.63	2.71	9.34	9.67	0.966	3.65	0.0043	0.0043	0.011	0.677	4.23	4.22
-140	3.058	0.49	1.091	6.63	2.72	9.35	9.68	0.966	3.65	0.0043	0.0043	0.011	0.688	4.24	4.23
-142.5	3.061	0.50	1.089	6.63	2.73	9.36	9.69	0.966	3.64	0.0043	0.0043	0.011	0.698	4.25	4.24
-145	3.064	0.51	1.087	6.63	2.74	9.37	9.69	0.966	3.64	0.0042	0.0043	0.011	0.709	4.26	4.25
-147.5	3.067	0.52	1.085	6.63	2.75	9.38	9.70	0.967	3.64	0.0042	0.0042	0.011	0.719	4.27	4.26
-150	3.070	0.53	1.083	6.63	2.76	9.39	9.71	0.967	3.63	0.0042	0.0042	0.011	0.730	4.28	4.27
-152.5	3.073	0.53	1.081	6.63	2.77	9.39	9.71	0.967	3.63	0.0042	0.0042	0.011	0.741	4.29	4.28
-155	3.075	0.54	1.080	6.63	2.78	9.40	9.72	0.967	3.63	0.0042	0.0042	0.011	0.751	4.31	4.29
-157.5	3.078	0.55	1.078	6.63	2.79	9.41	9.73	0.968	3.62	0.0042	0.0042	0.011	0.762	4.32	4.30
-160	3.081	0.56	1.076	6.63	2.79	9.42	9.73	0.968	3.62	0.0042	0.0042	0.010	0.772	4.33	4.31
-162.5	3.083	0.57	1.074	6.63	2.80	9.43	9.74	0.968	3.62	0.0042	0.0042	0.010	0.783	4.34	4.32
-165	3.086	0.58	1.073	6.63	2.81	9.44	9.74	0.968	3.61	0.0042	0.0042	0.010	0.793	4.35	4.33
-167.5	3.089	0.59	1.071	6.63	2.82	9.44	9.75	0.969	3.61	0.0042	0.0042	0.010	0.803	4.36	4.34
-170	3.091	0.60	1.069	6.63	2.83	9.45	9.75	0.969	3.61	0.0042	0.0042	0.010	0.814	4.37	4.35
-172.5	3.094	0.60	1.068	6.63	2.83	9.46	9.76	0.969	3.61	0.0042	0.0042	0.010	0.824	4.38	4.36
-175	3.096	0.61	1.066	6.63	2.84	9.47	9.77	0.969	3.60	0.0041	0.0041	0.010	0.835	4.39	4.37
-177.5	3.098	0.62	1.065	6.63	2.85	9.47	9.77	0.970	3.60	0.0041	0.0041	0.010	0.845	4.40	4.38
-180	3.101	0.63	1.063	6.63	2.86	9.48	9.78	0.970	3.60	0.0041	0.0041	0.010	0.855	4.41	4.39
-181.6	3.102	0.64	1.062	6.63	2.86	9.485	9.78	0.970	3.60						

FGV para Q_R=25, Transición (Tramo Antes del Túnel)

Q = 34.1 m³/s b = 1 m V₂ = 3.10 m Nota : y > 2.508
 n = 0.0175 V₂ = 3.60 m/s

Bt = 3.5 m h = 0.5 m

H = 1.75 m

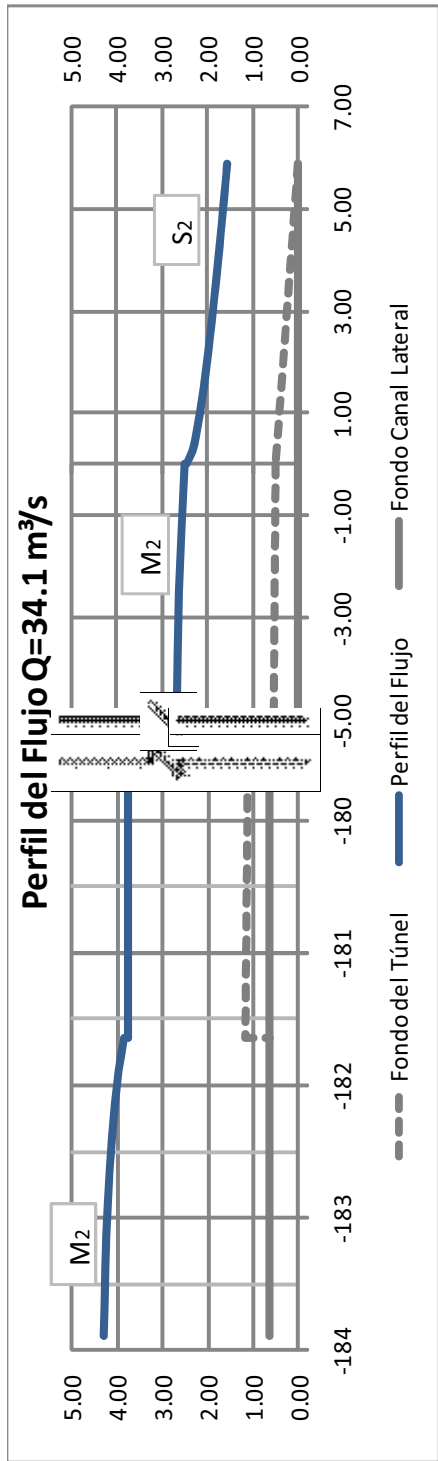
n = 0.0175

S₂ = 0.0035 0.085

Modelo: 3.19
 10.00
 VERDADERO
 100.00

$$y_2 + \frac{(V_2)^2}{2g} + \sum hi + \sum ht = y_1 + \frac{(V_1)^2}{2g} + z_1$$

x	xi	y	zi	Bi	A	Pm	Rh	V	le	$\frac{[le + (e + 1)]}{2}$	Δhf	$\sum hi$	Δht	$\sum ht$	$y_2 + \frac{(V_2)^2}{2g} + \sum hi + \sum ht$	$y_1 + \frac{(V_1)^2}{2g} + z_1$
-181.6	0.00	3.19	0.000	3.50	9.90	9.87	1.003	3.443	0.0036	0.0018	0.000	0.000	0.030	0.030	3.79	3.79
-181.9	-0.25	3.31	0.001	3.61	10.90	10.24	1.065	3.129	0.0028	0.0032	0.001	0.001	0.021	0.051	3.81	3.81
-182.1	-0.50	3.40	0.002	3.72	11.78	10.52	1.120	2.894	0.0022	0.0025	0.001	0.001	0.014	0.066	3.83	3.83
-182.4	-0.75	3.46	0.003	3.83	12.61	10.76	1.172	2.704	0.0018	0.0020	0.001	0.002	0.011	0.077	3.84	3.84
-182.6	-1.00	3.52	0.004	3.94	13.41	10.98	1.222	2.542	0.0015	0.0017	0.000	0.002	0.009	0.085	3.85	3.85
-182.9	-1.25	3.56	0.004	4.06	14.20	11.17	1.271	2.402	0.0013	0.0014	0.000	0.003	0.007	0.092	3.86	3.86
-183.1	-1.50	3.59	0.005	4.17	14.97	11.35	1.319	2.278	0.0011	0.0012	0.000	0.003	0.006	0.098	3.86	3.86
-183.4	-1.75	3.61	0.006	4.28	15.45	11.50	1.343	2.207	0.0010	0.0011	0.000	0.003	0.003	0.101	3.87	3.87
-183.6	-2.00	3.63	0.007	4.39	15.92	11.64	1.367	2.142	0.0009	0.0010	0.000	0.003	0.003	0.104	3.87	3.87
-183.9	-2.25	3.64	0.008	4.50	16.39	11.79	1.391	2.080	0.0009	0.0009	0.000	0.004	0.003	0.107	3.87	3.87



DISEÑO DEL PERFIL HIDRODINÁMICO

Cota del fondo a la salida del tunel =	3850.33	
Cota de la descarga =	3842	
Q =	24.4	m ³ /s
B =	3.5	m
ho =	1.23	m → y (calado a la salida túnel)
ha =	1.63	m
Ho =	2.86	m

$$ha / Ho = 0.569$$

$$K = 0.487$$

$$n = 1.761$$

$$K = 1.873$$

$$n = 1.776$$

$$\frac{y}{Ho} = -K \left(\frac{x}{Ho} \right)^n$$

$$x^n = -K.Ho^{(n-1)}.y$$

Tipo Bureau of Reclamation

Coordenadas Perfil

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0	0.000	3.1	-1.604
0.1	-0.004	3.2	-1.697
0.2	-0.013	3.3	-1.791
0.3	-0.026	3.4	-1.888
0.4	-0.044	3.5	-1.987
0.5	-0.065	3.6	-2.088
0.6	-0.089	3.7	-2.191
0.7	-0.117	3.8	-2.296
0.8	-0.148	3.9	-2.404
0.9	-0.182	4	-2.513
1	-0.219	4.1	-2.625
1.1	-0.259	4.2	-2.739
1.2	-0.302	4.3	-2.855
1.3	-0.347	4.4	-2.973
1.4	-0.396	4.5	-3.093
1.5	-0.447	4.6	-3.215
1.6	-0.501	4.7	-3.339
1.7	-0.557	4.8	-3.465
1.8	-0.616	4.9	-3.593
1.9	-0.677	5	-3.723
2	-0.742	5.1	-3.855
2.1	-0.808	5.2	-3.989
2.2	-0.877	5.3	-4.125
2.3	-0.948	5.4	-4.263
2.4	-1.022	5.5	-4.403
2.5	-1.098	5.6	-4.545
2.6	-1.177	5.7	-4.689
2.7	-1.258	5.8	-4.835
2.8	-1.341	5.9	-4.983
2.9	-1.427	6	-5.133
3	-1.514	6.1	-5.284

Tipo WES

Coordenadas Perfil

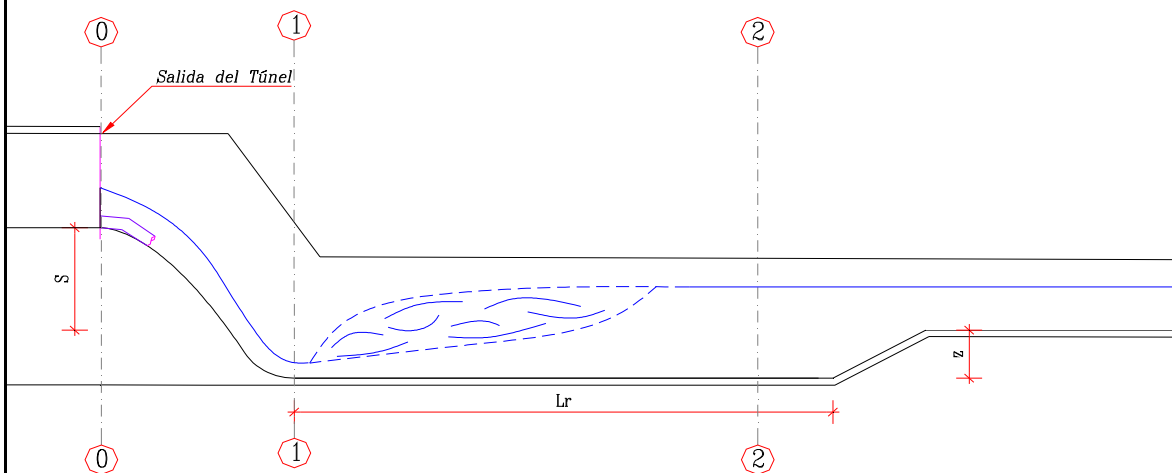
x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0	0.000	3.1	-1.761
0.1	-0.004	3.2	-1.863
0.2	-0.014	3.3	-1.968
0.3	-0.028	3.4	-2.075
0.4	-0.046	3.5	-2.185
0.5	-0.069	3.6	-2.297
0.6	-0.095	3.7	-2.411
0.7	-0.125	3.8	-2.528
0.8	-0.159	3.9	-2.647
0.9	-0.196	4	-2.769
1	-0.236	4.1	-2.893
1.1	-0.280	4.2	-3.020
1.2	-0.326	4.3	-3.149
1.3	-0.376	4.4	-3.280
1.4	-0.429	4.5	-3.414
1.5	-0.485	4.6	-3.549
1.6	-0.544	4.7	-3.688
1.7	-0.606	4.8	-3.828
1.8	-0.671	4.9	-3.971
1.9	-0.738	5	-4.116
2	-0.809	5.1	-4.263
2.1	-0.882	5.2	-4.413
2.2	-0.958	5.3	-4.565
2.3	-1.036	5.4	-4.719
2.4	-1.118	5.5	-4.875
2.5	-1.202	5.6	-5.034
2.6	-1.289	5.7	-5.194
2.7	-1.378	5.8	-5.357
2.8	-1.470	5.9	-5.522
2.9	-1.564	6	-5.690
3	-1.661	6.1	-5.859

CUENCO DISIPADOR DE ENERGÍA -RADIO DE ENLACE

Cota del fondo a la salida del tunel = 3850.33
 Cota inicio canal de descarga = 3846.00
 Cota de la descarga = 3842.00
 Cota del fondo del Cuenco = 3843.80

Q = 24.4 m³/s
 B = 3.5 m
 ho = 1.23 m
 ha = 1.63 m
 Eo = 2.86 m

→ y (calado a la salida túnel)



PRIMER CÁLCULO

z = 0 m
 S = 4.33 m
 E0 + S + z = 7.19 m
 y1 = 0.65
 E1 + hc = 7.19 ok
 Fr1 = 3.11
 y2 = 3.92 m

$$hc = 0.1 \frac{V_1^2}{2g}$$

$$E_0 + S + z = E_1 + hc$$

Flujo en Canal de Descarga

n = 0.015
 I = 0.35%
 yn = 1.89
 Q = 24.40

→ Calado en el canal de descarga

y2 > yn; Resalto Rechazado

SEGUNDO CÁLCULO

$$\begin{aligned} z &= 2.20 && \text{m} \\ S &= 4.33 && \text{m} \\ E_0 + S + z &= 9.39 && \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 0.56 \\ h_c &= 0.80 && \text{m} && h_c: \text{pérdidas entre las 2 secciones} \\ E_1 &= 8.59 \\ E_1 + h_p &= 9.39 && \text{ok} && \boxed{E_0 + S + z = E_1 + h_p} \\ Fr_1 &= 5.38 && > 4.5 && \longrightarrow \text{Resalto Estable} \\ y_2 &= 3.96 && \text{m} \\ Fr_2 &= 0.51 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= 0.015 \\ l &= 0.35\% \\ y_n &= 1.89 && \longrightarrow \text{Calado en el canal de descarga} \\ Q &= 24.40 \end{aligned}$$

$$y_2 < y_n + z; \quad \text{OK}$$

Longitud del cuenco

$$L_{r \min} = 20.4 \quad \text{m} \quad \longrightarrow \text{Se adopta 20 m}$$

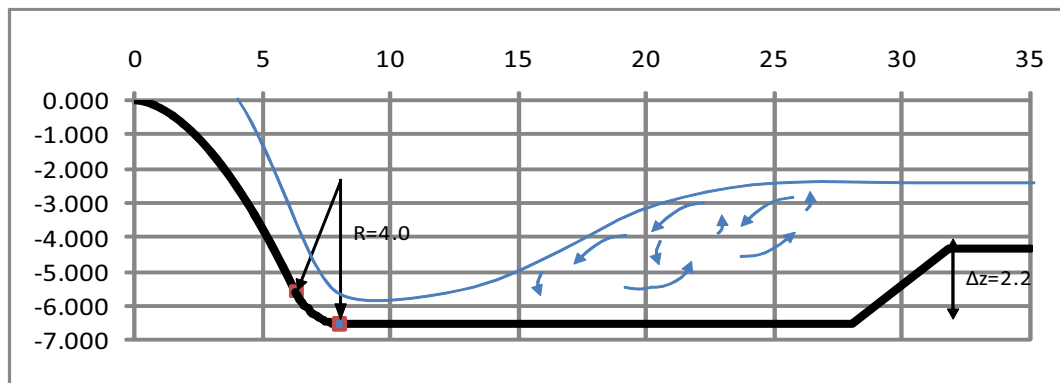
Radio de Enlace

$$\begin{aligned} v &= 41.19 && \text{ft/s} \\ H &= 4.05 && \text{ft} \end{aligned}$$

$$R = 10 \frac{V + 6.4H + 16}{3.6H + 64}$$

$$\begin{aligned} R_{\min} &= 11.42 \\ R_{\min} &= 3.48 \quad \text{m} \quad \longrightarrow \text{adoptado 4 m.} \end{aligned}$$

Esquema Perfil-Radio de Enlace-Cuenca Disipador



Cálculo de la Laminación del Embalse

t	Q	Δt	Caudal medio entrante	V. entrante	Carga media	Q descargado	V. descargado	Volumen retenido	Volumen embalse	Cota embalse	Cota Calc.
(min)	(m³/s)	(s)	$Q_m = (Q(i) + Q(i+1))/2$ (m³/s)	V_e (m³)	h_o (m)	Q_d (m³/s)	V_d (m³)	V_r (m³)	V_{emb} (m³)	Cota Emb. (m)	Cota Emb. (m)
0	0.10	0	0	0	0	0	0	0	5530000	3877.91	3877.91
5	0.35	300	0.2	68	0.000	0.00000	0.0	67.50	5530068	3877.91	3877.91
10	0.60	300	0.5	143	0.000	0.00000	0.0	142.50	5530210	3877.91	3877.91
15	2.65	300	1.6	488	0.000	0.00000	0.0	487.50	5530697	3877.91	3877.91
20	4.70	300	3.7	1103	0.002	0.00204	0.6	1101.89	5531799	3877.91	3877.91
25	17.90	300	11.3	3390	0.010	0.01675	5.0	3384.98	5535184	3877.92	3877.92
30	31.10	300	24.5	7350	0.026	0.07154	21.5	7328.54	5542513	3877.94	3877.94
35	54.00	300	42.6	12765	0.053	0.21365	64.1	12700.90	5555214	3877.96	3877.96
40	76.90	300	65.5	19635	0.095	0.51300	153.9	19481.10	5574695	3878.01	3878.01
45	82.25	300	79.6	23873	0.146	0.97501	292.5	23580.00	5598275	3878.06	3878.06
50	87.60	300	84.9	25478	0.200	1.56105	468.3	25009.19	5623284	3878.11	3878.11
55	77.85	300	82.7	24818	0.252	2.20672	662.0	24155.48	5647440	3878.16	3878.16
60	68.10	300	73.0	21893	0.297	2.82567	847.7	21044.80	5668484	3878.21	3878.21
65	54.70	300	61.4	18420	0.334	3.37390	1012.2	17407.83	5685892	3878.24	3878.24
70	41.30	300	48.0	14400	0.363	3.81201	1143.6	13256.40	5699149	3878.27	3878.27
75	34.70	300	38.0	11400	0.384	4.15903	1247.7	10152.29	5709301	3878.29	3878.29
80	28.10	300	31.4	9420	0.402	4.44236	1332.7	8087.29	5717388	3878.31	3878.31
85	23.70	300	25.9	7770	0.415	4.66970	1400.9	6369.09	5723757	3878.33	3878.33
90	19.30	300	21.5	6450	0.426	4.85052	1455.2	4994.84	5728752	3878.34	3878.34
95	16.35	300	17.8	5348	0.434	4.99140	1497.4	3850.08	5732602	3878.34	3878.34
100	13.40	300	14.9	4463	0.440	5.09958	1529.9	2932.63	5735535	3878.35	3878.35
105	11.80	300	12.6	3780	0.445	5.18216	1554.6	2225.35	5737760	3878.35	3878.35
110	10.20	300	11.0	3300	0.449	5.24651	1574.0	1726.05	5739486	3878.36	3878.36
115	9.15	300	9.7	2903	0.451	5.29566	1588.7	1313.80	5740800	3878.36	3878.36
120	8.10	300	8.6	2588	0.454	5.33271	1599.8	987.69	5741788	3878.36	3878.36
125	7.55	300	7.8	2348	0.455	5.36049	1608.1	739.35	5742527	3878.37	3878.37
130	7.00	300	7.3	2183	0.456	5.38187	1614.6	567.94	5743095	3878.37	3878.37
135	6.50	300	6.8	2025	0.457	5.39716	1619.1	405.85	5743501	3878.37	3878.37
140	6.00	300	6.3	1875	0.458	5.40670	1622.0	252.99	5743754	3878.37	3878.37
145	5.40	300	5.7	1710	0.458	5.40998	1623.0	87.01	5743841	3878.37	3878.37
150	4.80	300	5.1	1530	0.458	5.40651	1622.0	-91.95	5743749	3878.37	3878.37
155	4.60	300	4.7	1410	0.457	5.39861	1619.6	-209.58	5743539	3878.37	3878.37
160	4.40	300	4.5	1350	0.457	5.38857	1616.6	-266.57	5743273	3878.37	3878.37
165	4.20	300	4.3	1290	0.456	5.37640	1612.9	-322.92	5742950	3878.37	3878.37
170	4.00	300	4.1	1230	0.455	5.36215	1608.6	-378.65	5742571	3878.37	3878.37
175	3.80	300	3.9	1170	0.454	5.34585	1603.8	-433.75	5742137	3878.36	3878.36
180	3.60	300	3.7	1110	0.453	5.32751	1598.3	-488.25	5741649	3878.36	3878.36
185	3.40	300	3.5	1050	0.452	5.30717	1592.2	-542.15	5741107	3878.36	3878.36
190	3.20	300	3.3	990	0.451	5.28486	1585.5	-595.46	5740512	3878.36	3878.36
195	3.00	300	3.1	930	0.449	5.26061	1578.2	-648.18	5739863	3878.36	3878.36
200	2.80	300	2.9	870	0.448	5.23444	1570.3	-700.33	5739163	3878.36	3878.36
205	2.60	300	2.7	810	0.446	5.20640	1561.9	-751.92	5738411	3878.36	3878.36
210	2.40	300	2.5	750	0.445	5.17651	1553.0	-802.95	5737608	3878.35	3878.35
215	2.20	300	2.3	690	0.443	5.14480	1543.4	-853.44	5736755	3878.35	3878.35
220	2.00	300	2.1	630	0.441	5.11130	1533.4	-903.39	5735851	3878.35	3878.35
225	1.80	300	1.9	570	0.439	5.07605	1522.8	-952.81	5734899	3878.35	3878.35
230	1.60	300	1.7	510	0.437	5.03907	1511.7	-1001.72	5733897	3878.35	3878.35
235	1.40	300	1.5	450	0.434	5.00039	1500.1	-1050.12	5732847	3878.34	3878.34
240	1.20	300	1.3	390	0.432	4.96006	1488.0	-1098.02	5731749	3878.34	3878.34
245	1.00	300	1.1	330	0.430	4.91810	1475.4	-1145.43	5730603	3878.34	3878.34
250	0.80	300	0.9	270	0.427	4.87453	1462.4	-1192.36	5729411	3878.34	3878.34
255	0.60	300	0.7	210	0.425	4.82940	1448.8	-1238.82	5728172	3878.33	3878.33
260	0.40	300	0.5	150	0.422	4.78274	1434.8	-1284.82	5726887	3878.33	3878.33
265	0.25	300	0.3	98	0.419	4.73485	1420.5	-1322.96	5725564	3878.33	3878.33
270	0.10	300	0.2	53	0.416	4.68602	1405.8	-1353.31	5724211	3878.33	3878.33
280	0.10	600	0.1	60	0.410	4.58932	2753.6	-2693.59	5721517	3878.32	3878.32
290	0.10	600	0.1	60	0.405	4.49528	2697.2	-2637.17	5718880	3878.31	3878.31
300	0.10	600	0.1	60	0.399	4.40381	2642.3	-2582.28	5716298	3878.31	3878.31
310	0.10	600	0.1	60	0.394	4.31481	2588.9	-2528.89	5713769	3878.30	3878.30
320	0.10	600	0.1	60	0.389	4.22822	2536.9	-2476.93	5711292	3878.30	3878.30
330	0.10	600	0.1	60	0.383	4.14395	2486.4	-2426.37	5708866	3878.29	3878.29
340	0.10	600	0.1	60	0.378	4.06192	2437.1	-2377.15	5706489	3878.29	3878.29
350	0.10	600	0.1	60	0.373	3.98206	2389.2	-2329.23	5704159	3878.28	3878.28
360	0.10	600	0.1	60	0.368	3.90429	2342.6	-2282.58	5701877	3878.28	3878.28
370	0.10	600	0.1	60	0.364	3.82856	2297.1	-2237.14	5699640	3878.27	3878.27
380	0.10	600	0.1	60	0.359	3.75480	2252.9	-2192.88	5697447	3878.27	3878.27
390	0.10	600	0.1	60	0.354	3.68293	2209.8	-2149.76	5695297	3878.26	3878.26
400	0.10	600	0.1	60	0.350	3.61291	2167.7	-2107.75	5693189	3878.26	3878.26
410	0.10	600	0.1	60	0.345	3.54468	2126.8	-2066.81	5691122	3878.26	3878.26
420	0.10	600	0.1	60	0.341	3.47817	2086.9	-2026.90	5689096	3878.25	3878.25
430	0.10	600	0.1	60	0.337	3.41334	2048.0	-1988.00	5687108	3878.25	3878.25
440	0.10	600	0.1	60	0.333	3.35012	2010.1	-1950.07	5685157	3878.24	3878.24
450	0.10	600	0.1	60	0.329	3.28849	1973.1	-1913.09	5683244	3878.24	3878.24
460	0.10	600	0.1	60	0.325	3.22837	1937.0	-1877.02	5681367	3878.23	3878.23
470	0.10	600	0.1	60	0.321	3.16974	1901.8	-1841.84	5679526	3878.23	3878.23
480	0.10	600	0.1	60	0.317	3.11253	1867.5	-1807.52	5677718	3878.23	3878.23
490	0.10	600	0.1	60	0.313	3.05672	1834.0	-1774.03	5675944	3878.22	3878.22
500	0.10	600	0.1	60	0.309	3.00226	1801.4	-1741.35	5674203	3878.22	3878.22
510	0.10	600	0.1	60	0.306	2.94910	1769.5	-1709.46	5672493	3878.22	3878.22
520	0.10	600	0.1	60	0.302	2.89721	1738.3	-1678.33	5670815	3878.21	3878.21
530	0.10	600	0.1	60	0.298	2.84656	1707.9	-1647.93	5669167	3878.21	3878.21
540	0.10	600	0.1	60	0.295	2.79710	1678.3	-1618.26	5667549	3878.20	3878.20
550	0.10	600	0.1	60	0.292	2.74880	1649.3	-1589.28	5665959	3878.20	3878.20
560	0.10	600	0.1	60	0.288	2.70163	1621.0	-1560.98	5664398	3878.20	3878.20
570	0.10	600	0.1	60	0.285	2.65555	1593.3	-1533.33	5662865	3878.19	3878.19
580	0.10	600	0.1	60	0.282	2.61054	1566.3	-1506.32	5661359	3878.19	3878.19
590	0.10	600	0.1	60	0.279	2.56656	1539.9	-1479.94	5659879	3878.19	3878.19
600	0.10	600	0.1	60	0.275	2.52359	1514.2	-1454.15	5658425	3878.19	3878.19
610	0.10	600	0.1	60	0.272	2.48159	1489.0	-1428.95	5656996	3878.18	3878.18
620	0.10	600	0.1	60	0.269	2.44054	1464.3	-1404.32	5655591	3878.18	3878.18
630	0.10	600	0.1	60	0.266	2.40041	1440.2	-1380.25	5654211	3878.18	3878.18
640	0.10	600	0.1	60	0.263	2.36118	1416.7	-1356.71	5652854	3878.17	3878.17
650	0.10	600	0.1	60	0.261	2.32282	1393.7	-1333.69	5651521	3878.17	3878.17
660	0.10	600	0.1	60	0.258	2.28530	1371.2	-1311.18	5650210	3878.17	3878.17
670	0.10	600	0.1	60	0.255	2.24862	1349.2	-1289.17	5648920</		

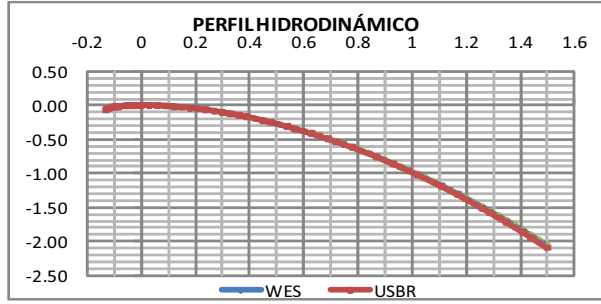
10.2 DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DE EXCESOS

Perfil del Cimacio

Cota cresta =	3877.91	m
P =	2	m
L (ancho vertedero) =	8	m
Q (Caudal laminado) =	5.41	m ³ /s
q =	0.676	m ³ /s/m

h _o =	0.4579	m
V _a =	0.275	m/s
h _a =	0.0039	m
H _o =	0.4618	m
P/H _o =	4.33	
Co =	2.1825	
Co.L =	17.46	

Fig. 9.23



1. Tipo WES

$$x^n = -K h_o^{(n-1)} y$$

K =	2
n =	1.85

2. Tipo USBR

$$\frac{y}{H_o} = -K \left(\frac{x}{H_o} \right)^n$$

h _a /H _o =	0.008
K =	0.502
n =	1.868

3. Cálculo del calado a la salida del perfil

H _o =	0.46	m
P =	2	m
H _o + P =	2.46	m
H _o + P = E ₁ + hc		OK
y ₁ =	0.104	m
hc =	0.21	m
E ₁ + hc =	2.46	m

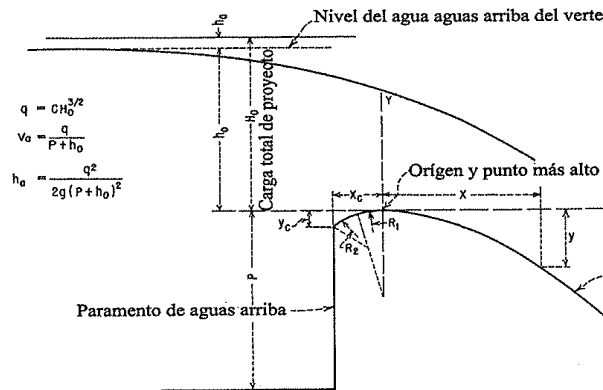
4. Radio de Enlace

v =	21.27	ft/s
h _o =	0.46	ft
R _{min} =	4.10	ft
R _{min} =	1.25	m

$$R = 10 \left(\frac{V_1 + 6.4 h_o + 16}{3.6 h_o + 64} \right)$$

USBUR		WES	
Xc/Ho =	0.279	Xc (m) =	0.13
Yc/Ho =	0.123	Yc (m) =	0.06
R1/Ho =	0.527	R1 (m) =	0.23
R2/Ho =	0.228	R2 (m) =	0.105

WES		USBUR	
x	y	Cota	Cota
-0.129	-0.06	3877.85	3877.85
-0.1235	-0.05	3877.86	3877.86
-0.1173	-0.04	3877.87	3877.87
-0.1103	-0.03	3877.88	3877.88
-0.1027	-0.03	3877.88	3877.88
-0.0946	-0.02	3877.89	3877.89
-0.0859	-0.02	3877.89	3877.89
-0.0768	-0.01	3877.90	3877.90
-0.0674	-0.01	3877.90	3877.90
-0.0542	-0.01	3877.90	3877.90
-0.0408	0.00	3877.91	3877.91
-0.0273	0.00	3877.91	3877.91
-0.0137	0.00	3877.91	3877.91
0.00	0.00	3877.91	3877.91
0.03	0.00	3877.91	3877.91
0.06	-0.01	3877.90	3877.90
0.09	-0.01	3877.90	3877.90
0.12	-0.02	3877.89	3877.89
0.15	-0.03	3877.88	3877.88
0.18	-0.04	3877.87	3877.87
0.21	-0.05	3877.86	3877.86
0.24	-0.07	3877.84	3877.84
0.27	-0.09	3877.82	3877.82
0.30	-0.10	3877.81	3877.81
0.33	-0.12	3877.79	3877.79
0.36	-0.15	3877.76	3877.76
0.39	-0.17	3877.74	3877.74
0.42	-0.20	3877.71	3877.72
0.45	-0.22	3877.69	3877.69
0.48	-0.25	3877.66	3877.66
0.51	-0.28	3877.63	3877.63
0.54	-0.31	3877.60	3877.60
0.57	-0.34	3877.57	3877.57
0.60	-0.38	3877.53	3877.53
0.63	-0.41	3877.50	3877.50



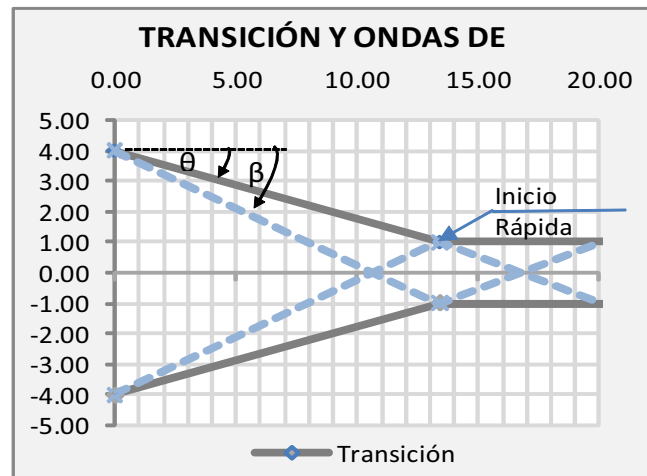
(A) ELEMENTOS DE PERFIL DE UN VERTEDERO

Diseño de la Transición

1. Longitud de Transición

Q =	5.41	m ³ /s
B1 =	8	m
y1 =	0.104	m
V1 =	6.48	m/s
Fr1 =	6.41	
B3 =	2.00	m

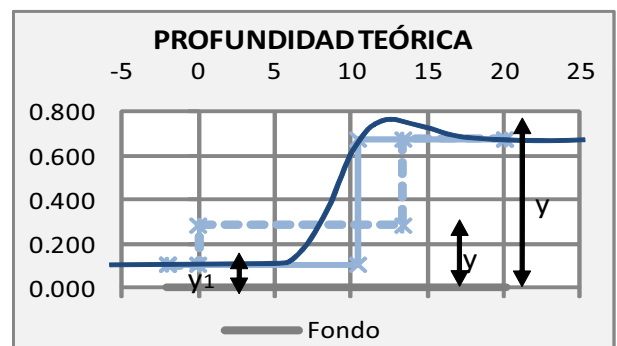
	Sol. 1	Sol. 2
θ (rad) =	0.829	0.220
θ (°) =	47.49	12.62
$\tan \theta$ =	1.091	0.224
β (rad) =	1.068	0.357
β (°) =	61.19	20.46
$\tan \beta$ =	1.818	0.373
$\tan \theta f(\beta)$ =	1.091	0.224
L f(θ) (m) =	2.75	13.40
L f(β) (m) =	2.75	13.40



2. Frentes de Onda (Resalto Oblicuo)

$y2 / y1 =$	2.71	
y2 =	0.28	m
V2 =	9.58	m/s
Fr2 =	5.75	

$y3 / y2 =$	2.39	
y3 =	0.67	m
V3 =	4.01	m/s
Fr3 =	1.56	



3. Resguardo del Canal

Resguardo =	0.77	m
hpar(min) =	1.44	m

Adoptado 1.5 m

Flujo Gradualmente Variado-Aguas Claras

Cota horizonte energético = 3878.37 m
 ho = 0.46 m
 Q = 5.41 m³/s
 n = 0.015
 V₁ = 0.104 m
 V₃ = 0.674 m

Pendiente de la rápida = 0.21 m/m
 ΔL = 5 m
 $y_3 + (V_3)^2 / 2g + z_3 = 3874.61$ m

$B_3 = 2.0$ m
 $B_1 = 8.0$ m
 $V_1 = 6.48$ m/s
 $V_3 = 4.01$ m/s

$y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + z_3 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 + \sum h_f$

ABSCISA	Cota del Fondo		y (m)	Cota nivel del agua (m)		A (m ²)	P (m)	V ₁ (m/s)	V ₂ (m/s)	le	[(ei+(ei+1)) 2]	h _{f1} (m)	Σh _{f1} (m)	Línea de Energía (m)	y ₁ +h _v +z ₁ +Σh _{f1} (m)
	(m)	(m)		(m)	(m)										
0+000.0	3877.91	3878.37	0.46	3878.37	3.66	8.92	1.48	-	-	-	-	-	3878.37	-	
0+001.5	3875.93	3876.03	0.104	3876.03	0.83	8.21	6.48	-	-	-	-	-	3878.18	-	
0+014.9	3873.12	3873.79	0.674	3873.79	1.35	3.35	4.01	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00	3874.61	3874.61	
0+019.9	3872.07	3872.50	0.431	3872.50	0.86	2.86	6.27	0.0438	0.02	0.02	0.11	0.11	3874.50	3874.61	
0+024.9	3871.02	3871.38	0.363	3871.38	0.73	2.73	7.45	0.0729	0.06	0.06	0.29	0.40	3874.21	3874.61	
0+029.9	3869.97	3870.29	0.327	3870.29	0.65	2.65	8.27	0.0995	0.09	0.09	0.43	0.83	3873.78	3874.61	
0+034.9	3868.92	3869.22	0.305	3869.22	0.61	2.61	8.86	0.1226	0.11	0.11	0.56	1.39	3873.22	3874.61	
0+039.9	3867.87	3868.16	0.291	3868.16	0.58	2.58	9.30	0.1418	0.13	0.13	0.66	2.05	3872.56	3874.61	
0+044.9	3866.82	3867.10	0.281	3867.10	0.56	2.56	9.62	0.1573	0.15	0.15	0.75	2.80	3871.81	3874.61	
0+049.9	3865.77	3866.04	0.274	3866.04	0.55	2.55	9.86	0.1696	0.16	0.16	0.82	3.61	3871.00	3874.61	
0+054.9	3864.72	3864.98	0.269	3864.98	0.54	2.54	10.04	0.1792	0.17	0.17	0.87	4.49	3870.12	3874.61	
0+059.9	3863.67	3863.93	0.266	3863.93	0.53	2.53	10.18	0.1867	0.18	0.18	0.91	5.40	3869.21	3874.61	
0+064.9	3862.62	3862.88	0.263	3862.88	0.53	2.53	10.28	0.1924	0.19	0.19	0.95	6.35	3868.26	3874.61	
0+069.9	3861.57	3861.83	0.261	3861.83	0.52	2.52	10.35	0.1967	0.19	0.19	0.97	7.32	3867.29	3874.61	
0+074.9	3860.52	3860.78	0.260	3860.78	0.52	2.52	10.41	0.2000	0.20	0.20	0.99	8.31	3866.30	3874.61	
0+079.9	3859.47	3859.72	0.259	3859.72	0.52	2.52	10.45	0.2025	0.20	0.20	1.01	9.32	3865.29	3874.61	
0+084.9	3858.42	3858.67	0.258	3858.67	0.52	2.52	10.48	0.2044	0.20	0.20	1.02	10.34	3864.27	3874.61	
0+089.9	3857.37	3857.62	0.257	3857.62	0.51	2.51	10.51	0.2058	0.21	0.21	1.03	11.36	3863.25	3874.61	
0+094.9	3856.32	3856.57	0.257	3856.57	0.51	2.51	10.52	0.2068	0.21	0.21	1.03	12.39	3862.22	3874.61	
0+099.9	3855.27	3855.52	0.257	3855.52	0.51	2.51	10.54	0.2076	0.21	0.21	1.04	13.43	3861.18	3874.61	
0+104.9	3854.22	3854.47	0.256	3854.47	0.51	2.51	10.55	0.2082	0.21	0.21	1.04	14.47	3860.14	3874.61	
0+109.9	3853.17	3853.42	0.256	3853.42	0.51	2.51	10.55	0.2087	0.21	0.21	1.04	15.51	3859.10	3874.61	
0+114.9	3852.12	3852.37	0.256	3852.37	0.51	2.51	10.56	0.2090	0.21	0.21	1.04	16.56	3858.05	3874.61	
0+119.9	3851.07	3851.32	0.256	3851.32	0.51	2.51	10.56	0.2093	0.21	0.21	1.05	17.60	3857.01	3874.61	
0+124.9	3850.02	3850.27	0.256	3850.27	0.51	2.51	10.57	0.2094	0.21	0.21	1.05	18.65	3855.96	3874.61	
0+129.9	3848.97	3849.22	0.256	3849.22	0.51	2.51	10.57	0.2096	0.21	0.21	1.05	19.70	3854.91	3874.61	
0+134.9	3847.92	3848.17	0.256	3848.17	0.51	2.51	10.57	0.2097	0.21	0.21	1.05	20.74	3853.87	3874.61	
0+139.9	3846.87	3847.12	0.256	3847.12	0.51	2.51	10.57	0.2098	0.21	0.21	1.05	21.79	3852.82	3874.61	

Flujo Gradualmente Variado Con Autoaeración

Q =	5.41	m ³ /s
B _s =	2.00	m
k =	0.002	m
I rápida =	0.21	m/m
θ rápida =	11.86	°

q =	2.70	m ³ /s/m
Sen(θ) =	0.21	
v (Agua 10°C) =	1.31E-06	m ² /s

Resguardo del Canal

Resguardo =	0.96	m
hpar(min) =	1.26	m

Adop. 1.5 m

La =	29.24	m
Ya =	0.29	m
Va =	9.38	m/s
Fra =	5.58	
τc =	0.20	
Re =	2.07E+06	

Para flujo uniforme autoaerado (Tabla)

λ_c / λ_n =	0.98	
$I / \sqrt{\lambda_n}$ =	5.45	
$I / \sqrt{\lambda_n}$ =	5.45	
λ_n =	0.034	
λ_c =	0.033	
ywn =	0.246	m
yn(90) =	0.307	m
ywn / ya =	0.853	

Valor iterado
fórmula Colebrook-White

Vwn =	11.0	m/s
Vn(90) =	11.4	m

Fórmulas :

$$\frac{L_n}{k} = 1.3.6(\text{sen}\theta)^{0.0796} \left(\frac{q}{\sqrt{g(\text{sen}\theta)k^3}} \right)^{0.713}$$

$$\frac{y_n}{k} = 0.223(\text{sen}\theta)^{-0.04} \left(\frac{q}{\sqrt{g(\text{sen}\theta)k^3}} \right)^{0.648}$$

$$\frac{V_n}{V_{90}} = \left(\frac{y_n}{y_{90}} \right)^{0.158}$$

$$Re = \frac{V \cdot y_n}{\nu}$$

$$I_m = \frac{I_{i+1} - I_i}{2}$$

$$y_w = (1 - \bar{c}) \cdot y_{90}$$

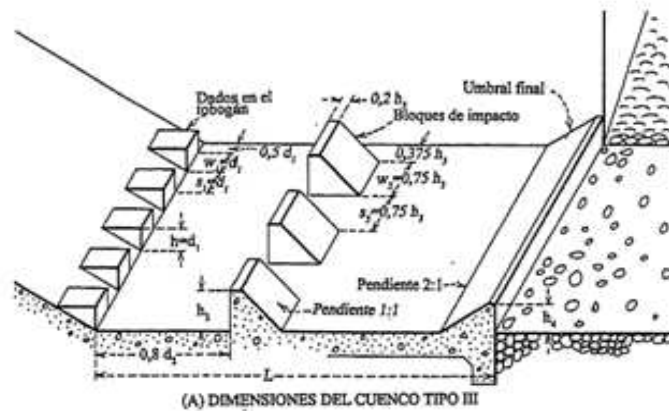
yw / ya	$\frac{I - y_w / y_n}{I - y_{wn} / y_n}$	\bar{c} / \bar{c}_n	τc	λ_c / λ_n	λ_c	le	lo-le	lm	yw	Vw	yw.Cosθ	(Vw) ² 2g	Ho	Δhf	Δx	ΣΔx	y90	Cota N. Agua	Cota L. E.
1.000	0.000	0.000	0.000	0.9958	0.0335	0.130	0.080		0.288	9.38	0.282	4.48	4.77			0	0.288	3867.26	3871.73
0.990	0.068	0.153	0.031	1.0047	0.0338	0.135	0.075	0.077	0.285	9.47	0.279	4.58	4.85	0.09	1.14	1.14	0.295	3867.02	3871.58
0.980	0.136	0.287	0.057	1.0066	0.0338	0.140	0.070	0.072	0.283	9.57	0.277	4.67	4.95	0.09	1.26	2.40	0.300	3866.75	3871.41
0.970	0.204	0.402	0.080	1.0052	0.0338	0.144	0.066	0.068	0.280	9.67	0.274	4.77	5.04	0.09	1.38	3.78	0.304	3866.46	3871.21
0.960	0.272	0.501	0.100	1.0025	0.0337	0.148	0.062	0.064	0.277	9.77	0.271	4.87	5.14	0.10	1.52	5.30	0.308	3866.14	3870.99
0.950	0.340	0.585	0.117	0.9992	0.0336	0.152	0.058	0.060	0.274	9.87	0.268	4.97	5.24	0.10	1.68	6.97	0.310	3865.78	3870.74
0.940	0.408	0.656	0.131	0.9960	0.0335	0.157	0.053	0.055	0.271	9.98	0.265	5.08	5.34	0.10	1.87	8.84	0.312	3865.39	3870.45
0.930	0.476	0.717	0.143	0.9930	0.0334	0.161	0.049	0.051	0.268	10.09	0.262	5.19	5.45	0.11	2.10	10.94	0.313	3864.94	3870.12
0.920	0.544	0.770	0.154	0.9902	0.0333	0.166	0.044	0.046	0.265	10.20	0.260	5.30	5.56	0.11	2.39	13.33	0.314	3864.44	3869.73
0.910	0.612	0.815	0.163	0.9876	0.0332	0.171	0.039	0.041	0.262	10.31	0.257	5.42	5.67	0.11	2.77	16.10	0.313	3863.85	3869.26
0.900	0.680	0.854	0.171	0.9853	0.0331	0.177	0.033	0.036	0.260	10.42	0.254	5.54	5.79	0.12	3.28	19.38	0.313	3863.16	3868.69
0.890	0.748	0.889	0.178	0.9831	0.0331	0.182	0.028	0.031	0.257	10.54	0.251	5.66	5.91	0.12	4.01	23.39	0.312	3862.32	3867.97
0.880	0.816	0.920	0.184	0.9811	0.0330	0.188	0.022	0.025	0.254	10.66	0.248	5.79	6.04	0.13	5.11	28.50	0.311	3861.24	3867.02
0.870	0.884	0.950	0.190	0.9791	0.0329	0.194	0.016	0.019	0.251	10.78	0.246	5.92	6.17	0.13	7.00	35.50	0.310	3859.77	3865.68
0.860	0.952	0.979	0.196	0.9772	0.0329	0.201	0.009	0.012	0.248	10.91	0.243	6.06	6.31	0.14	10.94	46.45	0.308	3857.46	3863.52
0.853	1.000	1.000	0.200	0.9758	0.0328	0.206	0.004	0.007	0.246	11.00	0.241	6.16	6.40	0.10	14.42	60.87	0.307	3847.08	3853.24

Disipador de Energía

Cota A. Arr. =	3847.9	m
B =	2	m
y ₉₀ =	0.31	m
V ₉₀ =	11.39	m/s
Q ₉₀ =	7.00	m ³ /s

Calado al inicio del Cuenco

Δy =	1.05	m
y ₁ =	0.29	m
V ₁ =	12.3	m/s
H ₀ + Δy =	7.97	m
H ₁ =	7.97	m



Fr ₁ =	7.34	→ Cuenco Tipo III
y ₂ =	2.82	m
Δhr =	5.07	m

$$\Delta Hr = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4 \frac{y_2}{y_1}} y_1$$

Dimensionamiento de los Elementos de la Estructura

1) Datos

		Adoptado
0.5d ₁ =	0.14 m	0.15 m
w ₁ =	0.29 m	0.3 m
s ₁ =	0.29 m	0.3 m
h =	0.29 m	0.3 m

2) Bloques de Impacto

h ₃ /y ₁ =	1.8	
		Adoptado
h ₃ =	0.51 m	0.5 m
0.375h ₃ =	0.19 m	0.2 m
w ₃ =	0.38 m	0.4 m
s ₃ =	0.38 m	0.4 m

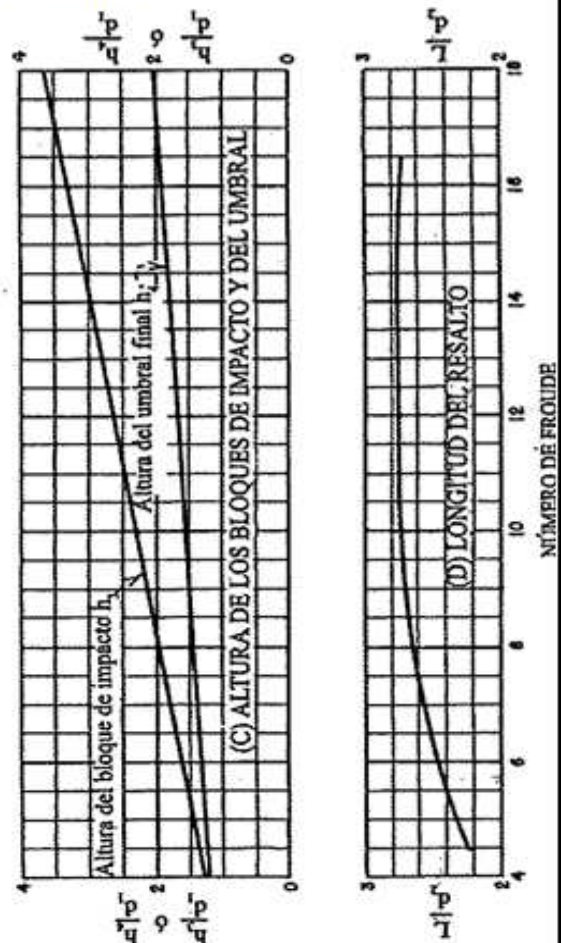
3) Umbral Final

h ₄ /y ₁ =	1.4
h ₄ =	0.40 m

4) Longitud del Resalto

L/y ₂ =	2.60	m
--------------------	------	---

L =	7.34 m	7.5 m	Adoptado
-----	--------	-------	----------



Canal de Restitución del Vertedero y Enrocado de Protección

1) Flujo Uniforme en el Canal

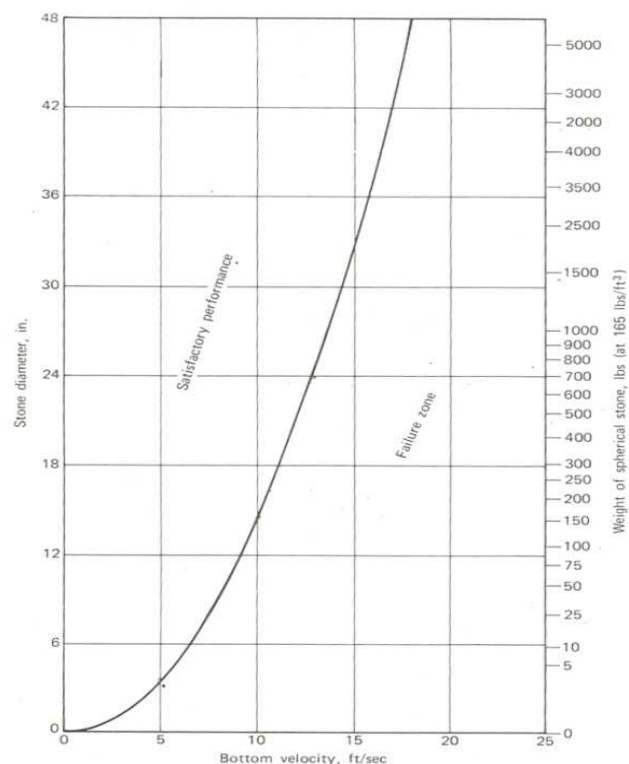
Q =	5.41 m/s ³
B =	2.00 m
n =	0.015
l =	0.004 m/m

y_n =	1.07 m
V_n =	2.54 m/s
Q_{calc} =	5.41 m/s ³

Δz =	1.76 m → 1.8 m
-------------	----------------

2) Enrocado

V_n =	8.32 ft/s	
∅_e =	9.7 in	
∅_e =	24.64 cm	→ adoptado 25 cm
Peso =	50 lb	
henrocado =	49 cm	→ adoptado 50 cm



10.3 DISEÑO DE LA CAPTACIÓN-DEASAGÜE DE FONDO

Pérdidas en el Sistema de Captación - Desagüe (Rejilla obstruidas 50%) D= 500 mm

Cota Máx. Operación = 3877.9 msnm
 Cota Salida Conducción = 3849.8 msnm
 Cota Vol. Muerto = 3855.4 msnm
 $\Delta H = 28.15$ m
 $n = 0.009$

Geometría de la Captación

Diametro interno de captación =	1	m
Area =	0.785	m ²
S (espesor barra) =	1.91	cm
b (espacio libre entre barras) =	2.54	cm
L (longitud barra)	5.3	cm
h (altura sección barra) =	0.5	m
α (ang. Inclinación) =	90	°
D1 (Despues de la entrada)=	0.49	m
D2 (Despues de valvula 1)=	0.49	m
D3 (Despues de valvula 2)=	0.49	m
D4 (Díametro a la salida)=	0.29	m



A1 =	0.189	m ²
A2 =	0.189	m ²
A3 =	0.189	m ²
A4 =	0.066	m ²

1. Pérdidas en la rejilla

L. del perímetro =	3.142	m
# de barras =	70.000	u
At =	1.571	m ²
Ae =	0.452	m ²
Kr =	1.238	
Δh1 =	0.309	xQ ²

$$K_r = 1.45 - 0.45 \frac{A_n}{A_t} - \left(\frac{A_n}{A_t} \right)^2$$

2. Pérdidas en la entrada

C =	0.980	
Ke =	0.041	
Δh2 =	0.003	xQ ²

$$K_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right)$$

3. Pérdidas por transición en la entrada

A1/Ae =	0.240	
Kc = ξ =	0.200	
Δh3 =	0.270	xQ ²

4. Pérdidas por fricción en el pozo y curvatura

Rh =	0.123	
L =	1.440	
Δh4 =	0.054	xQ ²

5. Pérdidas codo

Kcd =	0.350	*Sotelo
Δh5 =	0.502	xQ ²

6. Pérdidas por fricción en L1

Rh =	0.123	
L1 =	50.000	
Δh6 =	1.872	xQ ²

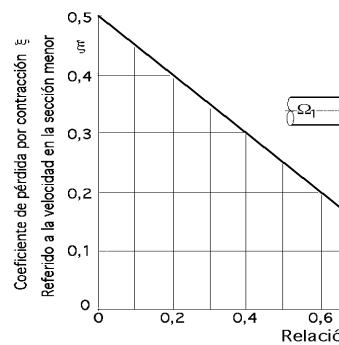
7. Pérdidas por transición 2

A2/A1 =	1.000	
Kc = ξ =	0.000	
Δh7 =	0.000	xQ ²

8. Pérdida local válvula mariposa 1

Cd =	0.845	
Kv =	0.400	
Δh8 =	0.573	xQ ²

$$K_v = \left(\frac{1}{C_d^2} - 1 \right)$$



Coef. de pérdidas por contracción-relación de secc
 Caída de presión por estrechamiento con $\beta > 30^\circ$
 para $\beta < 30^\circ$, $\xi = 0,05$

9. Pérdidas por fricción en L2

Rh =	0.123	
Lpozo =	70.000	
$\Delta h_9 =$	2.621	$\times Q^2$

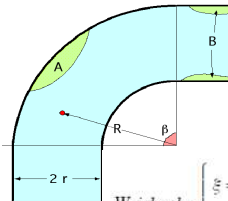
10. Pérdidas Cambio de dirección 1

$\theta =$	29.470	°
Kdir =	0.115	
$\Delta h_{10} =$	0.165	$\times Q^2$

*Sotelo

11. Pérdidas Cambio de dirección 2

R =	31.300	m
r =	0.245	
R/r =	127.755	
$\beta =$	133.000	
Kcur = $\xi =$	0.194	
$\Delta h_{11} =$	0.277	$\times Q^2$



Weisbach:
$$\xi_{cur} = \frac{\beta}{90} (0,131 + 0,163 (\frac{r}{R})^{3,6}), \text{ para } \begin{cases} 30^\circ < \beta < 180^\circ \\ 1 < \frac{R}{r} < 5 \end{cases}$$

$$\xi_{cur} = \frac{\beta}{90} (0,131 + 0,848 (\frac{r}{R})^{3,6}), \text{ para } \frac{R}{r} \gg 1$$

12. Pérdidas por transición 3

A3/A2 =	1.000	
Kc = $\xi =$	0.000	
$\Delta h_{12} =$	0.000	$\times Q^2$

13. Pérdida local válvula mariposa 2

Cd =	0.845	
Kv =	0.400	
$\Delta h_{13} =$	0.573	$\times Q^2$

14. Pérdidas por fricción en L3

Rh =	0.123	
L3 =	78.265	
$\Delta h_{14} =$	2.930	$\times Q^2$

15. Pérdidas Cambio de dirección 5

R =	51.300	m
r =	0.245	
R/r =	209.388	
$\beta =$	135.000	
Kcur = $\xi =$	0.197	
$\Delta h_{15} =$	0.282	$\times Q^2$

16. Pérdidas Cambio de dirección 1°

$\theta =$	11.682	
Kdir =	0.020	
$\Delta h_{16} =$	0.029	$\times Q^2$

17. Pérdidas Cambio de dirección 1°

$\theta =$	5.710	
Kdir =	0.010	
$\Delta h_{16} =$	0.014	$\times Q^2$

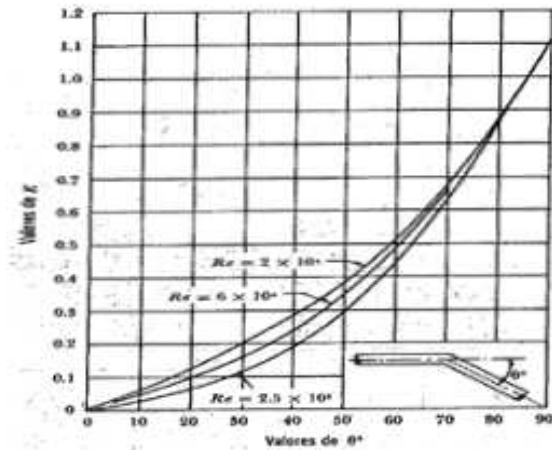
18. Pérdidas Cambio de dirección 8

$\theta =$	31.680	
Kdir =	0.120	
$\Delta h_{16} =$	0.172	$\times Q^2$

19. Pérdidas Transición 4 (salida)

A3/A2 =	0.592	
Kc = $\xi =$	0.204	
$\Delta h_{12} =$	2.384	$\times Q^2$

$\Sigma \Delta h =$	13.03	$\times Q^2$
---------------------	-------	--------------



Cálculo de la Curva Descarga con Rejillas Obstruidas, D = 500 mm

$\Sigma\Delta h_i =$	13.031	$\times Q^2$
Cota Vol. Muerto	3855.35	msnm
Z ₂ =	3849.76	msnm
A _{salida} =	0.0661	m ²

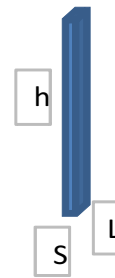
$$Q = A_2 \sqrt{2g(z_1 - z_2 - \sum h_{f-2})}$$

Cota Salida Conducción

Z1 (msnm)	$\Sigma\Delta h_i$ (m)	Q	$\Sigma\Delta h_i$ (calc)		$h = Z_1 - Z_2$	H = h - $\Sigma\Delta h_i$
3855.85	3.211	0.4964	3.211	ok	6.09	2.88
3856.35	3.475	0.5164	3.475	ok	6.59	3.12
3856.85	3.738	0.5356	3.738	ok	7.09	3.35
3857.35	4.002	0.5542	4.002	ok	7.59	3.59
3857.85	4.266	0.5722	4.266	ok	8.09	3.82
3858.35	4.529	0.5896	4.529	ok	8.59	4.06
3858.85	4.793	0.6065	4.793	ok	9.09	4.30
3859.35	5.057	0.6229	5.057	ok	9.59	4.53
3859.85	5.320	0.6390	5.320	ok	10.09	4.77
3860.35	5.584	0.6546	5.584	ok	10.59	5.01
3860.85	5.848	0.6699	5.848	ok	11.09	5.24
3861.35	6.111	0.6848	6.111	ok	11.59	5.48
3861.85	6.375	0.6994	6.375	ok	12.09	5.72
3862.35	6.638	0.7138	6.638	ok	12.59	5.95
3862.85	6.902	0.7278	6.902	ok	13.09	6.19
3863.35	7.166	0.7416	7.166	ok	13.59	6.42
3863.85	7.429	0.7551	7.429	ok	14.09	6.66
3864.35	7.693	0.7684	7.693	ok	14.59	6.90
3864.85	7.957	0.7814	7.957	ok	15.09	7.13
3865.35	8.220	0.7943	8.220	ok	15.59	7.37
3865.85	8.484	0.8069	8.484	ok	16.09	7.61
3866.35	8.748	0.8193	8.748	ok	16.59	7.84
3866.85	9.011	0.8316	9.011	ok	17.09	8.08
3867.35	9.275	0.8437	9.275	ok	17.59	8.32
3867.85	9.539	0.8556	9.539	ok	18.09	8.55
3868.35	9.802	0.8673	9.802	ok	18.59	8.79
3868.85	10.066	0.8789	10.066	ok	19.09	9.02
3869.35	10.329	0.8903	10.329	ok	19.59	9.26
3869.85	10.593	0.9016	10.593	ok	20.09	9.50
3870.35	10.857	0.9128	10.857	ok	20.59	9.73
3870.85	11.120	0.9238	11.120	ok	21.09	9.97
3871.35	11.384	0.9347	11.384	ok	21.59	10.21
3871.85	11.648	0.9454	11.648	ok	22.09	10.44
3872.35	11.911	0.9561	11.911	ok	22.59	10.68
3872.85	12.175	0.9666	12.175	ok	23.09	10.92
3873.35	12.439	0.9770	12.439	ok	23.59	11.15
3873.85	12.702	0.9873	12.702	ok	24.09	11.39
3874.35	12.966	0.9975	12.966	ok	24.59	11.62
3874.85	13.229	1.0076	13.229	ok	25.09	11.86
3875.35	13.493	1.0176	13.493	ok	25.59	12.10
3875.85	13.757	1.0275	13.757	ok	26.09	12.33
3876.35	14.020	1.0373	14.020	ok	26.59	12.57
3876.85	14.284	1.0470	14.284	ok	27.09	12.81
3877.35	14.548	1.0566	14.548	ok	27.59	13.04
3877.91	14.843	1.0673	14.843	ok	28.15	13.31

Pérdidas en el Sistema de Captación - Desagüe (Rejilla libre), D = 500 mm.

Cota Máx. Operación =	3877.9	msnm
Cota Salida Conducción =	3849.8	msnm
Cota Vol. Muerto =	3855.4	msnm
ΔH =	28.15	m
n =	0.009	



Geometría de la Captación

Diametro interno de captación =	1	m
Area =	0.785	m ²
S (espesor barra) =	1.91	cm
b (espacio libre entre barras) =	2.54	cm
L (longitud barra)	5.3	cm
h (altura sección barra) =	0.5	m
θ (ang. Inclinación) =	90	°
D1 (Despues de la entrada)=	0.49	m
D2 (Despues de valvula 1)=	0.49	m
D3 (Despues de valvula 2)=	0.49	m
D4 (Díametro a la salida)=	0.29	m

A1 =	0.189	m ²
A2 =	0.189	m ²
A3 =	0.189	m ²
A4 =	0.066	m ²

1. Pérdidas en la rejilla

L. del perímetro =	3.142	m
# de barras =	70.000	u
At =	1.571	m ²
Ae =	0.904	m ²
Kr =	0.860	
Δh_1 =	0.054	xQ ²

$$K_r = 1.45 - 0.45 \frac{A_n}{A_t} - \left(\frac{A_n}{A_t} \right)^2$$

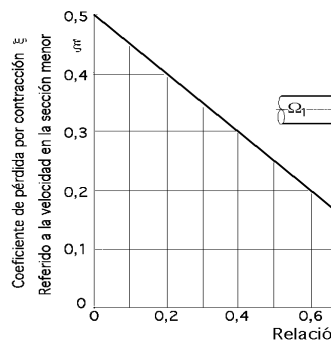
2. Pérdidas en la entrada

C =	0.980	
Ke =	0.041	
Δh_2 =	0.003	xQ ²

$$K_e = \left(\frac{1}{C^2} - 1 \right)$$

3. Pérdidas por transición en la entrada

A1/Ae =	0.240	
Kc = ξ =	0.200	
Δh_3 =	0.270	xQ ²



4. Pérdidas por fricción en el pozo y curvatura

Rh =	0.123	
L =	1.440	
Δh_4 =	0.054	xQ ²

5. Pérdidas codo

Kcd =	0.350	*Sotelo
Δh_5 =	0.502	xQ ²

6. Pérdidas por fricción en L1

Rh =	0.123	
L1 =	50.000	
Δh_6 =	1.872	xQ ²

7. Pérdidas por transición 2

A2/A1 =	1.000	
Kc = ξ =	0.000	
Δh_7 =	0.000	xQ ²

8. Pérdida local válvula mariposa 1

Cd =	0.845	
Kv =	0.400	
Δh_8 =	0.573	xQ ²

$$K_v = \left(\frac{1}{C_d^2} - 1 \right)$$

Coef. de pérdidas por contracción-relación de secc
Caída de presión por estrechamiento con $\beta > 30^\circ$
para $\beta < 30^\circ$, $\xi = 0,05$

9. Pérdidas por fricción en L2

Rh =	0.123
Lpozo =	70.000
Δh9 =	2.621 xQ ²

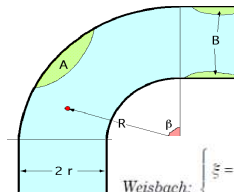
10. Pérdidas Cambio de dirección 1

θ =	29.470 °
Kdir =	0.115
Δh10 =	0.165 xQ ²

*Sotelo

11. Pérdidas Cambio de dirección 2

R =	31.300 m
r =	0.245
R/r =	127.755
β =	133.000
Kcur = ξ =	0.194
Δh11 =	0.277 xQ ²



Weisbach:
$$\xi = \frac{\beta}{90} (0.131 + 0.163 (\frac{r}{R})^{3.5}), \text{ para } \begin{cases} 30^\circ < \beta < 180^\circ \\ 1 < \frac{R}{r} < 5 \end{cases}$$

$$\xi = \frac{\beta}{90} (0.131 + 0.848 (\frac{r}{R})^{3.5}), \text{ para } \frac{R}{r} \gg 5$$

12. Pérdidas por transición 3

A3/A2 =	1.000
Kc = ξ =	0.000
Δh12 =	0.000 xQ ²

13. Pérdida local válvula mariposa 2

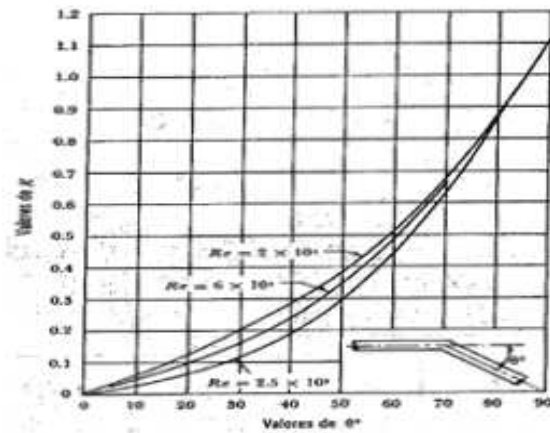
Cd =	0.845
Kv =	0.400
Δh13 =	0.573 xQ ²

14. Pérdidas por fricción en L3

Rh =	0.123
L3 =	78.265
Δh14 =	2.930 xQ ²

15. Pérdidas Cambio de dirección 5

R =	51.300 m
r =	0.245
R/r =	209.388
β =	135.000
Kcur = ξ =	0.197
Δh15 =	0.282 xQ ²



16. Pérdidas Cambio de dirección 1 °

θ =	11.682
Kdir =	0.020
Δh16 =	0.029 xQ ²

2

17. Pérdidas Cambio de dirección 1 °

θ =	5.710
Kdir =	0.010
Δh16 =	0.014 xQ ²

18. Pérdidas Cambio de dirección 8

θ =	31.680
Kdir =	0.120
Δh16 =	0.172 xQ ²

19. Pérdidas Transición 4 (salida)

A3/A2 =	0.592
Kc = ξ =	0.204
Δh12 =	2.384 xQ ²

ΣΔh =	12.78 xQ ²
-------	-----------------------

Cálculo de la Curva Descarga con Rejilla Libre, D =500 mm

$\Sigma\Delta h_i =$	12.776	$\times Q^2$
Cota Vol. Muerto	3855.35	msnm
Z ² =	3849.76	msnm
A _{salida} =	0.0661	m ²

$$Q = A_2 \sqrt{2g(z_1 - z_2 - \sum h_{f-2})}$$

Cota Salida Conducción

Z1 (msnm)	$\Sigma\Delta h_i$ (m)	Q	$\Sigma\Delta h_i$ (calc)		$h = Z_1 - Z_2$	H = h - $\Sigma\Delta h_i$
3855.85	3.181	0.4990	3.181	ok	6.09	2.91
3856.35	3.442	0.5191	3.442	ok	6.59	3.15
3856.85	3.703	0.5384	3.703	ok	7.09	3.39
3857.35	3.965	0.5571	3.965	ok	7.59	3.63
3857.85	4.226	0.5751	4.226	ok	8.09	3.86
3858.35	4.487	0.5926	4.487	ok	8.59	4.10
3858.85	4.748	0.6096	4.748	ok	9.09	4.34
3859.35	5.009	0.6262	5.009	ok	9.59	4.58
3859.85	5.271	0.6423	5.271	ok	10.09	4.82
3860.35	5.532	0.6580	5.532	ok	10.59	5.06
3860.85	5.793	0.6734	5.793	ok	11.09	5.30
3861.35	6.054	0.6884	6.054	ok	11.59	5.54
3861.85	6.315	0.7031	6.315	ok	12.09	5.77
3862.35	6.576	0.7175	6.576	ok	12.59	6.01
3862.85	6.838	0.7316	6.838	ok	13.09	6.25
3863.35	7.099	0.7454	7.099	ok	13.59	6.49
3863.85	7.360	0.7590	7.360	ok	14.09	6.73
3864.35	7.621	0.7724	7.621	ok	14.59	6.97
3864.85	7.882	0.7855	7.882	ok	15.09	7.21
3865.35	8.143	0.7984	8.143	ok	15.59	7.45
3865.85	8.405	0.8111	8.405	ok	16.09	7.69
3866.35	8.666	0.8236	8.666	ok	16.59	7.92
3866.85	8.927	0.8359	8.927	ok	17.09	8.16
3867.35	9.188	0.8481	9.188	ok	17.59	8.40
3867.85	9.449	0.8600	9.449	ok	18.09	8.64
3868.35	9.710	0.8718	9.710	ok	18.59	8.88
3868.85	9.972	0.8835	9.972	ok	19.09	9.12
3869.35	10.233	0.8950	10.233	ok	19.59	9.36
3869.85	10.494	0.9063	10.494	ok	20.09	9.60
3870.35	10.755	0.9175	10.755	ok	20.59	9.83
3870.85	11.016	0.9286	11.016	ok	21.09	10.07
3871.35	11.278	0.9395	11.278	ok	21.59	10.31
3871.85	11.539	0.9504	11.539	ok	22.09	10.55
3872.35	11.800	0.9611	11.800	ok	22.59	10.79
3872.85	12.061	0.9716	12.061	ok	23.09	11.03
3873.35	12.322	0.9821	12.322	ok	23.59	11.27
3873.85	12.583	0.9924	12.583	ok	24.09	11.51
3874.35	12.845	1.0027	12.845	ok	24.59	11.75
3874.85	13.106	1.0128	13.106	ok	25.09	11.98
3875.35	13.367	1.0229	13.367	ok	25.59	12.22
3875.85	13.628	1.0328	13.628	ok	26.09	12.46
3876.35	13.889	1.0427	13.889	ok	26.59	12.70
3876.85	14.150	1.0524	14.150	ok	27.09	12.94
3877.35	14.412	1.0621	14.412	ok	27.59	13.18
3877.91	14.704	1.0728	14.704	ok	28.15	13.45

Cálculo del Tiempo de Vaciado del Embalse, D = 500 mm.

$$Q = 5.5058E-7Cota^4 + 8.5295E-3Cota^3 - 49.5518Cota^2 + 127942.282Cota - 123880352.25$$

Vol. Útil inicial = 5530000 m³ Δt = 1.5 días

Tiempo (mes)	Tiempo	Vemb (m ³)	Qe (m ³ /s)	Cota Embalse	Qs (m ³ /s)	Vdes (m ³)
	0	5505000	0.18	3877.91	0.950	99792
0.0	1.5	5405208	0.18	3877.36	0.950	99792
0.1	3	5305416	0.18	3877.14	0.950	99792
0.1	4.5	5205624	0.18	3876.93	0.950	99792
0.2	6	5105832	0.18	3876.71	0.950	99792
0.2	7.5	5006040	0.18	3876.50	0.950	99792
0.3	9	4906248	0.18	3876.29	0.950	99792
0.3	10.5	4806456	0.18	3876.08	0.950	99792
0.4	12	4706664	0.18	3875.87	0.950	99792
0.4	13.5	4606872	0.18	3875.66	0.950	99792
0.5	15	4507080	0.18	3875.44	0.950	99792
0.5	16.5	4407288	0.18	3875.22	0.950	99792
0.6	18	4307496	0.18	3874.99	0.950	99792
0.6	19.5	4207704	0.18	3874.76	0.950	99792
0.7	21	4107912	0.18	3874.52	0.950	99792
0.7	22.5	4008120	0.18	3874.28	0.950	99792
0.8	24	3908328	0.18	3874.03	0.950	99792
0.8	25.5	3808536	0.18	3873.77	0.950	99792
0.9	27	3708744	0.18	3873.50	0.950	99792
0.9	28.5	3608952	0.18	3873.23	0.950	99792
1.0	30	3509160	0.18	3872.94	0.950	99792
1.0	31.5	3409368	0.18	3872.66	0.955	100503
1.1	33	3308865	0.18	3872.36	0.949	99678
1.1	34.5	3209186	0.18	3872.05	0.943	98836
1.2	36	3110350	0.18	3871.75	0.936	97979
1.2	37.5	3012371	0.18	3871.44	0.929	97109
1.3	39	2915262	0.18	3871.13	0.922	96226
1.3	40.5	2819036	0.18	3870.82	0.916	95335
1.4	42	2723701	0.18	3870.50	0.909	94435
1.4	43.5	2629266	0.18	3870.19	0.902	93530
1.5	45	2535736	0.18	3869.88	0.895	92620
1.5	46.5	2443115	0.18	3869.57	0.888	91707
1.5	48	2351408	0.18	3869.26	0.881	90792
1.6	49.5	2260616	0.18	3868.95	0.873	89875
1.6	51	2170740	0.18	3868.65	0.866	88957
1.7	52.5	2081783	0.18	3868.34	0.859	88038
1.7	53.5	1993745	0.18	3868.04	0.852	87116
1.8	54.5	1906630	0.18	3867.74	0.845	86190
1.8	55.5	1820440	0.18	3867.44	0.838	85259
1.8	56.5	1735181	0.18	3867.14	0.831	84320
1.9	57.5	1650861	0.18	3866.84	0.823	83370
1.9	58.5	1567491	0.18	3866.53	0.816	82405
1.9	60	1485085	0.18	3866.23	0.808	81421
2.0	61.5	1403664	0.18	3865.92	0.800	80413
2.0	63	1323251	0.18	3865.60	0.792	79375
2.1	64.5	1243877	0.18	3865.27	0.784	78300
2.1	66	1165577	0.18	3864.94	0.776	77182
2.2	67.5	1088395	0.18	3864.59	0.767	76013
2.2	69	1012382	0.18	3864.23	0.757	74785
2.3	70.5	937597	0.18	3863.86	0.747	73489
2.3	72	864108	0.18	3863.47	0.736	72117
2.4	73.5	791991	0.18	3863.06	0.725	70658
2.4	75	721333	0.18	3862.63	0.713	69105
2.5	76.5	652228	0.18	3862.19	0.700	67448
2.5	78	584780	0.18	3861.72	0.687	65678
2.6	79.5	519102	0.18	3861.22	0.672	63788
2.6	81	455314	0.18	3860.71	0.657	61771
2.7	82.5	393542	0.18	3860.18	0.640	59622
2.7	84	333921	0.18	3859.63	0.622	57338
2.8	85.5	276583	0.18	3859.06	0.604	54918
2.8	87	221665	0.18	3858.48	0.584	52366
2.9	88.5	169299	0.18	3857.89	0.563	49688
2.9	90	119611	0.18	3857.29	0.542	46897
3.0	91.5	72714	0.18	3856.70	0.520	44007
3.0	93	28707	0.18	3856.10	0.497	41041