



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR: LEÓN MONTENEGRO, ALEJANDRA ELIZABETH

**TEMA: DISEÑO DE UNA PRESA, DE MATERIALES SUELTOS, EN EL
RÍO GRANDE DEL PROYECTO MULTIPROPÓSITO CHONE.**

DIRECTOR: DR. SANDOVAL, WASHINGTON

CODIRECTOR: ING. AGUILERA, EDUARDO

SANGOLQUÍ, MAYO 2014

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por la Srta. **ALEJANDRA ELIZABETH LEÓN MONTENEGRO** como requerimiento parcial para la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Mayo de 2014

DR. WASHINGTON SANDOVAL
DIRECTOR DE TESIS

ING. EDUARDO AGUILERA
CODIRECTOR DE TESIS

REVISADO POR

DR. PABLO CAIZA
DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

ALEJANDRA ELIZABETH LEÓN MONTENEGRO

Declaro que:

El proyecto de grado denominado “DISEÑO DE UNA PRESA, DE MATERIALES SUELTOS, EN EL RÍO GRANDE DEL PROYECTO MULTIPROPÓSITO CHONE” ha sido desarrollado en base a una investigación adecuada, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las referencias que constan en las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Sangolquí, Mayo de 2014

ALEJANDRA ELIZABETH LEÓN MONTENEGRO

AUTORIZACIÓN

Yo, ALEJANDRA ELIZABETH LEÓN MONTENEGRO

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo denominado “DISEÑO DE UNA PRESA, DE MATERIALES SUELTOS, EN EL RÍO GRANDE DEL PROYECTO MULTIPROPÓSITO CHONE”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Mayo de 2014

ALEJANDRA ELIZABETH LEÓN MONTENEGRO

DEDICATORIA

Dedico este triunfo profesional a la bendición más grande que me ha dado Dios, a mi familia, por recorrer junto a mí este sendero; son ustedes quienes han sabido guiar cada paso de mi vida con amor infinito y sabiduría.

A mis amigos y compañeros, quienes han estado conmigo a lo largo de toda esta etapa que hoy culmina, compartiendo momentos de tristezas y alegrías, pero siempre brindándome su apoyo incondicional en todo momento.

Alejandra Elizabeth León Montenegro

AGRADECIMIENTOS

Ha sido un tiempo lleno de esfuerzos y sacrificios, antes de culminar esta etapa, me queda por agradecer a Dios quien ha sido mi fortaleza en momentos de debilidad y ha guiado cada uno de mis pasos permitiéndome llegar a la bendición de este nuevo éxito en mi vida profesional.

A mi familia, lo coautores de este proyecto. Mi Padre, mi modelo a seguir, sin su ejemplo de perseverancia y dedicación el encontrarme aquí en este momento sería imposible; mi Madre, mujer luchadora, quien con su sabiduría e infinito amor me ha dado el impulso de salir adelante; y finalmente mi Hermano, por la bendición de tenerlo en mi vida; su amistad, incondicionalidad y apoyo me han permitido culminar esta etapa con éxito.

A mis profesores, que han forjado mi carácter y compartieron su sabiduría y conocimientos profesionales, un especial agradecimiento al Dr. Washington Sandoval, quien supo guiar la elaboración del presente proyecto de grado.

Finalmente les agradezco a ustedes, Daniel Espinosa y Silvia Yépez, verdaderos ejemplos de seres humanos, quienes han permanecido a mi lado en todo momento, gracias por las palabras de aliento, la confianza, paciencia y apoyo constante en tiempos difíciles.

Alejandra Elizabeth León Montenegro

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	i
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN	iii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivo General.....	3
1.3. Objetivos Específicos	4
1.4. Justificación del proyecto.....	4
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO E INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO	8
2.1. Descripción de la localización geográfica del proyecto	8
2.2. Conceptos Generales de presas de material suelto	13
2.3. Estudio Hidrológico.....	28
2.4. Riesgo sísmico	59
2.5. Geología	63
2.6. Erosión de la cuenca	64
2.7. Estudio de Materiales	69
CAPÍTULO III	71
DISEÑO DE LA PRESA DE MATERIALES SUELTOS	71
3.1. Bases de Diseño	71
3.2. Niveles Característicos del Embalse	86
3.3. Talud de los espaldones.....	87

3.4.	Parámetros de Oleaje.....	89
3.5.	Cota de la Corona	94
3.6.	Protección del Talud Aguas Arriba	98
3.7.	Ancho de la Corona de la Presa.....	100
3.8.	Características del Cuerpo de la Presa	102
3.9.	Bermas	109
3.10.	Cimentación	109
3.11.	Estabilidad de la Presa.....	120
CAPÍTULO IV		167
DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS.....		167
4.1.	Introducción	167
4.2.	Diseño del canal de acercamiento.....	168
4.3.	Diseño del vertedero	169
□	Perfil del vertedero	170
□	Tirante Contraído	171
□	Radio de contracción entre el Vertedero y la Rápida.....	173
4.4.	Diseño de la Rápida	174
□	Calculo del Tirante Normal	175
□	Calculo del Tirante Crítico.....	176
□	Calculo de la curva de remanso	178
□	Calculo del Tirante Normal	180
□	Calculo de la curva de remanso	181
□	Tipo de resalto hidráulico.....	183
4.5.	Diseño del colchón de aguas.....	185
4.6.	Diseño del túnel de descarga.	188
CAPÍTULO V		205
ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA PRESA.....		205
5.1.	Introducción	205
5.2.	Volúmenes de Obra.....	206
5.2.1.	Canal de Entrada	206
5.2.2.	Canal de Descarga.....	207

5.2.3. Cuenco Disipador de Energía	209
5.2.4. Canal de Restitución	210
5.2.5. Cuerpo de la Presa	211
5.3. Costos Indirectos.....	213
Fuente: Campamento Presa Río Grande	214
5.4. Presupuesto de Obra	214
5.5. Análisis Costo-Beneficio.....	220
5.6. Análisis Comparativo	222
CAPÍTULO VI	228
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	228
6.1. Conclusiones.....	228
6.2. Recomendaciones.....	229
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	230
BIOGRAFÍA DEL AUTOR.....	231
HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS	232
ANEXOS.....	233

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Datos del Embalse.....	6
Tabla 2.- Datos de Obras de desvío	6
Tabla 3.- Datos sobre la obra de toma.....	7
Tabla 4.- Características físicas - morfométricas de la cuenca	29
Tabla 5.- Tiempo de Concentración de la cuenca del río Grande.....	30
Tabla 6.- Límites del coeficiente de compacidad (Kc).....	31
Tabla 7.- Límites del coeficiente de forma (Kf).....	32

Tabla 8.- Tiempo de concentración, coeficiente de compacidad y coeficiente de forma de la cuenca del río Grande.....	33
Tabla 9.- Estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio	34
Tabla 10.- Estaciones Hidrológicas utilizadas en el estudio	35
Tabla 11.- Valores de precipitación media anual	39
Tabla 12.- Variación de la precipitación en las cuencas de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande.....	40
Tabla 13.- Precipitaciones máximas en 24 horas para 23 estaciones meteorológicas.....	42
Tabla 14.- Precipitaciones máximas promedio 24 horas	43
Tabla 15.- Precipitación 24 horas para diferentes periodos de retorno.....	44
Tabla 16.- Intensidad de precipitación para T= 7 horas	47
Tabla 17.- Intensidad de precipitación para T= 48 horas	48
Tabla 18.- Caudales máximos	50
Tabla 19.- Datos de la Cuenca Hidrográfica Río Grande.....	51
Tabla 20.- Caudal de Punta para hidrograma Unitario Tr =1000 años	54
Tabla 21.- Coordenadas del Hidrograma Unitario No Suavizado para Tr=1000 años.....	54
Tabla 22.- Comprobación del método para la generación del diagrama Unitario para TR = 1000 años.....	55
Tabla 23.- Coordenadas del Hidrograma Unitario S. para Tr=1000 años...	55
Tabla 24.- Caudal de Punta para Hidrograma Unitario Tr =10.000 años....	56
Tabla 25.- Coordenadas del Hidrograma Unitario para Tr=10.000 años	57

Tabla 26.- Comprobación del método para la generación del Hidrograma Unitario $Tr=10.000$	57
Tabla 27.- Coordenadas del Hidrograma Unitario S. $Tr=10.000$ años	58
Tabla 28.- Datos para cálculo de Índice de Fournier	65
Tabla 29.- Curva Característica del Embalse.....	72
Tabla 30.- Volumen de descarga $Tr = 10.000$ años.....	74
Tabla 31.- Cálculo del ancho del vertedero para $Tr= 10\ 000$ años	76
Tabla 32.- Cálculo de Volumen del Embalse y Caudal del vertedero	79
Tabla 33.- Cálculo del caudal de diseño	81
Tabla 34.- Resultados Obtenidos para el Diseño.....	83
Tabla 35.- Coordenadas finales del Vertedero	83
Tabla 36.- Cálculo de Caudal Unitario para $Tr = 10\ 000$ años	85
Tabla 37.- Niveles característicos del Embalse	87
Tabla 38.- Altura de la presa.....	88
Tabla 39.- Inclinación de Taludes	88
Tabla 40.- Inclinación de Taludes Presa Río Grande	89
Tabla 41.- Datos de velocidad del Viento	90
Tabla 42.- Valores de Fetch para los diferentes niveles del embalse	91
Tabla 43.- Resultados Obtenidos de altura y periodo de duración	92
Tabla 44.- Resultados Obtenidos a partir de la gráfica de altura de la ola de las Normas de Diseño SP - 39 – 13330 – 2012.....	93
Tabla 45.- Resultados Obtenidos de altura de rodamiento y elevación por arrastre de la ola.....	95
Tabla 46.- Determinación de borde libre	96

Tabla 47.- Borde libre para presas pequeñas	97
Tabla 48.- Altura definitiva de la presa.....	97
Tabla 49.- Dimensionamiento de pantalla de hormigón.....	100
Tabla 50.- Ancho de la Corona de una presa en función de su altura	101
Tabla 51.- Granulometría del material	104
Tabla 52.- Límite líquido del material	104
Tabla 53.- Límite plástico del material	105
Tabla 54.- Índice de plasticidad	105
Tabla 55.- Contenido de Humedad	107
Tabla 56.- Coeficiente de permeabilidad e índice de porosidad	107
Tabla 57.- Clasificación de Suelos SUCS.....	108
Tabla 58.- Características de los estratos de suelo de la cimentación	111
Tabla 59.- Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora....	115
Tabla 60.- Datos de ingreso al Módulo SEEP/W	138
Tabla 61.- Datos de ingreso al Módulo SLOPE/W	149
Tabla 62.- Factor de Seguridad Método Pseudoestático	152
Tabla 63.- Datos de ingreso al Módulo SIGMA/W	158
Tabla 64.- Datos de ingreso al Módulo QUAKE/W	164
Tabla 65.- Factor de Seguridad método de elementos finitos.....	165
Tabla 66.- Coordenadas del vertedero	170
Tabla 67.- Coordenadas finales del vertedero	171
Tabla 68.- Cálculo del tirante contraído del vertedero	172
Tabla 69.- Cálculo del radio de transición del vertedero	173
Tabla 70.- Hidrograma unitario no suavizado túnel de descarga.....	190

Tabla 71.- Coordenadas hidrograma unitario S. túnel de descarga.....	191
Tabla 72.- Volumen de descarga en túnel	193
Tabla 73.- Dimensiones del túnel de descarga	196
Tabla 74.- Caudal de descarga del túnel	196
Tabla 75.- Volumen del embalse y Caudal del túnel.....	200
Tabla 76.- Cota del túnel de descarga	202
Tabla 77.- Resultados diseño túnel de descarga.....	204
Tabla 78.- Costos Indirectos del proyecto.....	214
Tabla 79.- Presupuesto.....	216
Tabla 80.- Área de Inundación.....	221
Tabla 81.- Pérdidas económicas por inundaciones	222
Tabla 82.- Analisis economico comparativo.....	223
Tabla 83.- Variación Presupuestos Presa Río Grande	226
Tabla 84.- Volumen de descarga $Tr = 1000$ años.....	234
Tabla 85.- Cálculo del ancho del vertedero para $Tr= 1000$ años	237
Tabla 86.- Cálculo de Volumen del Embalse y Caudal del vertedero	239
Tabla 87.- Cálculo del caudal de diseño	241
Tabla 88.- Cálculo de la carga sobre el vertedero	242
Tabla 89.- Cálculo de Volumen del Embalse y Caudal del vertedero	243
Tabla 90.- Cálculo del caudal de diseño $Tr=10\ 000$	245

INDICE DE FIGURAS

Figura No. 1.- Sistema hidrográfico que confluye en la ciudad de Chone	2
Figura No. 2.- Llanura de Inundación.....	3
Figura No. 3.- Ubicación del área de estudio	9
Figura No. 4.- Lugar de implantación del Proyecto	11
Figura No. 5.- Presas rellenas de suelo y enrocados	17
Figura No. 6.- Presa Poza Honda en Manabí – Ecuador.....	18
Figura No. 7.- Presas de material uniforme impermeable homogéneas ...	19
Figura No. 8.- Presas de materiales heterogéneos con núcleo natural	20
Figura No. 9.- Presas heterogéneas con núcleos artificiales	20
Figura No. 10.- Presa Kleine Kinzig en Alemania	21
Figura No. 11.- Elementos de la presa	25
Figura No. 12.- Régimen de precipitaciones	40
Figura No. 13.- Tendencia de precipitación, estación Chone (INAMHI).....	41
Figura No. 14.- Gráfica periodo de retorno vs Precipitación 24 horas	43
Figura No. 15.- Mapa de zonificación de intensidades de precipitación	46
Figura No. 16.- Hidrograma Unitario No Suavizado para 1000 años.....	54
Figura No. 17.- Hidrograma Unitario No Suavizado para 10.000 años	57
Figura No. 18.- Hidrograma Unitario Suavizado para $Tr = 10.000$ años	59
Figura No. 19.- Mapa de diseño sísmico	60
Figura No. 20.- Escala de intensidad Mercalli Modificada (IMM)	62
Figura No. 21.- Curva Cota vs Volumen del Embalse (Cota 25 a 50).....	72
Figura No. 22.- Curva Cota vs Volumen del Embalse (Cota 50 a 80).....	73

Figura No. 23.- Curva Volumen del Embalse vs Cota para 10.000 años.....	77
Figura No. 24.- Curva Volumen del Embalse vs Caudal	80
Figura No. 25.- Hidrogramas para $T_r = 10\ 000$ años	82
Figura No. 26.- Caudal de cauce vs Cota para $T_r = 1000$ años.....	84
Figura No. 27.- Altura de la ola a partir de	93
Figura No. 28.- Características de la ola.....	98
Figura No. 29.- Cota de la Corona	98
Figura No. 30.- Curva de distribución granulométrica.....	103
Figura No. 31.- Clasificación según la Carta de Plasticidad SUCS.....	106
Figura No. 32.- Comparación de las posibles cimentaciones	116
Figura No. 33.- Factor de importancia según tipo de estructura	150
Figura No. 34.- Acelerograma 0.50g ($t=2$ seg).....	162
Figura No. 35.- Perfil de Vertedero $b= 30$ cm para $T_r = 10.000$ años	171
Figura No. 36.- Resalto Hidráulico	182
Figura No. 37.- Hidrograma unitario no suavizado túnel de descarga	190
Figura No. 38.- Hidrograma unitario suavizado túnel de descarga	192
Figura No. 39.- Gráfica volumen vs cota del túnel de descarga	197
Figura No. 40.- Gráfica volumen del embalse vs caudal del túnel	201
Figura No. 41.- Gráfica volumen del embalse vs caudal del túnel	203
Figura No. 42.- Curva Volumen del Embalse vs Cota para 1000 años.....	237
Figura No. 43.- Curva Volumen del Embalse vs Caudal	240
Figura No. 44.- Hidrogramas para $T_r = 1000$ años	240
Figura No. 45.- Volumen del Embalse vs Caudal del vertedero	244
Figura No. 46.- Hidrogramas para $T_r = 10\ 000$ años	244

INDICE DE CUADROS

Cuadro 1.- Cuencas hidrológicas.....	1
Cuadro 2.- Periodo de Retorno para Caudal Máximo	53
Cuadro 3.- Clasificación del Índice de Fournier Modificado (IFM).....	66
Cuadro 4.- Clasificación de los embalses	67
Cuadro 5.- Calidad de los materiales para la construcción de presas	112

RESUMEN

Los ríos Garrapata, Mosquito y Grande, conforman un sistema hidrográfico que confluye en la ciudad de Chone, por ende tienen una gran influencia en el desarrollo local y de las comunidades que se encuentran aledañas a esos ríos. La zona de Río Grande se caracteriza por ser muy fértil, permitiendo una amplia producción agrícola ganadera, estimándose en cerca de 20 millones de dólares anuales su aporte a la economía local de Chone; pero por el comportamiento hidrológico de la zona, en épocas de grandes precipitaciones los ríos aumentan su caudal y causan daños que paralizan estas actividades afectando en el ámbito laboral, desarrollo económico y social a gran parte de la población. Con el fin de resolver estos problemas de carácter recurrente, la Secretaría Nacional del Agua impulsó el proyecto multipropósito Chone, dentro del cual está inmersa la construcción de la Presa Río Grande, que servirá para el control de inundaciones y para el riego de 2.200 ha en la Provincia de Manabí, que favorece a unos 100 mil habitantes de la ciudad de Chone.

Palabras Clave:

- **PRESA RÍO GRANDE**
- **PRESA DE MATERIALES SUELTOS**
- **HIDROGRAMA UNITARIO**
- **COLUMNAS DE GRAVA**
- **PROYECTO MULTIPROPÓSITOS CHONE**

ABSTRACT

Rivers Garrapata, Mosquito and Grande, in its upper part, form a river system that flows into the city of Chone which have a great influence on local development and communities that are adjacent to these rivers. Rio Grande area is characterized by being very fertile, allowing extensive livestock farming, estimated at about 20 million dollars a year its contribution to the local economy Chone; but in times of heavy rainfall the rivers increase their flow and cause crippling damage affecting these the economic and social development on a large part of the population . In order to solve these problems, the National Water Secretariat (SENAGUA) increased the importance of the construction of Chone multipurpose project, in which is embedded the construction of the Rio Grande Dam, which will serve for flood control and irrigation of 2,200 hectares in the province of Manabi, and it favors more than 100 000 inhabitants of the town of Chone

Keywords:

- **RIO GRANDE DAM**
- **DAM**
- **UNIT HYDROGRAPH**
- **GRAVEL COLUMNS**
- **CHONE MULTIPURPOSE PROJECT**

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El Plan Integral de Desarrollo de los Recursos Hídricos de Manabí– Fase I, divide a la provincia en 22 cuencas hidrológicas o unidades de planificación, dentro de los cuales, el sistema hidrográfico Carrizal-Chone ocupa un área de 2.267 Km². Dentro de este sistema se incluyen las cuencas de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande, que forman el río Chone.

Cuadro 1.- Cuencas hidrológicas

No.	Cuenca hidrológica	No	Cuenca hidrológica
1	Cojimíes	12	Cantagallo
2	Coaque	13	Jipijapa
3	Don Juan	14	Jalaite
4	Jama	15	Buenavista
5	Río Canoa	16	Ayampe
6	Briceño	17	Salango
7	Bahía	18	Esmeraldas
8	Chone	19	Daule
9	Portoviejo	20	Puca
10	Manta	21	Colimes
11	Sancan	22	Guanábano

Fuente: Plan de Desarrollo de los recursos hídricos de Manabí (Fase 1)



Figura No. 1.- Sistema hidrográfico que confluye en la ciudad de Chone

Fuente: Plan de Desarrollo de los recursos hídricos de Manabí (Fase 1)

A inicios del año 2013 se difundió una gran cantidad de información sobre los daños originados por las lluvias estacionales en varias zonas del Ecuador. También se conoce que a partir de abril 2014, aproximadamente 25.567 personas han sido afectadas, 3.906 viviendas han sido dañadas y 127 destruidas en la provincia de Manabí. El Cantón Chone se caracteriza por ser un área muy fértil, lo que ha facilitado el desarrollo de la actividad agrícola y ganadera, que genera más de 4.000 puestos de empleo, estimándose en cerca de 20 millones de dólares anuales su aporte a la economía local de Chone; pero por el comportamiento hidrológico, que está en convergencia con el régimen pluviométrico de la zona, en épocas de grandes precipitaciones los ríos aumentan su caudal produciéndose daños que paralizan estas actividades afectando en el ámbito laboral, desarrollo económico y social a gran parte de la población.



Figura No. 2.- Llanura de Inundación

Fuente: Plan de Desarrollo de los recursos hídricos de Manabí (Fase 1)

Con el fin de resolver estos problemas que se están presentando desde hace muchos años, la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) impulsó el proyecto multipropósito Chone, que servirá para el control de inundaciones y para el riego de 2.200 hectáreas en la provincia de Manabí, a más de favorecer a 100 mil habitantes de la ciudad de Chone.

1.2. Objetivo General

- Elaborar una nueva alternativa de diseño de la presa Rio Grande, que tome en cuenta los requerimientos estructurales y últimos adelantos de la ciencia y tecnología de construcción de presas de materiales sueltos, para garantizar su buen funcionamiento.

1.3. Objetivos Específicos

- Recopilar información existente y necesaria para determinar las mejores condiciones de diseño de la presa.
- Actualizar los datos hidrológicos de la cuenca y de la sección de cierre
- Analizar las características del suelo y proponer la mejor opción para la cimentación de la obra.
- Elaborar una nueva alternativa de diseño de una presa de materiales sueltos.
- Diseñar las obras hidráulicas básicas del proyecto.

1.4. Justificación del proyecto

El propósito principal de una presa puede definirse como el retener y almacenar agua de forma segura; esto sería si lo vemos únicamente desde un punto de vista técnico, pero su función en realidad va mucho más allá, abarcando el ámbito de desarrollo social y económico, no solo de una provincia sino de un país.

Si analizamos los datos obtenidos en los últimos meses sobre el número de inundaciones y destrozos ocasionados por las lluvias estacionales en la Provincia de Manabí, podríamos apreciar que más de 20.000 personas han sido afectadas, y si nos referimos específicamente al Cantón Chone – Parroquia Santa Rita, estas situaciones han implicado un

continuo retraso en la actividad económica principal del sector; es decir, la actividad agrícola del sector, fuera de un alto número de pérdidas materiales que causan las inundaciones.

El crecimiento poblacional ha ocasionado una expansión no planificada, en la ocupación del espacio urbano y rural, en lugares expuestos principalmente a inundaciones; por lo tanto, un alto porcentaje de pobladores carecen de los servicios básicos y sus viviendas han sido construidas en zonas altamente vulnerables. Los efectos de la época lluviosa, se tornan más evidentes cuando aparece un fenómeno “El Niño”. En vista que estos problemas persisten desde hace tiempo, el Gobierno Nacional considera de gran prioridad la construcción del megaproyecto emblemático de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) conocido como Proyecto de Propósito Múltiple Chone, dentro del cual se incluye la actualización del diseño de la Presa Río Grande.

El presente trabajo presentará una alternativa de solución técnica, diferente a las propuestas anteriores, a partir de los últimos conocimientos desarrollados por la ciencia hidrotécnica.

La Información del diseño anterior se indica a continuación:

Tabla 1.- Datos del Embalse

EMBALSE	
Volumen Total	113,24 hm ³
Volumen Útil	75,74 hm ³
Volumen Muerto	8,64 hm ³
Nivel Máximo de explotación	65,00 hm ³
Nivel Mínimo de explotación	48,00 hm ³
Máximo Nivel de avenida	67,06 hm ³

Fuente: Informe ACOLIT (2008)

Tabla 2.- Datos de Obras de desvío

OBRA DE DESVÍO	
Ataguía	
Cota de Coronación	36,00 m.s.n.m
Altura Máxima sobre cimientos	14,50 m
Longitud de coronación	154,00 m
Volumen de rellenos	39.107,00 m ³
Túnel de desvío	
Caudal de diseño	45,00 m ³ /s
Sección tipo hasta cámara de válvulas	Circular $\Phi=3,00$ m
Sección tipo después de cámara de válvulas	Herradura $\Phi=3,00$ m
Longitud total	314,49 m

Fuente: Informe ACOLIT (2008)

Tabla 3.- Datos sobre la obra de toma

OBRA DE TOMA	
Toma de Riego	
Cota de la Toma	46,70 m.s.n.m
Caudal de diseño	4,00 m ³ /s
Diámetro del conducto	1.400 mm
Longitud del conducto	363,00 m
Equipo hidromecánico	Una válvula mariposa ϕ 1400 mm, 2 válvulas Howell Bungler ϕ 1000 mm
Tomas para abastecimiento	
Cota toma superior	60,50 m.s.n.m
Cota toma intermedia	55,50 m.s.n.m
Cota toma inferior	46,40 m.s.n.m
Diámetro del conducto	700 mm
Longitud del conducto hasta el exterior	260,20 m
Equipo hidromecánico	4 válvulas de compuerta ϕ 400 mm 2 válvulas de compuerta ϕ 700 mm

Fuente: Informe ACOLIT (2008)

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO E INFORMACIÓN PARA EL DISEÑO

2.1. Descripción de la localización geográfica del proyecto

2.1.1. Condiciones geográficas

Geográficamente los ríos Garrapata, Mosquito y Grande en su parte alta, conforman el sistema hidrográfico Carrizal-Chone (2.267 Km²) que confluye en la ciudad de Chone, ubicada en la parte occidental del Ecuador en la Provincia de Manabí (costa ecuatoriana), en las coordenadas: 601512E, 9923462N.

El relieve de la zona de estudio se caracteriza por la presencia de una cordillera de baja altura localizada en la parte central de la provincia de Manabí, que se desarrolla en dirección Norte-Sur, y presenta terrazas fuertemente disectadas, con pendientes abruptas y zonas de valles localizados, hasta el nivel del mar en la desembocadura del Río Chone en el Océano Pacífico. Los ríos Garrapata, Mosquito y Grande, desciende de la cota 500 m.s.n.m hasta su confluencia para formar el río Chone en la cota 25 m.s.n.m.

El Río Grande pertenece a la Parroquia Santa Rita, que, en la práctica, es una parroquia urbana en la cual, por datos extraoficiales, se estima aproximadamente una población de 1.700 familias agrupadas en 32

comunidades, entre las cuales se encuentran: El Espejo, Camarones, La Balsa, Cañitas, El Naranjo, Betillal, La Palma, Juan Cayo, Boca de Coñaque, Coñaque, El Cerezo, El Japón, La Mina, El Aguacate, El Achiote, El Ceibo, El Jaboncillo, Solesté, Sánchez, Boca de Sánchez, Platanales, Estero El Rancho, La Capilla, La Tola, El Guabillo, La Piedra, San Roque, Zapote, Ñause, Limón y El Jobo de Río Grande.



Figura No. 3.- Ubicación del área de estudio

Fuente: SENAGUA

2.1.2. *Condiciones Climáticas*

El área de estudio presenta un clima cálido-húmedo en el periodo lluvioso, y un clima seco en el periodo de estiaje, con un patrón complejo y cambiante debido, en gran parte, al sistema orográfico, así como a la influencia del clima oceánico.

Los factores principales que determinan el clima local son:

- La influencia de las masas de aire provenientes del Océano Pacífico, que marca perfectamente dos períodos; el lluvioso que se extiende entre Enero y Mayo; y el no lluvioso o seco en el resto del año.
- Los aspectos orográficos del sector hacen variar las condiciones pluviométricas anuales, existiendo zonas con precipitaciones anuales inferiores a los 600 mm (zona aledañas a Bahía de Caráquez y San Vicente), y áreas donde las precipitaciones anuales sobrepasan los 1.600 mm (en la parte alta de la cuenca).

2.1.3. *Actividades económicas del sector*

La zona se caracteriza por ser muy fértil, produciendo cítricos, cacao, ganado vacuno porcino y avícola, leche y sus derivados, a la par que yuca, maíz, maní y plátanos. Algunos de sus productos, como la mandarina, son exportados a países como Perú, Colombia y Venezuela.

2.1.4. *Proyecto Multipropósito Chone*

La Fase I del Proyecto Multipropósito Chone tiene como sus principales elementos a la Presa Río Grande, y el control de desagüe San Antonio. El presupuesto referencial de las obras en la adjudicación realizada en abril del 2010 ascendía a 46,5 millones de dólares sin IVA, y

la construcción debería estar lista en un plazo de 36 meses contados a partir de la entrega del anticipo del 35 % del valor de la obra.

El sitio de implantación de la Presa Río Grande está ubicado cerca de la ciudad de Chone, 1 km aguas abajo de la confluencia del Río Platanales con el Río Grande (en las coordenadas geográficas 9.923.000 N y 612.700 E).



Figura No. 4.- Lugar de implantación del Proyecto Multipropósito Chone

Fuente: EL COMERCIO 19/10/2011

Partiendo de la ciudad de Chone, se llega al sitio de la presa después de recorrer 15 km, de los cuales los siete primeros kilómetros se desarrollan por la carretera Chone-Santo Domingo, y los ocho kilómetros restantes por una carretera de tercer orden que se inicia en San Andrés, y conduce a El Ceibo, El Aguacate y Piedra de Plata, pasando por el Pueblito.

Desde el punto de vista de un efectivo control de las inundaciones para la ciudad de Chone, no resulta suficiente establecer por separado las obras del encauzamiento o de la Presa Río Grande, sino la combinación de ambas; es decir que a la presa multipropósito Río Grande se la considera como una presa de embalse.

El embalse del Río Grande está destinado a regular las aportaciones del Río Grande con una triple finalidad; asegurar el abastecimiento urbano e industrial para la ciudad de Chone y poblaciones aledañas hasta el año 2038, satisfacer la demanda de riego de una zona de 2.200 ha, y reducir el riesgo de inundaciones de la ciudad de Chone, al controlar las avenidas del Río Grande.

El embalse tiene un volumen útil de 75,74 hm³, que permite regular 52,76 hm³ anuales, destinando 40,81 hm³ (77%) al riego y el 23% restante al abastecimiento urbano e industrial.

La Presa Río Grande, al igual que la de Poza Honda y La Esperanza, se construirá con “materiales sueltos”, con el fin de disminuir los costos de construcción.

La Presa Río Grande se la diseñó en 1986 y tuvo un reajuste del presupuesto en el 2008; sin embargo, debido a la detección de algunos desajustes en la recolección y procesamiento de información hidrológica y

geotécnica, se consideró la necesidad de elaborar una propuesta de diseño.

2.2. Conceptos Generales de presas de material suelto

2.2.1. Tipos y características de presas

En ingeniería se emplea el término presa para referirse a estructuras hidráulicas de contención que están formadas por un muro grueso de roca u otro material, como hormigón, o materiales sueltos que se construyen habitualmente en un desfiladero sobre un río o arroyo para:

- Almacenar el agua y elevar su nivel, con el fin de regular el caudal.
- Aprovechamiento en el riego de terrenos.
- Abastecer de agua a poblaciones.

Existen numerosos tipos, pero, siendo las presas estructuras hidráulicas, su clasificación debe responder a las exigencias funcionales expuestas anteriormente. El U.S. Bureau of Reclamation (1970) las clasifica en tres tipos:

- Según su función
- Según los materiales empleados
- Según sus características hidráulicas

- **Según su función**

Presas de embalse

Almacena agua en periodo de abundancia para utilizarlas en los periodos que falte. Se podría clasificar a su vez en la función que tendría el embalse sea esta para pesca y cría de animales, abastecimiento, producción de energía hidráulica, riego, etc.

Presas de derivación

Se busca crear una carga o nivel que permita conducir el agua a través de canales u otro sistema antes de su utilización.

Presas de retención

Son aquellas que regulan las crecidas, y pueden ser de dos tipos:

- El agua se embalsa temporalmente y se la desembalsa a través de un desagüe.
- El agua se almacena tanto tiempo como sea posible mientras se filtra a través de estratos permeables con el objeto de elevar el nivel de la capa freática.

Se construyen también presas de retención con el fin de retener sedimentos y acarreos

- **Según los materiales empleados**

P. Novak y otros (2001) clasifica a las presas de acuerdo a los principales materiales utilizados en la construcción; estos son:

- Presas de hormigón:
 - Presas de gravedad
 - Presas tipo bóveda
 - Presas con contrafuertes

- Presas de materiales sueltos
 - Presas de relleno de suelo
 - Presa de enrocado o escollera

Presas de hormigón

Son aquellas que se construyen con hormigón masivo. Los taludes de los parámetros son diferentes, en general son muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba.

Presas de materiales sueltos

Las presas de materiales sueltos son terraplenes artificiales contruidos para permitir la contención de las aguas, su almacenamiento o su regulación y están formadas por fragmentos de rocas o tierras sueltas, sin cementar.

En su forma más simple, la presa de materiales sueltos se construía con suelos de baja permeabilidad y perfil nominalmente homogéneo, aunque las presas de este tipo evidenciaron vulnerabilidad a problemas asociados con infiltraciones. Posteriormente se estableció que las presas de materiales sueltos requerían de dos elementos constitutivos básicos:

- Un elemento impermeable de retención de agua, o núcleo, fabricado con un suelo de permeabilidad muy baja.
- Espaldones de soporte formado por un relleno de tierra más gruesa o roca, para proporcionar estabilidad estructural.

Las presas de materiales sueltos presentan menores exigencias respecto a la deformabilidad de la fundación respecto a cualquier tipo de presa; y, al contrario que en las altas presas de arco y de gravedad, que necesitan una cimentación en roca sana, las presas de materiales sueltos se adaptan fácilmente a las condiciones del terreno natural.

De acuerdo con el tipo de material que forma el relleno a las presas de materiales sueltos se los divide, en forma general, en dos grupos; de suelo o de enrocado.

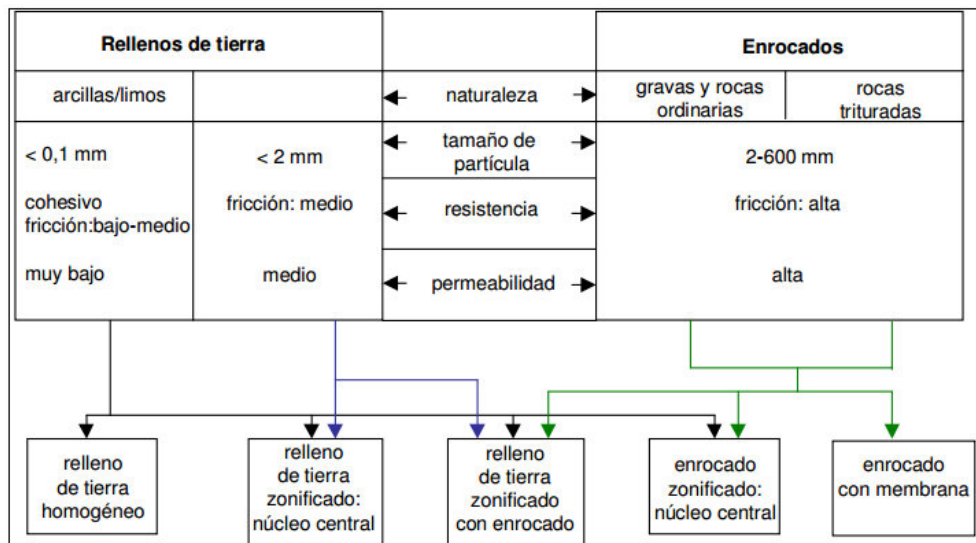


Figura No. 5.- Presas rellenas de suelo y enrocados

Fuente: P. Novak 2001

➤ Presas con relleno de suelo

Una presa de materiales sueltos puede considerarse de relleno de suelo si los suelos compactados representan más del 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de suelo se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente, de compactación uniforme en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlado.

Las presas de relleno de suelo pueden alcanzar un tamaño considerable, pero normalmente son pequeñas, lo que facilita su construcción y reduce el riesgo en caso de una rotura.



Figura No. 6.- Presa Poza Honda en Manabí – Ecuador

Fuente: SENAGUA

Las presas de materiales sueltos con relleno de suelo se clasifican en:

- Presas de material uniforme impermeable, o presas homogéneas.
- Presas de materiales heterogéneos, con núcleo impermeable de material natural.
- Presas de materiales heterogéneos con núcleos artificiales (pantallas y diafragmas).

Presas de material uniforme impermeable o presas homogéneas

Están constituidas por un material único e impermeable, que forma el cuerpo de la presa (arcillas, limos, arenas y gravas).

Su uso puede estar indicado en sitios donde abunda un material fácil de emplear y económico; mucho más indicando en presas de baja o moderada altura (20m o menos). Para el control de las filtraciones se disponen distintos tipos de drenes ubicados en distintas posiciones.

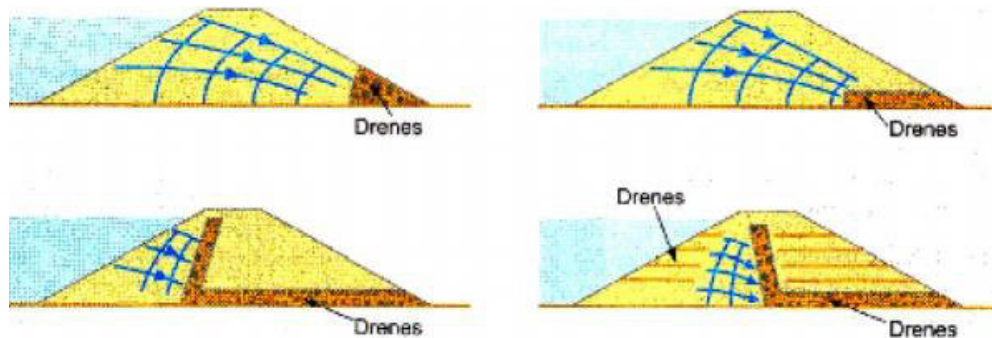


Figura No. 7.- Presas de material uniforme impermeable o presas homogéneas

Fuente: Dr. Sandoval, Washington (2013)

Presas de materiales heterogéneos con núcleo de material natural

Son las más frecuentes y tienen la ventaja de emplear óptimamente los materiales próximos disponibles, distribuyéndolos según sus características. Los materiales más permeables se usan como elementos estabilizadores, por su peso, mientras los más finos se usan para edificar un núcleo impermeable.

El núcleo impermeable suele estar en el centro, en posición vertical o cercana a ella. En otras ocasiones se sitúa inclinado y aguas arriba.

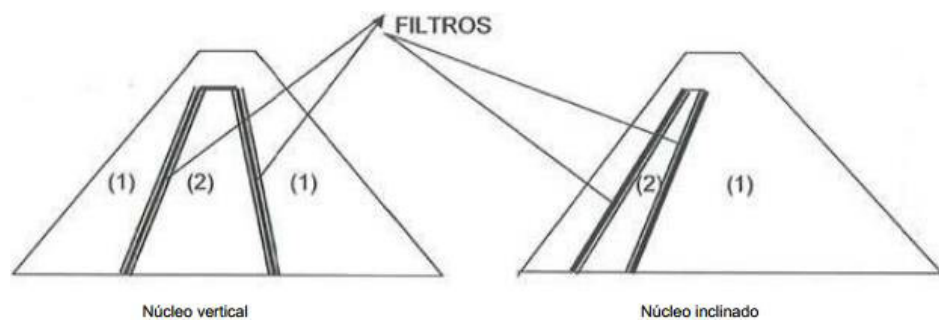


Figura No. 8.- Presas de materiales heterogéneos con núcleo natural

Fuente: P. Novak 2001

Presas de materiales heterogéneos con núcleos artificiales

Cuando no se encuentra cerca de la presa un material impermeable natural (arcillas o limos) se debe acudir al empleo de una pantalla artificial impermeabilizadora, que se coloca sobre el talud aguas arriba o en el centro de la presa (diafragma). Las pantallas más usadas son las de hormigón armado y de hormigón bituminoso; por otro lado, los diafragmas más utilizados suelen ser de mezcla asfáltica. Los espaldones suelen ser de material todo en uno o de escollera.

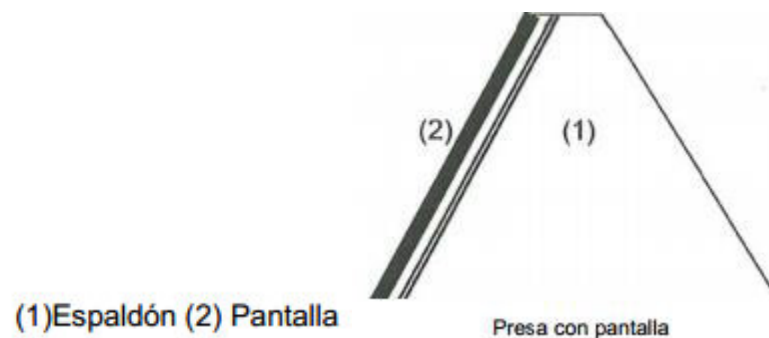


Figura No. 9.- Presas de materiales heterogéneos con núcleos artificiales (pantallas y diafragmas)

Fuente: P. Novak 2001

- Presas de Enrocado o escollera

La sección de las presas de enrocado incluye un elemento impermeable discreto formado por un relleno de suelo compactado, concreto o una membrana bituminosa. La designación como “presa de enrocado” es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se lo puede clasificar como roca; es decir, material friccionante de granulometría gruesa.

Las presas de enrocado, o relleno de suelo-roca, son recomendadas en el caso de presas de gran altura, puesto que el ahorro en material es representativo, esto se debe a que el material de la presa tiene mayor fricción, con lo que se obtiene una mayor resistencia al corte; también es importante destacar que la alta permeabilidad del material elimina los problemas de presión de poros.



Figura No. 10.- Presa Kleine Kinzig en Alemania

- **Según sus características hidráulicas**

Presas sordas

Las presas con sección sorda no permiten el vertido de agua por sobre su estructura. En este caso, al agua se la conduce a un nivel inferior mediante estructuras de conducción o aliviaderos anexos a la presa.

Presas filtrantes

Una presa filtrante es aquella que se encarga de retener sólidos, tales como arcillas, rocas de gran tamaño, arenas y limos; cabe recalcar que cada presa debe tener un sistema filtrante para cada tipo de sólidos, así como también, en función del tipo de material que se quiere retener, puede ser necesario colocar un filtro, por ejemplo de grava y arena.

Presas Vertedoras

Las presas vertedoras o hidroaliviadoras permiten el paso del agua a través de orificios superficiales alojados en su cuerpo. Las presas de concreto se construyen hidroaliviadoras y solo se deja una parte sorda en contacto con las orillas.

Las presas vertedoras pueden ser móviles o fijas.

- En las presas vertedoras móviles la descarga del agua puede ser regulada mediante compuertas. El nivel del agua puede mantenerse constante en este caso gracias a la operación de las

compuertas. En estas presas el nivel normal del agua puede estar en el nivel superior de la compuerta.

- Las presas vertedoras fijas (sin compuertas) no permiten la regulación de la lámina de agua.

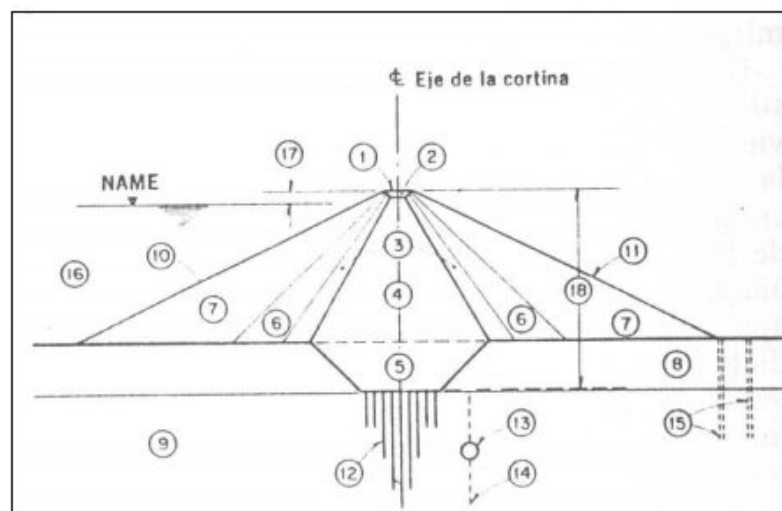
2.2.2. Elementos de la presa

Los elementos de una presa son los que se describen a continuación:

- **Embalse:** Se denomina embalse a la acumulación de agua producida por una obstrucción en el río o arroyo, la misma que destruye parcial o totalmente su cauce. La obstrucción del cauce puede ocurrir por causas naturales, por construcciones hechas por castores, o también mediante obras expresamente construidas por el hombre para tal fin, como son las presas.
- **Dique o presa:** Los términos se emplean como sinónimos para designar la estructura hidráulica que tiene por objeto crear un almacenamiento hídrico. En algunos casos, con el fin de evitar excesivas repeticiones, se usa la palabra terraplén, si es de relleno de suelo o pedraplén si es de relleno de enrocado
- **Altura de la presa:** Se define como la distancia vertical máxima entre el coronamiento y la cimentación, la cual no necesariamente coincide con la que se mide desde el cauce del río, por la presencia de depósitos aluviales.

- **Coronamiento o cresta:** Es la superficie superior de la presa que, constituye el elemento de protección de la presa contra oleaje, fuerza sísmica y sirve de acceso a otras estructuras. La Corona generalmente es revestida para prevenir el secado del corazón impermeable y proporcionar una vía para el tránsito de vehículos.
- **Talud:** Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la presa con el medio circundante. Se lo determina a través de la relación de longitudes entre el cateto vertical y el horizontal.
- **Núcleo impermeable:** Pantalla impermeable de la cortina construida con suelo compactado o elementos artificiales; este núcleo puede estar ubicado al centro y ser vertical o inclinado; o bien, localizado próximo al talud de aguas arriba. Dichas alternativas van a depender de los materiales existentes en el sitio.
- **Respaldos impermeables:** Son masas granulares que se integran con el núcleo impermeable para formar la sección de la presa. Pueden estar formados por filtros, transiciones y enrocamientos.
- **Filtro o Material de Transición:** Son elementos formados con arena limpia, bien graduada, destinados a coleccionar las filtraciones a través del núcleo y protegerlo de una posible erosión interna; puede requerirse un filtro vertical en el centro, unido a otro en la base.
- **Bordo libre:** Distancia vertical entre el nivel de la corona y el de las aguas máximo extraordinario (NAME); este último se alcanza cuando el vertedero trabaja a su capacidad límite de descarga.

- **Protecciones:** Para evitar la erosión causada por oleaje en el talud de aguas arriba, o por lluvias en el de aguas abajo, arriba los taludes se los protege con materiales capaces de resistir dicha acción.
- **Drenes:** Los drenes son zonas de material notablemente más permeables que el que forma el cuerpo de la presa, cuya función principal es impedir la presión neutral en el agua que se infiltra en ella.



- | | |
|------------------------------------|-----------------------------|
| 1- Cresta o Coronamiento | 10- Talud aguas arriba |
| 2- Revestimientos del coronamiento | 11- Talud aguas abajo |
| 3- Filtros | 12- Pantalla de inyecciones |
| 4- Núcleo impermeable | 13- Galería |
| 5- Trinchera | 14- Drenes |
| 6- Transiciones | 15- Pozos de Alivio |
| 7- Enrocados | 16- Embalse o vaso |
| 8- Depósito aluvial | 17- Bordo Libre |
| 9- Roca Basal | 18- Altura de la Presa |

Figura No. 11.- Elementos de la presa

Fuente: R Marsal 1975

2.2.3. Ventajas y desventajas de las presas de material suelto

Ventajas de las presas de materiales sueltos

Entre las principales ventajas de las presas de materiales sueltos se señala las siguientes:

- Las presas pueden ubicarse en todo tipo de sitios, desde valles anchos hasta cañones con laderas de altas pendientes.
- Una de las ventajas de las presas de materiales sueltos sobre las presas de concreto, y quizá la más evidente, es que se puede utilizar material de la zona, lo que implica una ventaja económica representativa para el proyecto, al no tener que transportar material procesado.
- Las presas de materiales sueltos no están sujetas a inflaciones de precios de materiales, lo que, a más de ser una ventaja económica, proporciona más seguridad para el cierre financiero de un proyecto.
- Una ventaja estructural de las presas de materiales sueltos es que pueden construirse sobre suelos con baja capacidad de soporte, ya que las cargas que se transmiten a la cimentación se distribuyen en un área mayor que en cualquier otro tipo de presas.
- Una de las ventajas importantes de este tipo de estructuras hidráulicas radica en el aspecto ambiental, ya que las presas de materiales sueltos se integran armoniosamente y de forma natural a

su entorno, permitiendo el crecimiento de vegetación y conservando el ecosistema preexistente.

- Las presas de tierra tienen varias ventajas en cuanto al sistema constructivo, debido a que se posibilita la construcción de macizos de gran volumen y peso, por consiguiente son resistentes a ser desplazados por el flujo a partir de materiales de pequeñas dimensiones.
- Los requisitos para la cimentación son menos rigurosos que para otros tipos de presas. Se pueden ubicar tanto en rocas como en suelo blando y compresible o formaciones de suelos relativamente permeables.
- Otra ventaja de este tipo de estructuras es su deformabilidad, la cual obedece a que las piedras no están cementadas entre sí y, por lo tanto, no pueden sufrir desplazamientos y rotaciones, por lo que las estructuras construidas con estos elementos se adaptan a las deformaciones del terreno de fundación sin sufrir fallas o fracturas.

Desventajas de las presas de tierra

Las principales desventajas de las presas de material suelto consisten en:

- Las presas de materiales sueltos son vulnerables al sobrevertido lo que en el diseño implicaría que la estructura puede sufrir daños severos, si es que no se prevé la suficiente capacidad de vertido.

- En una presa de materiales sueltos, especialmente en su fundación, existen grandes posibilidades de infiltraciones ocultas y erosión interna que pueden degradar el material e incrementar la vulnerabilidad de la estructura.

2.3. Estudio Hidrológico

Las comunidades que se asientan cerca del Río Grande sufren una influencia directa en caso de desbordamientos producidos por las lluvias intensas; de aquí se deriva la importancia de un estudio hidrológico, además que es fundamental para el planeamiento, diseño y operación de los sistemas hidráulicos, ya que independientemente del tipo de obra, el dimensionamiento varía de acuerdo a las condiciones pluviométricas de la cuenca.

El proceso de evaluación del posible impacto de los eventos hidrológicos en la Presa Río Grande y la selección de los valores de las variables significativas para su correcto funcionamiento se presentan de forma detallada en los ítems que se expone a continuación:

2.3.1. Características morfométricas de la cuenca del río Grande

Las características físicas de una cuenca dependen de parámetros morfométricos como son:

- **Superficie y Forma:** Entre los cuales se encuentran el área, el perímetro y el coeficiente de compacidad

- **Red Hidrológica y Sistema Pluvial:** Entre los cuales tenemos la longitud del río, distancia de los afluentes, pendiente longitudinal del río y densidad de drenaje

Estos elementos que son detallados en la siguiente tabla proporcionan la posibilidad de conocer la variación en el espacio de los elementos del régimen hidrológico de la cuenca.

Tabla 4.- Características morfométricas de la cuenca del río Grande

Cuenca	Coordenadas		Área de drenaje km ²	Perímetro Km	Longitud del río Km	Pendiente del río mm
	E	N				
Grande	606520	9925799	157,8	60.5	19,7	0,024

Una vez establecidas la características morfométricas de la cuenca se procede a calcular el tiempo de concentración, es decir, tiempo que demora el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado en llegar a la salida de la cuenca. Se consideró el promedio de las siguientes fórmulas:

- **Fórmula de Ranser - Kirpich:**

$$t_c = 4 * \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.385}$$

Donde:

- L: Longitud del río (km)
- S: Pendiente de la cuenca (°/°°)

- **Fórmula de Giandotti:**

$$t_c = \frac{(4\sqrt{A} + 1.5L)}{0.8H^{0.5}}$$

Donde:

- L: Longitud del río (km)
- A: Área de la cuenca (km²)
- H: Diferencia de nivel (m)

- **Fórmula de la Norma Mexicana C.2:**

$$t_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Donde:

- L: Longitud del río (km)
- S: Pendiente de la cuenca (°/°)

Los valores obtenidos con las fórmulas antes expuestas son:

Tabla 5.- Tiempo de Concentración de la cuenca del río Grande

Fuente	Tc (horas)
Ranser–Kirpich	6,84
Giandotti	4,60
Norma C.2	5,87
Tc (promedio)	5,77

Respecto al coeficiente de compacidad (K_c) y el coeficiente de forma (K_f), tenemos la siguiente información:

- **Coeficiente de compacidad de Gravellius (K_c)**: Nos permite definir la forma de la cuenca. A mayor coeficiente de compacidad mayor será el tiempo de concentración y, por lo tanto, la magnitud de la escorrentía generada por una precipitación es menor.

La ecuación para determinar el coeficiente de compacidad es:

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Donde:

- P: Perímetro de la cuenca (km)
- A: Área de la cuenca (km²)

Tabla 6.- Límites del coeficiente de compacidad (K_c)

K_c	Forma de la cuenca	Posibilidad de producir crecidas con mayores picos (caudales)
1.00 – 1.25	Circular	Alta
1.25 – 1.50	Oval Redonda hasta Oval Oblonga	Media
1.50 – 1.75	Oval oblonga hasta Rectangular oblonga	Baja

Fuente: Ing. Villacis, Eugenio

- **Coefficiente de forma de Horton (Kf)**: Nos proporciona el grado de achatamiento de una cuenca y por consiguiente condiciona las características de escurrimiento de una lluvia intensa lo que genera crecidas.

La ecuación para determinar el coeficiente de forma es:

$$Kf = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

- La: Longitud del río (km)
- A: Área de la cuenca (km²)

Tabla 7.- Límites del coeficiente de forma (Kf)

Kf	Forma de la cuenca	Crecidas
0.10 – 0.18	Muy poco achatada	Muy poco susceptible a crecidas
0.18 – 0.36	Ligeramente Achatada	Ligeramente susceptible a crecidas
0.36 – 0.54	Moderadamente Achatada	Moderadamente susceptible a crecidas
0.54 – 1.00	Ligeramente Redonda	Susceptible a crecidas
≥ 1.00	Redonda	Muy susceptible a crecidas

Fuente: Ing. Villacis, Eugenio

Con las fórmulas mencionadas previamente se determinó los siguientes valores para el coeficiente de compacidad y coeficiente de forma:

Tabla 8.- Tiempo de concentración, coeficiente de compacidad y coeficiente de forma de la cuenca del río Grande

Cuenca	Coeficientes compacidad (kc)	Coeficiente de forma (kf)
	-	-
Grande	1,36	0,40

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, podemos concluir que la cuenca del Río Grande es de forma oval oblonga, lo que implica que tiene posibilidad de producir crecidas con mayores picos (caudales); es decir, el caudal puede presentar picos debido a las lluvias intensas y producir un desbordamiento. Esto se puede confirmar con el valor obtenido del factor de forma con el cual, se conoce que la cuenca del Río Grande es moderadamente achatada, por consiguiente, es susceptible a crecidas.

2.3.2. Información hidrometeorológica utilizada

Los datos para el estudio hidrológico en cuanto a información hidrometeorológica provienen del estudio denominado “*Estudio hidrológico de inundaciones en la cuenca alta del río Chone (subcuencas: Garrapata, Mosquito y Grande)*” publicado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología – INAMHI.

Tabla 9.- Estaciones meteorológicas utilizadas en el estudio

Nombre	Coordenadas		Altitud	Estadística
	Latitud	Longitud	m.s.n.m	
Portoviejo	1 ° 02' 26" S	80 ° 27' 54" W	35	1978-1984
Santa Ana	1 ° 12' 13" S	80 ° 22' 20" W	40	1962-1984
Flavio Alfaro	0 ° 24' 08" S	79 ° 24' 25" W	15	1963-1991
Chone	0 ° 42' 18" S	80 ° 06' 31" W	20	1962-2006
Boyacá	0 ° 34' 07" S	80 ° 12' 20" W	370	1964-2005
Rocafuerte	0 ° 55' 21" S	80 ° 26' 55" W	20	1963-2000
Olmedo Manabí	1 ° 23' 44" S	80 ° 12' 39" W	50	1964-2000
Murucumba	0 ° 48' 17" S	79 ° 37' 03" W	64	1989-1999
Dos hermanas	0 ° 37' 52" S	79 ° 40' 04" W	45	1984-1995
Estancilla	0 ° 49' 00" S	80 ° 13' 00" W	-	1984-1998
Simbocal	0 ° 40' 00" S	80 ° 17' 00" W	-	1986-1990
San isidro	0 ° 22' 14" S	80 ° 09' 37" W	150	1963-2005
Jaboncillo	1 ° 16' 44" S	80 ° 25' 06" W	115	1993-2006
La laguna	1 ° 09' 10" S	80 ° 37' 27" W	235	1964-2006
Sancan	1 ° 15' 29" S	80 ° 35' 12" W	225	1963-2005
Zapote	0 ° 56' 18" S	80 ° 03' 20" W	79	1964-2006
Chorillos	1 ° 03' 15" S	80 ° 41' 20" W	226	1965-2006
Río Alajuela	1 ° 03' 16" S	80 ° 17' 33" W	118	1967-2005
Joa Jipijapa	1 ° 22' 15" S	80 ° 37' 49" W	195	1970-2006
Río Pechiche	0 ° 59' 10" S	80 ° 25' 41" W	30	1982-2002
Junin	0 ° 56' 04" S	80 ° 12' 30" W	20	1973-2005
Río Chamotete	1 ° 02' 12" S	80 ° 13' 58" W	128	1968-2005
Alajuela	0 ° 57' 01" S	79 ° 45' 55" W	-	1986-1994

Fuente: Estudio de la cuenca alta del Río Chone - INAMHI, 2008

Los datos hidrométricos comprenden los caudales máximos instantáneos anuales de aquellas estaciones que se encuentran ubicadas aguas arriba del punto de estudio y que se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 10.- Estaciones Hidrológicas utilizadas en el estudio

Cód.	Nombre	Coordenadas		Área	Altitud
		Latitud	Longitud	Km ²	m.s.n.m
H230	Garrapata AJ Chone	606544	9927637	130.76	23
H232	Mosquito AJ Grande	607048	9926571	112.41	25
H231	Grande AJ Mosquito	606520	9925799	190.58	25

Fuente: Estudio de la cuenca alta del río Chone - INAMHI, 2008

2.3.3. Análisis de la información meteorológica

En la cuenca alta del Río Chone, área en la que se encuentra el estudio del INAMHI, no existen estaciones meteorológicas; estas se encuentran alrededor o en zonas aledañas a la misma, por lo que, a partir de la base de datos del INAMHI, presentada en las tablas anteriores, se obtiene la información de las estaciones pluviométricas (23 estaciones).

En el estudio realizado por el INAMHI el análisis de homogenización de la información se realizó considerando lo siguiente, *“toda el área comprendida entre las estaciones existentes puede asemejarse como un*

solo patrón monolítico de comportamiento pluviométrico, esto incluye el área de estudio”.

2.3.4. Precipitación Media

El objetivo de estimar la precipitación media radica en establecer los periodos lluviosos y secos que se han presentado en las cuencas hidrográficas, para lo cual se aplican diferentes métodos con el fin de comparar resultados y determinar el más aplicable a la zona de estudio.

En este caso particular y debido a la insuficiencia de estaciones meteorológicas en las cuencas de estudio se trabajó con estaciones aledañas que corresponden a las cuencas de los ríos Chone y Portoviejo.

Los métodos utilizados para la estimación de la precipitación media son los siguientes:

- **Método de la media aritmética:**

Consiste en promediar los valores de precipitaciones medias mensuales o anuales de estaciones pluviométricas que se encuentran dentro de la cuenca de estudio.

$$Pm = \frac{1}{n} \sum_{1}^{n} Pi$$

Donde:

- n: Número de estaciones

- Pi: Precipitación registrada en cada estación (mm)

- **Método de Thiessen:**

Consiste en atribuir un factor de peso a los totales de precipitación de cada estación, que sea proporcional al área de influencia de cada una, a pesar que no considera influencias orográficas.

$$Pm = \frac{\sum_{i=1}^n A_i x * P_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

Donde:

- n: Número de estaciones
- Pi: Precipitación registrada en cada estación (mm)
- Ai: Área de influencia correspondientes a cada estación *i*, resultante del método de polígonos de Thiessen (km²)

- **Método de la inversa distancia al cuadrado (IDW)**

Consiste en evaluar la precipitación en un punto cualquiera de la cuenca, cuyo valor depende de los valores observados en el conjunto de las estaciones de la misma. Cada estación tiene una influencia de pendiente de la inversa de su distancia a este punto, elevado a una potencia que usualmente es igual a dos. Con este sistema las estaciones más cercanas tendrán una influencia mucho más fuerte que las estaciones alejadas.

$$V(i) = \frac{\sum_n \frac{1}{r(i,j)^v} * v(j)}{\sum_n \frac{1}{(i,j)^v}}$$

En donde:

- i: Número de casilla
 - j: Punto de datos
 - r(i,j): La distancia entre el nudo i y el punto j
 - n: Número de estaciones
 - V(j): El valor del punto j
- **Método de Kriging Ordinario**

Es probablemente el más exacto, consiste en establecer para cada punto de grilla un variograma (herramienta que permite analizar el comportamiento espacial de una variable sobre un área definida) que evalúa la influencia de las estaciones próximas en función de su distancia al punto y el rumbo.

Kriging es así el único método que puede tomar en cuenta un eventual gradiente espacial de la información y utiliza solamente las 23 estaciones más próximas a un punto de grilla.

Los valores calculados a través de los diferentes métodos se observan a continuación:

Tabla 11.- Valores de precipitación media anual

Cuenca	Métodos			
	Media Aritmética	Thiessen	1/Distancia ²	Krigging
	mm	mm	mm	Mm
Garrapata AJ Chone	1346.7	1355.7	1152.8	1153.9
Mosquito AJGrande	1596.0	1339.9	1289.4	1290.9
Grande AJ Mosquito	1689.5	1297.1	1310.4	1308.9
Cuenca Total	1586.5	1318.5	1250.6	1251.6

Fuente: Estudio de la cuenca alta del Río Chone – INAMHI

Por las consideraciones mencionadas anteriormente se considera como el método más preciso el de Kriging; por lo tanto, este es el método considerado en el estudio del INAMHI.

2.3.5. Régimen pluviométrico

Se llama régimen pluviométrico o régimen pluvial, al comportamiento de las lluvias a lo largo del año; más específicamente, se trata de la recopilación de datos de las lluvias a lo largo de un año en un lugar determinado.

El método empleado para la obtención de los valores de precipitaciones medias mensuales es el de Kriging, lo que permitió definir la variación de la precipitación de las cuencas con sus correspondientes periodos lluviosos y secos.

Tabla 12.- Variación de la precipitación en las cuencas de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande

Precipitación de la Cuenca Alta Río Chone formada por las cuencas de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande					
Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.
191,6	292,9	286	207,4	84,7	35,2

Precipitación de la Cuenca Alta Río Chone formada por las cuencas de los ríos Garrapata, Mosquito y Grande						
Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.	Total
22,8	8,7	16,6	19,4	20,8	65,5	1251,6

Fuente: Estudio de la cuenca alta del Río Chone – INAMHI, 2008

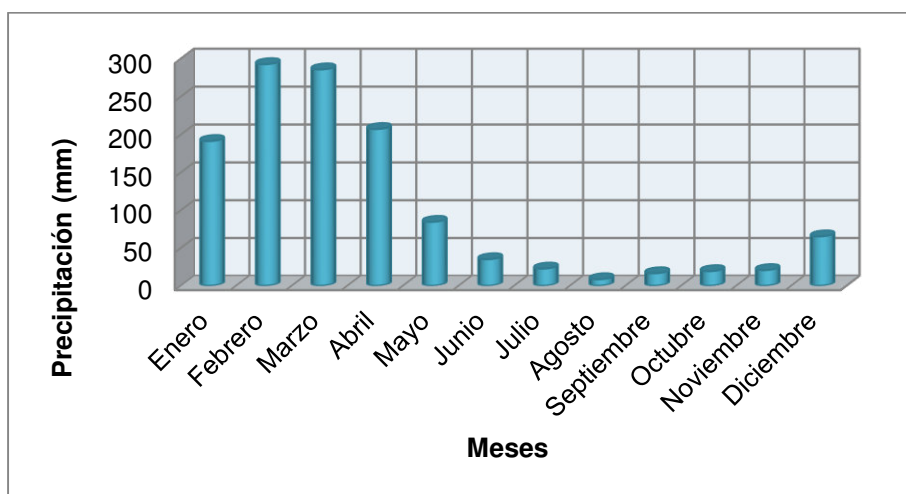


Figura No. 12.- Régimen de precipitaciones de la Cuenca del Río Chone

Fuente: Estudio de la cuenca alta del río Chone – INAMHI, 2008

De acuerdo con el Estudio de la cuenca alta del río Chone - INAMHI 2008, en la gráfica se observa que la precipitación en las cuencas de estudio tiene un periodo lluvioso entre enero y mayo con un máximo en el

mes de febrero en el que alcanza valores superiores a 290 mm y un periodo seco entre junio y noviembre cuyo valor más bajo (8mm) se produce en el mes de agosto.

El comportamiento de la lluvia en las cuencas consideradas es unimodal con un valor medio anual de 1.252 mm. (*Estudio de la cuenca alta del río Chone - INAMHI*)

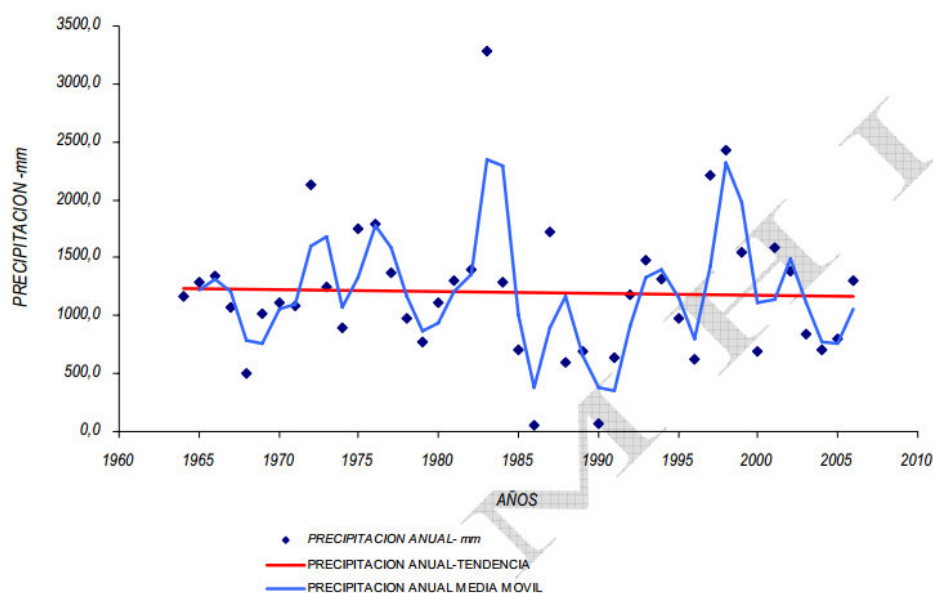


Figura No. 13.- Tendencia de precipitación, estación Chone (INAMHI)

Fuente: Estudio de la cuenca alta del Río Chone – INAMHI

2.3.6. Precipitación 24 horas

- **Análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas.**

En el estudio de la cuenca alta del Río Chone – INAMHI, se realizó el análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas de 23 estaciones

meteorológicas ubicadas en el área considerada. Los valores obtenidos para la precipitación máxima en 24 horas de las 23 estaciones son:

Tabla 13.- Precipitaciones máximas en 24 horas para 23 estaciones meteorológicas

Estación	Periodos de retorno en años –Tr				
	5	10	25	50	100
Portoviejo	93	95,8	117,7	133,9	150,1
Santa Ana	87,5	105,7	128,8	145,9	162,9
Flavio Alfaro	166,9	211	266,6	307,9	348,9
Chone	120,5	138,8	161,9	179,1	196,1
Boyacá	86,2	98,9	115	126,9	138,8
Rocafuerte	80,7	97,3	118,3	133,8	149,3
Olmedo - Manabí	118,7	135,4	156,3	171,9	187,4
Murucumba	115,6	126,5	140,2	150,4	160,4
Dos hermanas	169,2	195,1	227,8	252,1	276,2
Estancilla	86,3	101,2	120,1	134,1	148
Simbocal	66,8	81,3	99,7	113,3	126,8
San isidro	77,5	90,7	107,5	119,9	132,3
Jaboncillo	94	107,2	124	136,4	148,7
La laguna	52	66,2	84,2	97,5	110,8
Sancan	69,5	81,2	95,9	106,9	117,8
Zapote	114,7	132,5	155	171,6	188,2
Chorillos	95,6	117,7	145,6	166,3	186,8
Río Chico Alajuela	100,4	116,5	137	152,1	167,2
Joa Jipijapa	116	153,7	201,2	236,5	271,5
Río Chico Pechiche	78,3	91,8	108,9	121,6	134,2
Junin	102,4	118,2	138,3	153,1	167,8
Río Chamotete	106	119,1	135,6	147,9	160,1
Alajuela	128,1	145,2	166,7	182,7	198,6

Fuente: Estudio de la cuenca alta del río Chone – INAMHI

Se determinó la precipitación promedio en 24 horas para diferentes periodos de retorno aplicando el método de Kriging. Los valores se observan en la siguiente tabla:

Tabla 14.- Precipitaciones máximas promedio 24 horas

Periodo de retorno	Cuenca		
	Garrapata AJ. Chone	Mosquito AJ. Grande	Grande AJ. Mosquito
Tr (años)			
5	133,7	140,8	138,7
10	162	168,8	155,7
25	194,5	197,2	186,1
50	219,3	225,5	207,5
100	244,8	245	229,8

Fuente: Estudio de la cuenca alta del río Chone – INAMHI, 2008

A partir de los datos de la tabla anterior, se procedió a elaborar el gráfico Periodo de retorno vs Precipitación 24 horas con la finalidad de proyectar los valores de precipitación para diferentes periodos de retorno que no fueron considerados en el estudio del INAMHI.

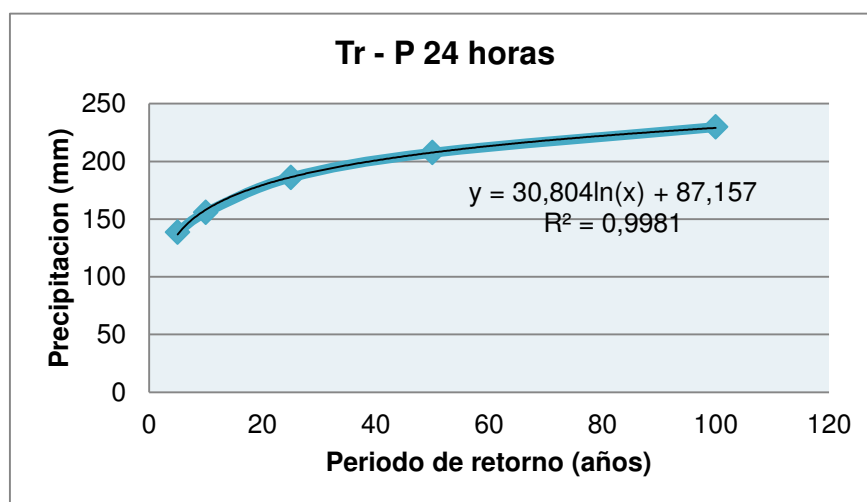


Figura No. 14.- Gráfica periodo de retorno vs Precipitación 24 horas

La ecuación que define la curva de la figura No 15 es la siguiente:

$$y = 30,804 * \ln(x) + 87,157$$

Donde:

- y = Precipitación 24 horas (mm)
- x = Periodo de retorno (años)

A partir de esta ecuación se calcularon las precipitaciones para los siguientes periodos de retorno:

Tabla 15.- Precipitación 24 horas para diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno (Años)	Precipitación 24 horas (mm)	
	Cuenca Grande AJ Mosquito (INAMHI)	Con ecuación $y = 30,804 * \ln(x) + 87,157$
1	-	87,16
5	138,7	136,73
10	155,7	158,09
25	186,1	186,31
50	207,5	207,66
100	229,8	229,01
500	-	278,59
1000	-	299,94
5000	-	349,52
10000	-	370,87

Como se puede observar, los valores obtenidos con la ecuación son similares a los proporcionados por el INAMHI, por lo que se considera aptos para realizar los cálculos posteriores.

2.3.7. Intensidad de Precipitación

En este punto ya se dispone de la precipitación del día más lluvioso del año en un periodo de T_r años. A partir de este dato se puede calcular la intensidad de precipitación para cualquier intervalo temporal.

Para el cálculo de intensidad de precipitación se utilizarán las ecuaciones definidas por el Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología del Ecuador (INAMHI) del año 1999. Estas ecuaciones calculan las intensidades para diferentes periodos de retorno.

Se determinó que el área del proyecto está ubicada en la Zona 4 o en la zona de la estación pluviométrica M162 correspondiente a la ciudad de Chone, la misma que presenta las siguientes ecuaciones:

Zona 4

$$I_{TR} = 56,507 * t^{-0.2694} I_{dtr} \Rightarrow 5 \text{ min} < 20 \text{ min}$$

$$I_{TR} = 247,71 * t^{-0.7621} I_{dtr} \Rightarrow 20 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$

Dónde:

- I: Intensidad de la precipitación (mm/h)
- TR: Periodo de Retorno considerado (años)
- t: Duración de la precipitación, igual al tiempo de concentración (min)
- Id: Intensidad diaria (mm/h)

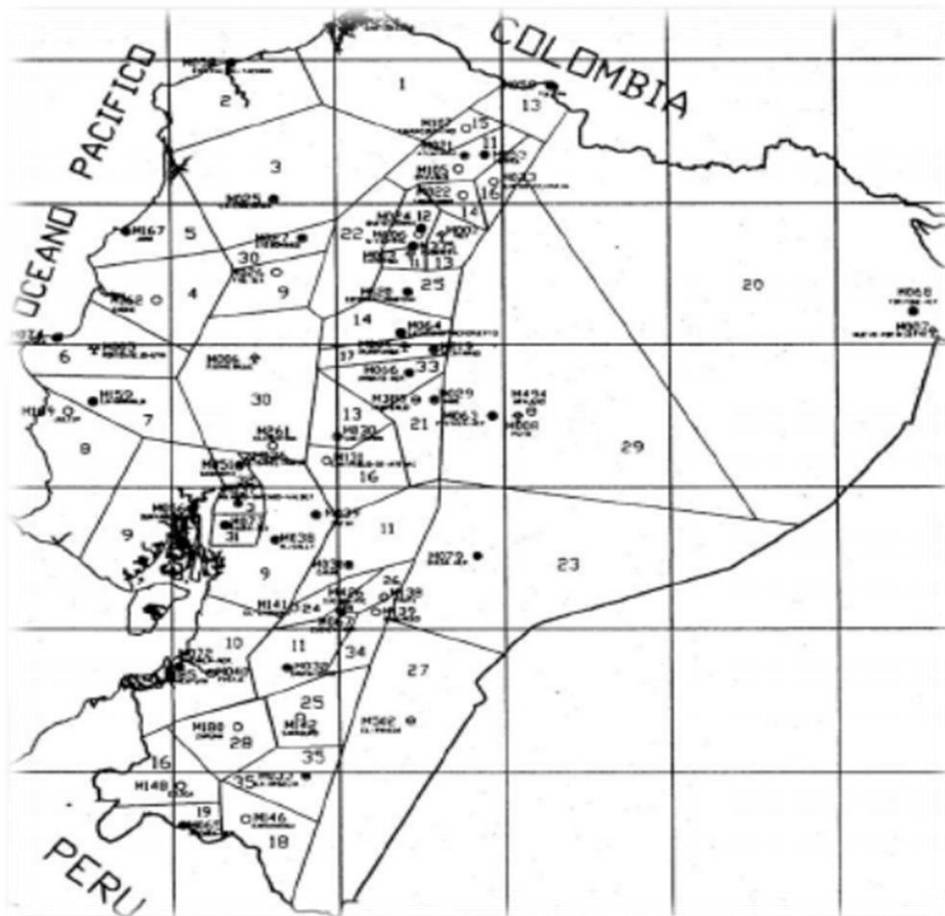


Figura No. 15.- Mapa de zonificación de intensidades de precipitación

Fuente: INAMHI, 1999

Ya que la zona 4 cubre gran parte de la cuenca, y la estación pluviométrica está ubicada a pocos kilómetros del sitio en estudio, será esta última la que tenga ecuaciones con mejores aproximaciones a las lluvias reales que se presentan en el lugar, por lo que serán las que se utilice para el cálculo de las intensidades.

Para el cálculo de las intensidades de precipitación se toma la duración de la precipitación (t) como aproximadamente igual al tiempo de concentración de la cuenca vertiente. Como se puede observar en el cálculo del tiempo de concentración el promedio de los tres valores es de 5,77 horas; pero al ser el valor calculado con la fórmula de Ranser - Kirpich igual a 6,84 horas, se ha decidido adoptar por seguridad, para el cálculo de intensidad de precipitación un tiempo de 7 horas con el que se han obtenido los siguientes valores:

Tabla 16.- Intensidad de precipitación para T= 7 horas

Periodo de retorno (años)	Formula zona 4 $I_{TR} = 247,71 * t^{-0.7621} Idtr$
1	216,31
5	339,35
10	392,34
25	462,39
50	515,38
100	568,37
500	691,41
1000	744,40
5000	867,44
10000	920,43

Para fines de diseño de las obras se procedió a realizar un cálculo que consiste en una ampliación del estudio anterior, que considere aguaceros de 48 horas de duración. Una mayor duración del aguacero trae consigo un incremento en el volumen de la onda de avenida y, una disminución del caudal pico siendo el más desfavorable frente al efecto laminador del

embalse el de 48 horas debido a que se produce la máxima sobreelevación en el embalse, considerándolo por tanto, para el diseño del aliviadero.

Los resultados para el aguacero de 48 horas de duración son los siguientes:

Tabla 17.- Intensidad de precipitación para T= 48 horas

Periodo de retorno (Tr)	Formula zona 4 $I_{TR} = 247,71 * t^{-0.7621} Idtr$
1	49,87
5	78,24
10	90,46
25	106,61
50	118,82
100	131,04
500	159,41
1000	171,62
5000	199,99
10000	212,21

2.3.8. Cálculo de caudales máximos

El cálculo de caudales máximos se lo realizó mediante el método de Verni King modificado, que relaciona el caudal instantáneo máximo de una crecida con la precipitación diaria máxima y el área pluvial a través de una relación de potencias.

La fórmula de Verni y King Modificada tiene la siguiente forma:

$$Q = C(T) * 0,00618 * P_{24}^{1,24} * A^{0,88}$$

Donde:

- Q: Caudal instantáneo máximo asociado al período de retorno T, años, expresado en m³/s.
- C (T): Coeficiente empírico del período de retorno T años.
- P₂₄: Intensidad de precipitación diaria máxima asociada al período de retorno de T años, expresada en mm.
- Ap: Área pluvial de la cuenca, expresada en km².

Los valores del coeficiente empírico del periodo de retorno se calcularon mediante una ecuación proporcionada por el Dr. Washington Sandoval la misma que se presenta a continuación:

$$C(T) = 0,79 + 0,0911 * Ln(Tr)$$

Para el cálculo de los caudales máximos esperados en el sitio de cierre de la Presa Río Grande, se procedió a definirla mediante aguaceros de una duración aproximadamente igual a la del tiempo de concentración de su cuenca vertiente, es decir 7 horas; de igual manera como se indica anteriormente por efecto de diseño de las obras se procede a calcular los caudales máximos para una duración de 48 horas.

Los valores de caudales máximos que se obtuvieron mediante el método de Verni King Modificado se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 18.- Caudales máximos

Caudal por el método de Verni King Modificado				
Periodo de retorno	C(T)	Área	P₂₄	Caudal Máximo
años	-	km²	Mm	m³/s
1	0,790	157,8	87,16	106,89
5	0,937		136,73	221,50
10	1,000		158,09	283,04
25	1,083		186,31	375,96
50	1,146		207,66	455,18
100	1,210		229,01	542,21
500	1,356		278,59	775,16
1000	1,419		299,94	889,05
5000	1,566		349,52	1185,76
10000	1,629		370,87	1327,70

2.3.9. Hidrograma Unitario

De manera general, el término "estimación de avenidas de diseño" se refiere a las características del hidrograma de la avenida que se utilizará para determinar las dimensiones de la obra hidráulica a construirse.

Se utilizará el método del hidrograma unitario para la determinación del caudal producido por las precipitaciones en la cuenca hidrográfica del Río Grande; para lo cual se consideran los datos que se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 19.- Datos de la Cuenca Hidrográfica Río Grande

Cuenca	Coordenadas		Área de drenaje	Perímetro	Longitud del río
	E	N	km ²	Km	Km
Grande	606520	9925799	157,8	60,5	19,7

Cota Máxima	Cota Mínima	Tiempo de concentración	Duración de Precipitación Neta
m.s.n.m	m.s.n.m	Min	Horas
495	25	5,77	48

En primer lugar se calculará el tiempo de base y tiempo de punta del hidrograma unitario para lo cual se empleará las formulas obtenidas por Sánchez, F. J. (2011).

Tiempo de Punta

$$Tp = 0,5 * D + 0,6 * Tc$$

Donde:

- D=Duración de la Precipitación Neta
- Tc=Tiempo de Concentración

Tiempo de Base

$$Tb = 2,67 * Tp$$

Donde:

- Tp= Tiempo de Punta

Una vez obtenidos los tiempos del hidrograma se procede a calcular el caudal de punta, para el cual también se emplea las fórmulas de Sánchez, F. J. (2011).

Caudal de Punta

$$Qp = \frac{Pm * A}{1,8 * Tb}$$

Dónde:

- Pm=Precipitación para un determinado periodo de retorno
- A=Área de la Cuenca hidrográfica
- Tb=Tiempo de base del hidrograma

Ahora bien, para el cálculo del caudal de punta es necesario seleccionar un periodo de retorno de diseño (Tr), que se lo define como el inverso de la probabilidad de excedencia en un año cualquiera. Así resulta que Tr es una medida directa de la seguridad hidrológica de la estructura hidráulica; es decir, entre mayor sea Tr, menor será la probabilidad de falla y por lo tanto mayor será la seguridad hidrológica. Lógicamente, desde el punto de vista de la seguridad, sería recomendable seleccionar un periodo de retorno grande; pero esa condición llevaría a considerar un evento de diseño igualmente grande que obligaría a que la obra resulte de dimensiones descomunales y, por ende, demasiado costosa.

Existen diversas formas de seleccionar el periodo de retorno para el diseño de una presa. Para este caso particular de diseño se utilizó el

criterio que se presenta en la siguiente tabla, a partir de información proporcionada por la Comisión Nacional Mexicana del Agua, que se encuentra adicionalmente respaldada con la fuente bibliográfica *Hidrología de Hilario Ramírez*.

Cuadro 2.- Periodo de Retorno para la determinación del Caudal Máximo

Cate	Capacidad de almacenamiento (hm ³)	Altura (m)	Potencial de daños		Tr (años)
			Pérdida de vidas	Daños materiales	
Pequeña	< 1.5	< 15	Ninguna	Menor que el costo de la presa	500
			Moderada	Del orden del costo de la presa	1,000
			Considerable	Mayor que el costo de la presa	10,000
Mediana	Entre 1.5 y 60	Entre 12 y 30	Ninguna	Dentro de la capacidad financiera	1,000 a 10,000
			Moderada	Ligeramente mayor que la capacidad financiera	10,000
			Considerable	Mayor que la capacidad financiera	10,000
Grande	> 60	> 18	Considerable	Excesivos o como norma política establecida	10,000

Fuente: Hidrología Hilario Ramírez, 2011

En vista de la capacidad de almacenamiento de la presa y el potencial de daños descritos en el cuadro 2, se realizó el cálculo del caudal de punta para dos periodos de retorno; 1.000 y 10.000 años.

Periodo de Retorno 1000 años

El cálculo del caudal de punta para un periodo de retorno de 1000 años se lo realizó con los datos incluidos en tablas anteriores, y el valor de precipitación previamente calculado que se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 20.- Caudal de Punta para hidrograma Unitario $T_r = 1000$ años

Variable	Fórmula	Valor	Unidades
Precipitación	-	299,94	mm
Tiempo de punta	$T_p = 0,5 * D + 0,6 * T_c$	27,46	horas
Tiempo de base	$T_b = 2,67 * T_p$	73,33	horas
Caudal de Punta	$Q_p = \frac{P_m * A}{1,8 * T_b}$	358,59	m ³ /s

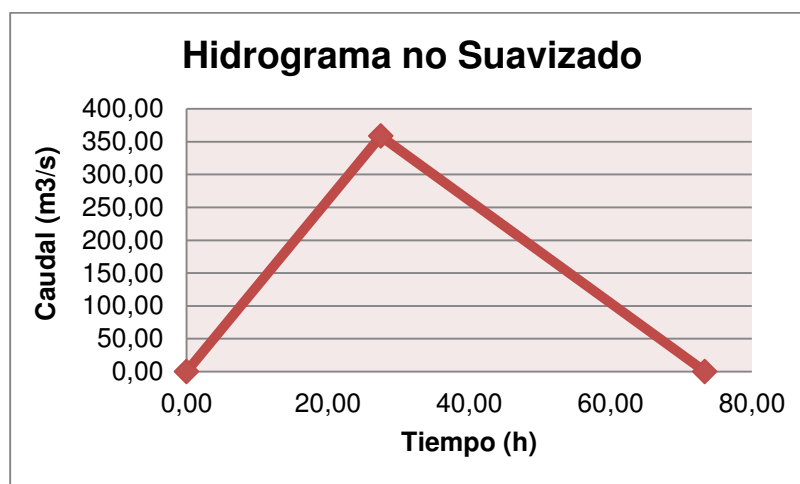


Figura No. 16.- Hidrograma Unitario No Suavizado para $T_r = 1000$ años

Tabla 21.- Coordenadas del Hidrograma Unitario No Suavizado para $T_r = 1000$ años

Tiempo	Caudal
horas	m ³ /s
0,00	0,00
27,46	358,59
73,33	0,00

A pesar que el hidrograma no suavizado no es el definitivo, tiene la ventaja de permitir una comprobación del método y, consecuentemente, del resultado obtenido para el caudal de punta.

La comprobación consiste en obtener el área bajo el diagrama, la cual constituye el volumen de agua considerada en la cuenca hidrográfica cuyo valor debe ser igual a la multiplicación del área de la cuenca por la precipitación correspondiente a un determinado periodo de retorno.

Tabla 22.- Comprobación del método para la generación del diagrama Unitario para TR = 1000 años

Variable	Fórmula	Valor
Área bajo el hidrograma	$Vh=(b*h)/2$	47331083,29
Volumen total	$Vh=A*Pm$	47331083,29

Una vez obtenido el Caudal de Punta y los tiempos de base, se procede a generar un hidrograma suavizado a partir del hidrograma unitario del método del Hidrograma Adimensional del SCS, como se detalla a continuación.

Tabla 23.- Coordenadas del Hidrograma Unitario Suavizado para Tr=1000 años

T / tp	Q / Qp	T	Q
0	0	0,00	0,00
0,1	0,015	2,75	5,38
0,2	0,075	5,49	26,89
0,3	0,16	8,24	57,37
0,4	0,28	10,99	100,40
0,5	0,43	13,73	154,19

CONTINÚA

0,6	0,6	16,48	215,15
0,7	0,77	19,22	276,11
0,8	0,89	21,97	319,14
0,9	0,97	24,72	347,83
<u>1</u>	<u>1</u>	<u>27,46</u>	<u>358,59</u>
1,1	0,98	30,21	351,42
1,2	0,92	32,96	329,90
1,3	0,84	35,70	301,21
1,4	0,75	38,45	268,94
1,5	0,65	41,20	233,08
1,6	0,57	43,94	204,40
1,8	0,43	49,44	154,19
2	0,32	54,93	114,75
2,2	0,24	60,42	86,06
2,4	0,18	65,91	64,55
2,6	0,13	71,41	46,62
2,8	0,098	76,90	35,14
3	0,075	82,39	26,89
3,5	0,036	96,12	12,91
4	0,018	109,86	6,45
4,5	0,009	123,59	3,23

Periodo de Retorno 10.000 años

Los cálculos para el periodo de retorno de 10.000 años se los realizó en la misma forma que para el periodo de retorno de 1.000 años. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 24.- Caudal de Punta para Hidrograma Unitario $T_r = 10.000$ años

Variable	Fórmula	Valor	Unidades
Precipitación	-	370,87	mm
Tiempo de punta	$T_p = 0,5 * D + 0,6 * T_c$	27,46	Horas
Tiempo de base	$T_b = 2,67 * T_p$	73,33	Horas
Caudal de Punta	$Q_p = \frac{P_m * A}{1,8 * T_b}$	443,38	m ³ /s

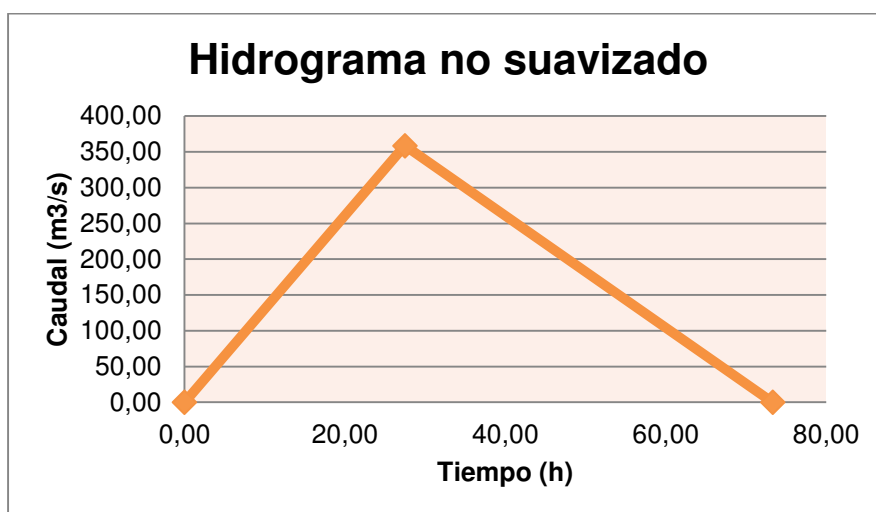


Figura No. 17.- Hidrograma Unitario No Suavizado para $T_r = 10.000$ años

Tabla 25.- Coordenadas del Hidrograma Unitario No Suavizado para $T_r=10.000$ años

Tiempo	Caudal
horas	m3/s
0,00	0,00
27,46	443,38
73,33	0,00

La comprobación del método y consecuentemente, del resultado obtenido como caudal de punta se lo hizo también para el periodo de retorno de 1.000 años. Los resultados se los presenta en la siguiente tabla:

Tabla 26.- Comprobación del método para la generación del Hidrograma Unitario $T_r=10.000$

Variable	Fórmula	Valor
Área bajo el hidrograma	$Vh=(b*h)/2$	58523652,85
Volumen total	$Vh=A*Pm$	58523652,85

El hidrograma suavizado se basó en el hidrograma unitario del método del Hidrograma Adimensional del SCS, como se detalla a continuación:

Tabla 27.- Coordenadas del Hidrograma Unitario Suavizado para $T_r=10.000$ años

T / tp	Q / Qp	T	Q
0	0	0,00	0,00
0,1	0,015	2,75	6,65
0,2	0,075	5,49	33,25
0,3	0,16	8,24	70,94
0,4	0,28	10,99	124,15
0,5	0,43	13,73	190,66
0,6	0,6	16,48	266,03
0,7	0,77	19,22	341,41
0,8	0,89	21,97	394,61
0,9	0,97	24,72	430,08
1	1	27,46	443,38
1,1	0,98	30,21	434,52
1,2	0,92	32,96	407,91
1,3	0,84	35,70	372,44
1,4	0,75	38,45	332,54
1,5	0,65	41,20	288,20
1,6	0,57	43,94	252,73
1,8	0,43	49,44	190,66
2	0,32	54,93	141,88
2,2	0,24	60,42	106,41
2,4	0,18	65,91	79,81
2,6	0,13	71,41	57,64
2,8	0,098	76,90	43,45
3	0,075	82,39	33,25
3,5	0,036	96,12	15,96
4	0,018	109,86	7,98
4,5	0,009	123,59	3,99

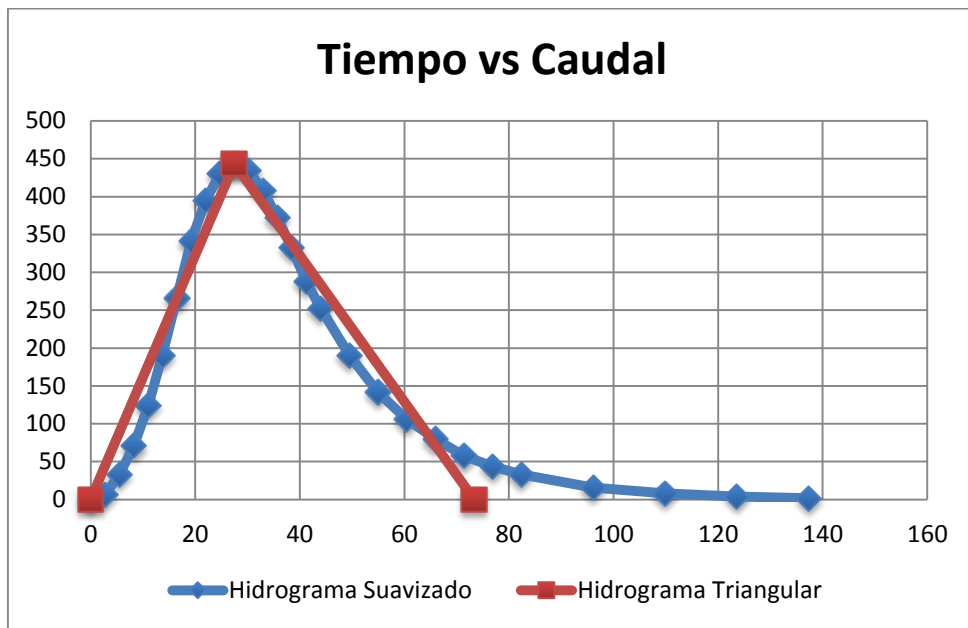


Figura No. 18.- Hidrograma Unitario Suavizado para $Tr = 10.000$ años

2.4. Riesgo sísmico

El área del proyecto de Propósito Múltiple Chone se encuentra en la Región Costa, dentro de la Provincia de Manabí, que según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 11), se ubica en la zona VI de la peligrosidad sísmica, que se caracteriza por presentar un alto riesgo sísmico con una aceleración $\geq 0.50g$ para un periodo de retorno de 475 años (factor Z).

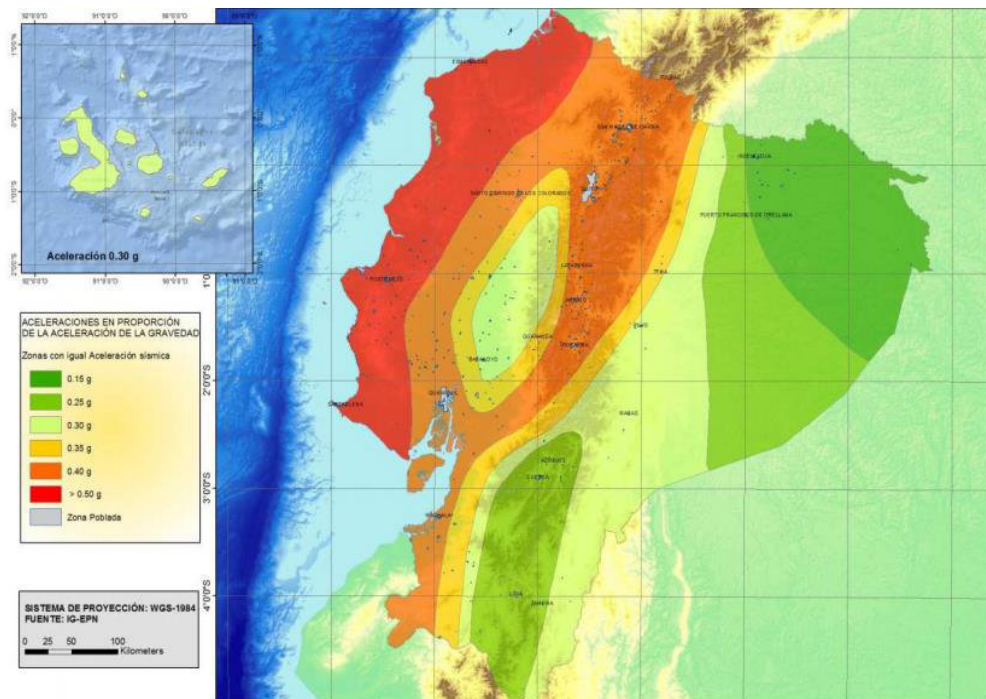


Figura No. 19.- Mapa de diseño sísmico

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)

De acuerdo al estudio realizado por la empresa ACOLIT Cía. Ltda. en el año 2008, la obra hidráulica se encuentra en el ámbito las unidades geológicas denominadas:

- Cuencas Pre-Arco Norte
- Cordillera Costera.

Cuenca Pre-Arco Norte

En la Cuenca Pre-Arco Norte afloran rocas sedimentarias de grano fino (lutitas) y areniscas, depositadas en un ambiente tranquilo que no fueron afectadas por tectonismo. El sustrato cretácico lo constituye la formación Piñon, formado por rocas efusivas.

Cordillera Costera

La Cordillera Costera tiene una litología similar, pero con intrusiones volcánicas y un apreciable fallamiento.

Resulta especialmente importante para el estudio la subducción de la Placa Oceánica de Nazca bajo la Continental de Sudamérica, porque influye directamente sobre los rasgos tectónicos y la actividad sísmica de toda la región.

Los efectos producidos por los terremotos sobre las estructuras y las personas, los evalúa mediante la Intensidad Sísmica, que describe de una manera subjetiva, el efecto destructivo de los sismos. Existen varias escalas de Intensidad; una de ellas es la denominada “Mercalli Modificada” (MM) a partir de la cual y con base en los datos mencionados anteriormente, se llega a la conclusión que el área del proyecto puede estar sometida a un sismo de intensidad MM VIII – IX, lo que implica que se producirían los siguientes daños:

- MM VIII: Daños ligeros en estructuras bien diseñadas, considerables en regulares y severos en las mal diseñadas.
- MM IX: Pánico general. Las estructuras con diseño sismo resistente son seriamente dañadas. Daño en los cimientos.

<i>IMM</i>	DEFINICIÓN
I	Detectado solo por instrumentos.
II	Sentido por personas en reposo.
III	Sentido por personas dentro de un edificio.
IV	Se siente fuera del edificio.
V	Es notado por todos. Los objetos inestables se caen.
VI	Las personas andan con dificultad. Las ventanas y objetos de vidrio se quiebran. Las estructuras con mampostería débil se agrietan.
VII	Daños moderados en estructuras bien diseñadas, y daños severos en malas construcciones.
VIII	Daños ligeros en estructuras bien diseñadas, considerables en regulares y severos en las mal diseñadas.
IX	Pánico general. Las estructuras con diseño sísmo resistente son seriamente dañadas. Daño en los cimientos.
X	Destrucción grande en edificios bien contruidos. Grandes deslizamientos del terreno.
XI	Casi nada queda en pie. Fisuras en el piso. Tuberías subterráneas fuera de servicio.
XII	Destrucción casi total. Catástrofe.

Figura No. 20.- Escala de intensidad Mercalli Modificada (IMM)

Fuente: Mercalli Modificada en 1931 por Harry O. Wood y Frank Neuman

En conclusión, el Proyecto Multipropósito Chone está ubicado en un área con un alto potencial de riesgo sísmico y puede resultar sometida, a un sismo de intensidad MM VIII – IX, con una aceleración sísmica horizontal en roca mayor a 0.50g, originada por un sismo producido en la subducción de la Placa de Nazca bajo la de Sudamérica y con epicentro en la fase ecuatoriana. La frecuencia con la que ocurre el sismo de diseño está asociada a un periodo de retorno de 475 años.

2.5. Geología

De acuerdo con el estudio realizado por ACOLIT Cía. Ltda. en el año 2008, el sitio de la Presa Río Grande está ubicado dentro de un contexto Terciario medianamente sísmico formado por las series ONZOLE y BORBÓN que presentan facies variables entre areniscos y lutitas. Estas secuencias están dispuestas casi horizontalmente, y no se ha observado en la zona del proyecto ningún accidente tectónico o falla.

EN el sitio de la presa, el valle presenta un aluvial extenso y laderas de fuerte pendiente con ángulos de 40° a 45°, recubiertas por coluviales de espesor variable que aparecen entre las cotas 40 m.s.n.m a 60 m.s.n.m.

En los afloramientos rocosos se observa areniscas dispuesta horizontalmente, dentro de las cuales se reconocen tres secuencias principales; dos de ellas constituidas principalmente por areniscas y las otras por lutitas y limolitas con algunas intercalaciones de areniscas de

grano fino. El fracturamiento subvertical presenta dos orientaciones dominantes; N45 W y N 45 E.

A nivel de la llanura aluvial de la margen izquierda del emplazamiento de la presa se destaca la presencia de un aluvial fino a grueso de hasta 38m de espesor.

Los sondeos mecánicos realizados en las laderas, ponen de manifiesto la existencia de un substrato rocoso constituido por rocas blandas (lutitas) deleznales, alterables y de escasa resistencia, pero de características impermeables.

El tipo de de materiales sueltos, hace prever que no existan mayores problemas en las fundaciones, a no ser eventuales asentamientos en el cauce y la necesidad de construir en dicha zona una pantalla impermeable hasta el zócalo. No se advierten importantes dificultades para la excavación y estabilidad de las laderas.

2.6. Erosión de la cuenca

Índice Modificado de Fournier (IFM)

Para el estudio de erosión de la cuenca alta de Río Grande se empleará el índice modificado de Fournier (IFM), el mismo que caracteriza la agresividad de la precipitación y, por lo tanto, permite conocer el nivel de erosión que causa la misma.

$$IFM = \sum_{i=1}^{12} \frac{p_i^2}{p}$$

Dónde:

- P_i = precipitación del mes i en mm
- P = Precipitación total anual en mm

Tabla 28.- Datos para cálculo de Índice de Fournier

Mes	Precipitación (mm)	P_i^2 (mm)
Enero	191,6	36710,56
Febrero	292,9	85614,76
Marzo	286	81796
Abril	207,4	43014,76
Mayo	84,7	7174,09
Junio	35,2	1239,04
Julio	22,8	519,84
Agosto	8,7	75,69
Septiembre	16,6	275,56
Octubre	19,4	376,36
Noviembre	20,8	432,64
Diciembre	65,5	4290,25
Total	1251,6	261695,2

Fuente: Estudio de la cuenca alta del río Chone – INAMHI

$$IFM = \frac{261695,2}{1251,6} = 209,88$$

Una vez obtenido el valor IFM se procede a comparar con la tabla especificada por este tipo de análisis, así:

Cuadro 3.- Clasificación del Índice de Fournier Modificado (IFM)

IFM	Clasificación
0-60	Muy Bajo
60-90	Bajo
90-120	Moderado
120-160	Alto
> 160	Muy Alto

Fuente: Revista de Geografía Norte Grande, 2009

En vista que el valor IFM de la zona de estudio es mayor a 160, se puede concluir que el tipo de erosión es muy fuerte, es que generalmente es un aspecto característico de las cuencas que presentan una desigual repartición anual de la lluvia y una concentración de las precipitaciones en un corto periodo del año.

Aportación de sedimentos

El estudio de erosión elaborado por ACOLIT Cia. Ltda. indica que para la cuenca alta de Río Grande, se estima un valor de aportaciones de sólidos al embalse del orden de 1600 m³/km²/año, que equivale a un valor de 2000 t/km²/año. La aportación total de sedimentos a lo largo de la vida útil del embalse se la ha evaluado para un lapso de 100 años.

$$V = 1.600 \text{ m}^3/\text{km}^2 * 159 \text{ km}^2 * 100 \text{ años} = 25,4 \text{ hm}^3$$

Para esta estimación asumió que todo el material sólido erosionado en la cuenca llegará hasta el embalse.

La eficiencia del embalse en lo que se refiere a la capacidad de retener los sedimentos que afluyen al él, se le ha estimado de acuerdo con la expresión de Brune, que, con base en la relación capacidad del embalse – volumen de aportación media anual, permite conocer el porcentaje de sedimentos que quedarán retenidos en el embalse.

Para el embalse de Rio Grande, con una capacidad de 113,24 hm³ y una aportación media anual de 100hm³ la relación antes citada es de 1.13, lo que significa que el porcentaje de sedimentos retenidos en el embalse oscila entre el 95 y el 100%, adoptando con criterio conservador el último valor.

Respecto a la distribución de los sedimentos dentro del embalse, aspecto difícil de estimar, se ha atendido los estudios realizados por Borlan y Miller del U.S. Bureau of Reclamation, que clasifican a los embalses, de acuerdo con su forma, en cuatro tipos.

Cuadro 4.- Clasificación de los embalses

Tipo de Embalse	Clasificación
I	Lago
II	Estribación de Colina
II	Colina
IV	Garganta

Fuente: Borlan y Miller del U.S Bureau of Reclamation

Para el embalse del Río Grande, que de acuerdo con la clasificación antes citada está entre los tipos II y III, se tiene que el volumen de sedimento depositado, respecto del embalse, es del 22.5 % (25.4/113.24).

En el estudio orientado a definir el volumen útil necesario, se ha supuesto que la totalidad de los sedimentos se depositan horizontalmente en la zona más próxima a la presa. Esta simplificación es válida para un embalse de las dimensiones y características como las que presenta el embalse del Río Grande.

Las obras de control o protección de la cuenca alta del Río Grande que aporta al embalse, se las podría resumir como sigue:

- **Reforestación con especies autóctonas de un total de 1900 ha,** distribuidas por la cuenca fundamentalmente en las zonas de mayor riesgo de erosión.
- **Creación de las áreas de erosión moderadas,** constituido por zanjas que permitan la evacuación del agua de escorrentía hacia evacuaderos adecuados, como son los arroyos, esteros.
- **Corrección de cauces mediante la instalación de diques de mampostería,** de estas medidas, la reforestación y la de corrección de cauces pueden establecerse a corto plazo, estimándose que la que debe ejecutarse e suma urgencia son los procesos de reforestación de los lugares indicados para ello.

El aterramiento del embalse no se va a producir a corto ni medio plazo por lo que no es preciso recurrir a soluciones drásticas y costosas para reducir las aportaciones sólidas al mismo.

En cualquier caso, después de establecer los programas de reforestación, debe tener prioridad la creación de la red de zanjas para el drenaje de las laderas; este sistema presenta el grave inconveniente, de que exige unos trabajos de conservación continuos, que deben ser emprendidos por el propietario del terreno, Sin embargo, este puede también beneficiarse directamente de este sistema, entre otras razones, porque puede establecer unas plantaciones productivas en el borde exterior de la zanja (cítricos, banano, cacao, etc.) Esta plantación, al crecer, incluso puede llegar a constituir por sí misma una barrera de contención de la erosión, supliendo a partir de este momento la labor de zanja, evitando así sus gastos de conservación.

2.7. Estudio de Materiales

Las zonas que han sido estudiadas para préstamo de los materiales que conformaran el cuerpo de la Presa Río Grande son las que se las describe a continuación:

- **Jobo Alto**, situado en la margen izquierda del sitio de implantación de la Presa. Constituye el estribo de la Presa, y llega hasta la cota 170 m.s.n.m. Se utilizará como la cantera principal de arenisca y lutita.

- **Jobo Bajo**, situado a unos 300 metros aguas abajo del sitio de implantación de la Presa, entre las cotas 30 msnm y 70 msnm, sobre la margen izquierda y junto al camino de acceso a la presa. Es también representativo de los depósitos coluviales de pie de monte que aparecen a lo largo de todo el valle del Río Grande, tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa.
- **Zona de cultivos** que se encuentra ubicada a unos 800 metros en línea recta aguas abajo del sitio de implantación de la presa, entre las cotas 90 msnm y la 120 msnm, sobre la margen derecha en una zona plana donde se ubican algunas zonas cultivadas.

No se han considerado posibles préstamos en el llano aluvial, considerando que por la experiencia que se tiene de reconocimiento de la zona, se trata de suelos limosos con un elevado contenido de humedad, en vista de lo cual se ha decidido descartar su utilización.

La forma más económica de utilización consiste en aprovechar al máximo el material de préstamo de El Jobo Alto y hacer así lo mas grande posible la explanada a excavar en la margen izquierda donde se ubicará el aliviadero. El corte resultante tendrá una altura de aproximadamente 100 m, que exigirá un control más cuidadoso durante la excavación, la misma que se la deberá realizar en bancos escalonados, con una adecuada protección de los taludes, también se debe atender con cuidado el drenaje superficial en la coronación.

CAPÍTULO III

DISEÑO DE LA PRESA DE MATERIALES SUELTOS

3.1. Bases de Diseño

3.1.1. Curvas Características del Embalse

La curva característica del embalse define la superficie y el volumen del mismo en función de la cota del nivel de agua. Se la construye a partir de los datos de superficie (km²) obtenidos del plano topográfico en AutoCAD, con los que se calcula el volumen del embalse con la siguiente ecuación:

$$\Delta \text{Volumen Embalse} = \frac{\text{Area1} + \text{Area2}}{2} * \text{Diferencia de Cotas}$$

$$\text{Volumen del Embalse} = \Delta V1 + \Delta V2$$

Los valores obtenidos con base en la cota del nivel de agua en el embalse, así como las gráficas y ecuaciones correspondientes a los mismos, son los que se presentan a continuación.

Tabla 29.- Curva Característica del Embalse

Curvas Características del Embalse				
Cota	Área	Δ Volumen embalse	Volumen embalse	Comprobación
m.s.n.m	km ²	10 ⁶ (m ³)	10 ⁶ (m ³)	10 ⁶ (m ³)
25	0,00	0,00	0,00	0,00
30	56,08	1,40	1,40	1,27
35	113,36	4,24	5,64	5,37
40	164,67	6,95	12,59	12,18
45	218,53	9,58	22,17	21,69
50	278,45	12,42	34,59	33,87
55	346,88	15,63	50,23	50,27
60	441,37	19,71	69,93	70,04
65	549,38	24,77	94,70	94,72
70	680,65	30,75	125,45	125,44
75	830,44	37,78	163,23	163,32
80	1020,12	46,26	209,49	209,48
Total 10⁶ (m3)		209,49	789,43	787,53

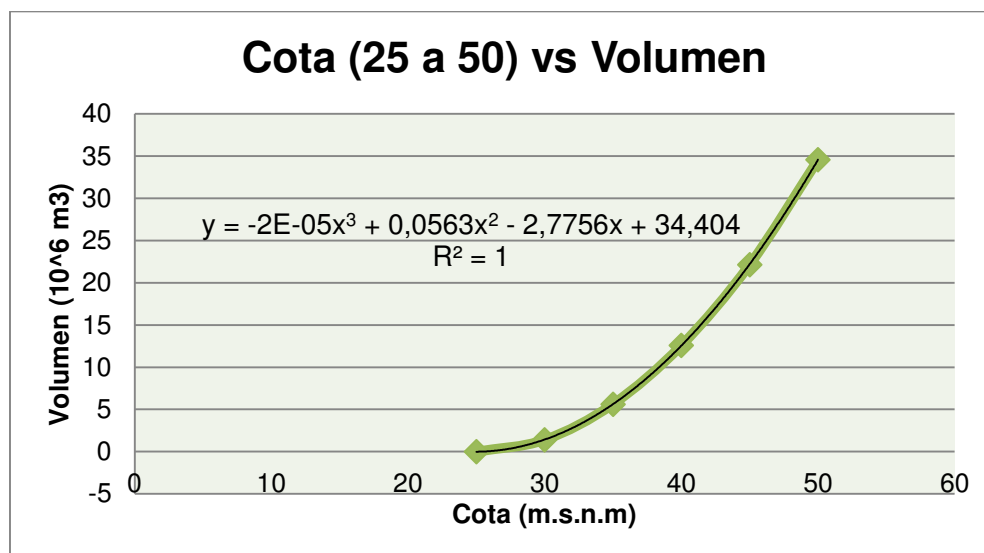


Figura No. 21.- Curva Cota vs Volumen del Embalse (Cota 25 a 50)

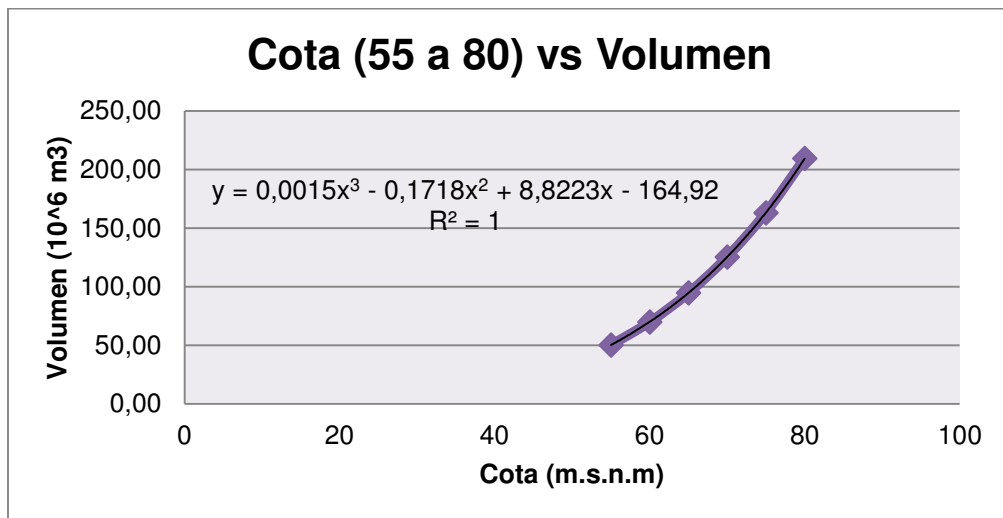


Figura No. 22.- Curva Cota vs Volumen del Embalse (Cota 50 a 80)

3.1.2. Volumen de descarga en el vertedero y el embalse

Para el cálculo del volumen de descarga del vertedero y del embalse, se necesita conocer la variación del volumen en función del tiempo transcurrido, que se lo puede determinar mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta Volumen = \frac{\Delta T * \Delta Q * 3600}{2000000}$$

Donde:

- $\Delta T = T_{final} - T_{inicial}$
- $\Delta Q = Q_{final} - Q_{inicial}$

Tomando en cuenta que en el estudio hidrológico se consideraron dos periodos de retorno y, por consiguiente se generaron dos hidrogramas, el cálculo de volumen de descarga se lo realizó para ambos casos, como se

puede verificar en el anexo incluido al final del documento. Con base en los resultados obtenidos se determinó que el más favorable, para un periodo de retorno de 10.000 años, tiene un ancho de vertedero de 30 m, como se puede observar a continuación:

3.1.2.1. Volumen de Descarga para $T_r = 10.000$ años

Tabla 30.- Volumen de descarga $T_r = 10.000$ años

T	Q	Δ Volumen
Horas	m³/seg	10⁶ m³
0,00	0,00	0,00
2,75	6,65	0,03
5,49	33,25	0,20
8,24	70,94	0,52
10,99	124,15	0,96
13,73	190,66	1,56
16,48	266,03	2,26
19,22	341,41	3,00
24,72	430,08	4,08
27,46	443,38	4,32
32,96	407,91	4,16
35,70	372,44	3,86
43,94	252,73	2,67
49,44	190,66	4,38
54,93	141,88	3,29
60,42	106,41	2,45
65,91	79,81	1,84
71,41	57,64	1,36
76,90	43,45	1,00
82,39	33,25	0,76
96,12	15,96	1,22
109,86	7,98	0,59
137,32	1,77	0,14
Total 10⁶ m³		59,48

- **Cálculo de cargas sobre el vertedero**

El caudal máximo con los valores de cotas y caudales indicados en la tabla anterior, es 443,38 m³/s para un tiempo de 27,46 horas; . El volumen determinado para dicho caudal es 4,32x10⁶ m³ y el volumen total de descarga 59,48x10⁶ m³, determinado a partir de la siguiente fórmula:

$$V_{total} = \sum_{t=0}^{t=138} Volumen(t)$$

- **Cálculo de cargas sobre el embalse**

Se considera que al inicio de la crecida, el embalse está en el nivel normal de operación (NAMO = 68,05 m.s.n.m). Para determinar el volumen de descarga en dicho punto, se utiliza las ecuaciones Cota vs Volumen del embalse antes indicadas, y sabiendo, que el Nivel Máximo de Operación se encuentra entre las cotas 55 a 85 se empleará una segunda ecuación, que se indica a continuación:

$$y = 0,0015x^3 - 0,1718x^2 + 8,8223x - 164,92$$

Tabla 31.- Cálculo del ancho del vertedero para $Tr= 10\ 000$ años

Carga sobre el vertedero					
Cota	Volumen embalse	H	Delta V. Embalse	Qx (caudal de descarga)	b
m.s.n.m	10⁶ (m³)	m	10⁶ (m³)	m³/s	m
68,05	112,67	0	0,00	443,38	0
68,55	115,84	0,5	3,17	413,65	540
69,05	119,09	1	6,42	383,28	177
69,55	122,40	1,5	9,73	352,25	89
70,05	125,78	2	13,11	320,56	53
70,55	129,24	2,5	16,57	288,21	34
71,05	132,76	3,00	20,09	255,17	23
71,55	136,36	3,50	23,69	221,43	16
72,05	140,04	4,00	27,37	187,00	11
72,55	143,79	4,50	31,12	151,85	8
73,05	147,62	5,00	34,95	115,97	5
73,55	151,53	5,5	38,86	79,36	3
74,05	155,52	6	42,85	42,00	2
74,55	159,59	6,5	46,92	3,89	1

Para determinar la carga sobre el vertedero, y por consiguiente, su ancho (b), se consideraron las siguientes fórmulas:

- Variación de Altura (m):

$$\Delta H = Cota_{final} - Cota_{inicial}$$

- Variación de volúmenes 10⁶ (m³):

$$\Delta V = Volumen_{final} - Volumen_{inicial}$$

- Caudal de descarga (m³/s):

$$Q_x = Q_{max} * \left(1 - \frac{Va}{Vt}\right)$$

$$\text{Donde } Va = \Delta V$$

- Ancho b (m):

$$b = \frac{Q}{m} * H^{3/2} * \sqrt{2 * g}$$

El máximo valor del caudal de descarga es de 288,21 m³/s, en la cota 70,55 m.s.n.m. con un ancho del vertedero de 34 m.

A partir de los valores indicados en la tabla 31, se generó la gráfica Volumen vs Cota, que se utilizará para predecir los valores de cota y volumen de descarga, en los cálculos posteriores.

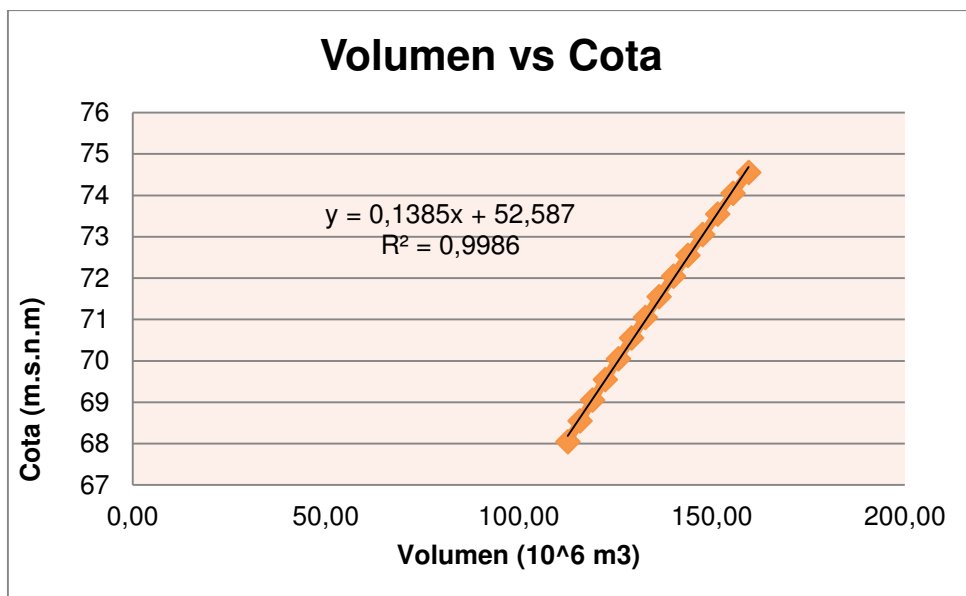


Figura No. 23.- Curva Volumen del Embalse vs Cota para Tr = 10.000 años

- **Cálculo de caudal de diseño**

El cálculo del caudal de diseño se lo realiza a partir del valor obtenido para el ancho del vertedero, que, a pesar que su aproximación inmediata debería ser 35 m, se lo ha redondeado a 30 m, por las consideraciones que se detallan en los cálculos incluidos en los anexos.

El proceso iterativo comienza determinando el valor del caudal del vertedero mediante la siguiente formula:

$$Q_{vert} = Q_{x2} = b * m * H^{3/2} * \sqrt{2 * g}$$

Dónde:

- m = Coeficiente de gasto o caudal
- b = Ancho del vertedero
- H = Tirante o carga del vertedero

A continuación, se procede a calcular el volumen del embalse por medio de la ecuación obtenida previamente en la gráfica volumen vs cota; es decir:

$$y = 0,1385x + 52,587$$

Finalmente, se debe igualar los valores de Q_{vert} y Q_{x2} a partir de la ecuación obtenida de la gráfica Volumen del embalse vs Caudal del vertedero, como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 32.- Cálculo de Volumen del Embalse y Caudal del vertedero

H	Qvert = Qx	Cota	V embalse	Qx2 (ecuación)
m	m³/s	m.s.n.m	m³	m³/s
0,00	0,00	68,05	111,65	0
0,10	2,00	68,15	112,37	1,80
0,20	6,00	68,25	113,09	3,08
0,30	11,00	68,35	113,81	10,07
0,40	16,00	68,45	114,53	17,43
0,50	23,00	68,55	115,26	25,15
0,60	30,00	68,65	115,98	33,24
0,70	38,00	68,75	116,70	41,68
0,80	47,00	68,85	117,42	50,48
0,90	56,00	68,95	118,14	59,65
1,00	65,00	69,05	118,87	69,18
1,10	75,00	69,15	119,59	79,06
1,20	86,00	69,25	120,31	89,31
1,30	97,00	69,35	121,03	99,92
1,40	108,00	69,45	121,75	110,89
1,50	120,00	69,55	122,48	122,22
1,60	132,00	69,65	123,20	133,92
1,70	144,00	69,75	123,92	145,97
1,80	157,00	69,85	124,64	158,38
1,90	171,00	69,95	125,36	171,16
2,00	184,00	70,05	126,09	184,30
2,10	198,00	70,15	126,81	197,79
2,20	212,00	70,25	127,53	211,65
2,30	227,00	70,35	128,25	225,87
2,40	242,00	70,45	128,97	240,45
2,50	257,00	70,55	129,70	255,40
2,60	273,00	70,65	130,42	270,70
2,70	289,00	70,75	131,14	286,36
2,80	305,00	70,85	131,86	302,39
2,90	322,00	70,95	132,58	318,78
3,00	338,00	71,05	133,31	335,52
3,10	355,00	71,15	134,03	352,63
3,20	373,00	71,25	134,75	370,10
3,30	390,00	71,35	135,47	387,93

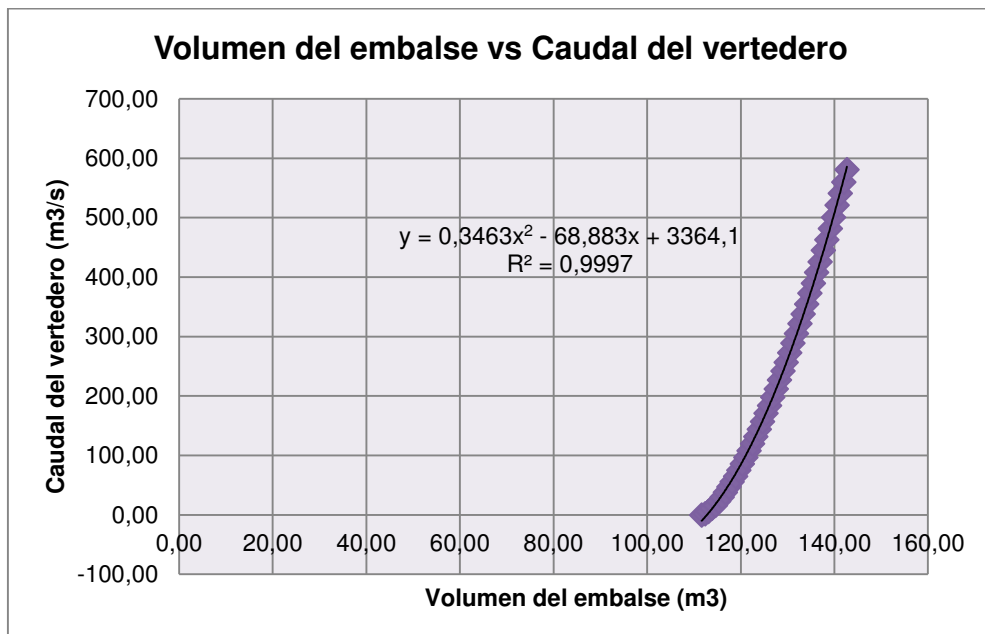


Figura No. 24.- Curva Volumen del Embalse vs Caudal para $Tr = 10.000$ años

Una vez que se ha generado la ecuación, a partir de la gráfica Volumen del Embalse vs Caudal del vertedero, se procede a calcular el caudal del diseño y el nivel máximo de operación.

Para el cálculo de V_2 se emplea la siguiente fórmula:

$$V_2 = \frac{V_1 + (Q_1 + Q_2)}{2 * \Delta T} - \frac{(Q_{X1} + Q_{X2})}{2 * \Delta T}$$

Tabla 33.- Cálculo del caudal de diseño

Δt	Q_1	Q_2	$(Q_1 + Q_2) / 2$	Qx_1	Qx_2	$(Qx_1 + Qx_2) / 2$	V1	V2	Qx	Cota
seg	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	10 ⁶ (m ³)	10 ⁶ (m ³)	m ³ /s	m.s.n.m
9887,107	0,00	6,65	3,33	0,00	-0,50	-0,25	112,67	112,71	-0,50	68,20
9887,107	6,65	33,25	19,95	-0,50	1,28	0,39	112,71	112,90	1,28	68,22
9887,107	33,25	70,94	52,10	1,28	5,83	3,56	112,90	113,38	5,83	68,29
9887,107	70,94	124,15	97,54	5,83	14,43	10,13	113,38	114,24	14,43	68,41
9887,107	124,15	190,66	157,40	14,43	28,80	21,62	114,24	115,59	28,80	68,60
9887,107	190,66	266,03	228,34	28,80	50,83	39,82	115,59	117,45	50,83	68,85
9887,107	266,03	341,41	303,72	50,83	81,98	66,41	117,45	119,80	81,98	69,18
9887,107	341,41	394,61	368,01	81,98	121,47	101,73	119,80	122,43	121,47	69,54
9887,107	394,61	430,08	412,35	121,47	166,15	143,81	122,43	125,08	166,15	69,91
9887,107	430,08	443,38	436,73	166,15	211,72	188,94	125,08	127,53	211,72	70,25
9887,107	443,38	434,52	438,95	211,72	252,90	232,31	127,53	129,58	252,90	70,53
9887,107	434,52	407,91	421,22	252,90	285,08	268,99	129,58	131,08	285,08	70,74
9887,107	407,91	372,44	390,18	285,08	305,89	295,49	131,08	132,02	305,89	70,87
9887,107	372,44	332,54	352,49	305,89	315,30	310,60	132,02	132,43	315,30	70,93
9887,107	332,54	288,20	310,37	315,30	314,30	314,80	132,43	132,39	314,30	70,92
9887,107	288,20	252,73	270,46	314,30	305,56	309,93	132,39	132,00	305,45	70,87
19774,21	252,73	190,66	221,69	305,56	275,43	290,49	132,00	130,64	275,43	70,68
19774,21	190,66	141,88	166,27	275,43	237,92	256,67	130,64	128,85	237,92	70,43
19774,21	141,88	106,41	124,15	237,92	200,82	219,37	128,85	126,97	200,82	70,17
19774,21	106,41	79,81	93,11	200,82	167,61	184,22	126,97	125,17	167,61	69,92
19774,21	79,81	57,64	68,72	167,61	138,83	153,22	125,17	123,50	138,83	69,69
19774,21	57,64	43,45	50,55	138,83	114,54	126,69	123,50	121,99	114,54	69,48
19774,21	43,45	33,25	38,35	114,54	94,69	104,62	121,99	120,68	94,69	69,30
49435,54	33,25	15,96	24,61	94,69	59,03	76,86	120,68	118,10	59,03	68,94

CONTINÚA

49435,54	15,96	7,98	11,97	59,03	37,10	48,07	118,10	116,31	37,10	68,70
49435,54	7,98	3,99	5,99	37,10	23,55	30,33	116,31	115,11	23,55	68,53
49435,54	3,99	1,77	2,88	23,55	14,99	19,27	115,11	114,30	14,99	68,42
49435,54	1,77	0,00	0,89	14,99	9,36	12,17	114,30	113,74	9,36	68,34

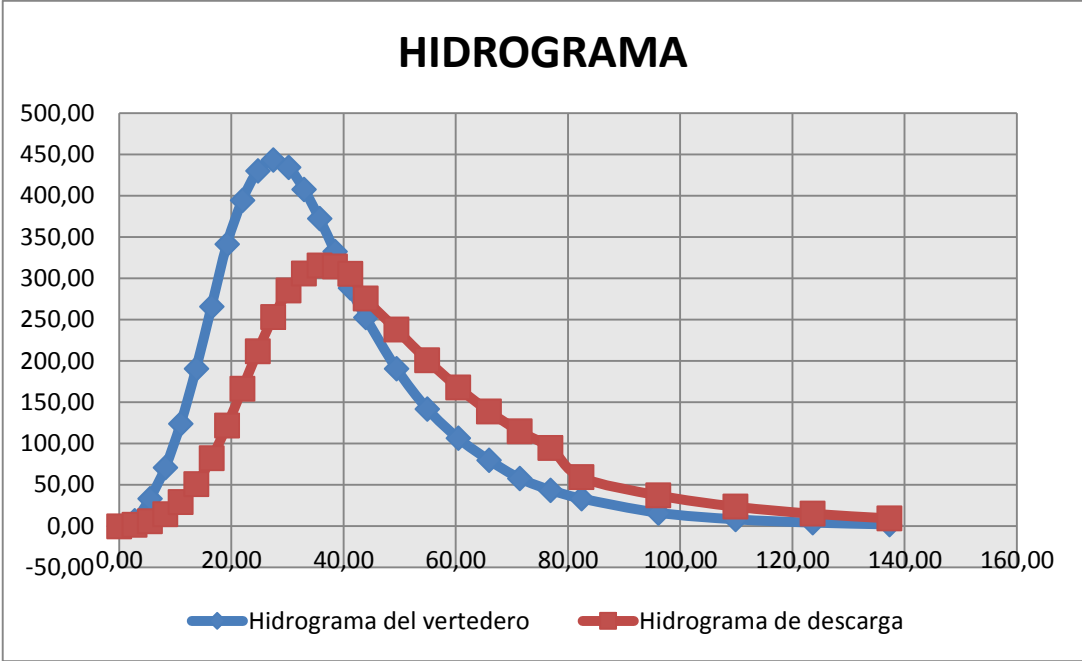


Figura No. 25.- Hidrogramas para Tr = 10 000 años

Tabla 34.- Resultados Obtenidos para el Diseño

Q_x (max)	m³/s	315,30
H (max)	m	2,88
P₁	m	1,00
N A M E	m.s.n.m	70,93
N A M O	m.s.n.m	68,05
Volumen de descarga	m³/s	132,43

- **Determinación de la cota del cauce**

Para determinar la cota del cauce, se debe elaborar la gráfica Cota vs Caudal del Cauce y obtener la ecuación de la misma, que se la construye a partir del nivel de la solera del cauce, es decir 25 m.s.n.m. tal como se puede evidenciar en el plano topográfico incluido en los anexos al final del documento.

Tabla 35.- Coordenadas finales del Vertedero

Cota	Caudal del cauce
m.s.n.m	10⁶ (m³/s)
25	0,48
26	1,37
27	17,23
28	50,32
29	102,9
30	177,22
31	275,55
32	400,12
33	553,21
34	737,07
35	953,95
36	1206,1
37	1495,8

Con la mencionada ecuación y conociendo el caudal máximo para el periodo de retorno de 10 000 años se determina la cota del cauce.

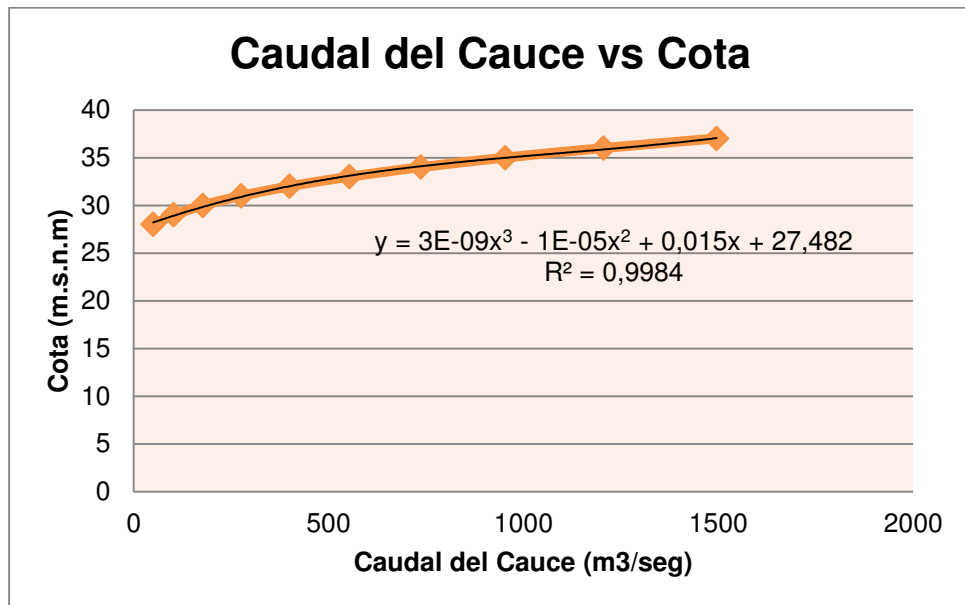


Figura No. 26.- Caudal de cauce vs Cota para Tr = 1000 años

Q_x (max)	315,30 m ³ /s
Cota del cauce	31,31 m.s.n.m

- **Cálculo de Caudal Unitario**

Finalmente, y a partir de los resultados obtenidos de los cálculos anteriores, se determina el caudal unitario (q); es decir, el caudal por unidad de área y se verifica que este no sea mayor que el caudal permitido (qp) para el tipo suelo en el que se ubicará la presa, así:

$$q_p = 1.7 * f * H^{1/2}$$

Dónde:

- q_p = Caudal Unitario
- f = Factor dependiendo del tipo de suelo
- H = Altura hasta el nivel del cauce

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

Dónde:

- Q = Caudal de diseño
- A = Área de la Cuenca

$$H_{cauce} = NSC - Cota\ del\ Cauce$$

Dónde:

- NSC = Nivel de la solera del cauce

Tabla 36.- Cálculo de Caudal Unitario para $Tr = 10\ 000$ años

H	m	6,31
Factor de suelo limoso arcilloso	-	0,85
q_p	m^3/s	13,18
q	m^3/s	10,51

A partir de los resultados obtenidos en la tabla anterior, se puede evidenciar que el caudal unitario calculado es menor que el caudal permitido, en un rango aceptable.

3.2. Niveles Característicos del Embalse

Se ha definido de acuerdo con los resultados obtenidos del estudio de regulación realizado en ítems anteriores, los niveles característicos del embalse, los cuales son:

NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias). Es el nivel máximo que es capaz de resistir la cortina calculado para un valor máximo esperado de una avenida. La diferencia de elevaciones entre el NAMO y NAME corresponde a la carga de diseño del vertedor, valor con el cual es diseñada la obra de excedencias y la estructura de control (vertedor).

NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias). . El nivel de aguas máximo de operación, NAMO, indica el nivel a partir del cual comienza a funcionar la obra de excedencias. Se obtiene a partir del volumen útil.

NAMIN (Nivel de Aguas Mínimo). Es el mínimo nivel que se puede tener para el funcionamiento de la obra de toma y queda determinado con el gasto de demanda.

NAMuerto (Nivel de Aguas Muerto). Es el nivel considerado para recibir los azolves durante la vida útil de la obra. Se obtiene en base al volumen de sedimentos esperado para la vida útil de la obra.

Tabla 37.- Niveles característicos del Embalse

Niveles Característicos del Embalse			
Incógnita	Descripción	Valor	Unidad
NAME	Nivel de Aguas máximo extremo	70,93	m.s.n.m
NAMO	Nivel Máximo de Operación del embalse	68,00	m.s.n.m
NAMin	Nivel de Aguas mínimo	54,00	m.s.n.m
NAMU	Nivel de Aguas Muerto	41,00	m.s.n.m
NC	Nivel de cimentación	23,00	m.s.n.m
NSC	Nivel de la Solera del Cauce	25,00	m.s.n.m
NEI	Nivel del estrato impermeable	1,00	m.s.n.m

Es importante recalcar que pese a que en el apartado anterior se determinó el nivel de la solera del cauce en la cota 25 m.s.n.m, en este apartado y para cálculos futuros, se toma dos metros menos a dicho valor porque el material que se encontró en este lugar, según el estudio de suelos, está deteriorado y por ende no es idóneo para tomarlo como parte del calculo

3.3. Talud de los espaldones

Una de las consideraciones para esta nueva alternativa de diseño de la presa de Río Grande, es que, la misma se compondrá de un solo material, es decir, que se trata de una presa homogénea. Por lo tanto, el material que forma la presa debe ser lo suficientemente impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y en el caso de los taludes, por exigencias de estabilidad y para evitar desprendimiento deben ser lo suficientemente tendidos, tanto el parámetro de aguas arriba, si se supone

que puede producirse un desembalse rápido, como el aguas abajo, para resistir los desprendimientos cuando esté saturado hasta un nivel alto.

Una vez establecido dichas consideraciones, se procede a determinar la inclinación de los taludes partiendo de la altura de la presa, así:

Tabla 38.- Altura de la presa

Incógnita	Descripción	Fórmula	Valor	Unidad
H	Altura de la presa	$NAME - NSC$	45,93	m.s.n.m

Para las inclinaciones de los taludes aguas arriba y aguas abajo, se considera la tabla propuesta por (Rasskazov , L. 1984) para presas de tierra

Tabla 39.- Inclinación de Taludes

PRESA DE TIERRA (Rasskazov , L. 1984)														
ALTURA DE LA PRESA				TALUD AGUAS ARRIBA			TALUD AGUAS ABAJO							
5	<	H	<	10	m	=	2	1,5	<	m	<	2		
11	<	H	<	15	2,5	<	m	<	3	2	<	m	<	2,25
16	<	H	<	20	3	<	m	<	3,25	2,25	<	m	<	2,5
20	<	H	<	30	3,25	<	m	<	3,5	2,5	<	m	<	2,75

Fuente: Presas de Tierra - Rasskazov , L. 1984 citado por Sandoval, W (2013)

Siendo la altura de la presa mayor a los valores establecidos en la tabla, se toma el máximo en ambos casos.

Tabla 40.- Inclinación de Taludes Presa Río Grande

Incógnita	Descripción	Valor
m 1	Talud aguas arriba	3,0 : 1
m 2	Talud aguas abajo	2,5 : 1

3.4. Parámetros de Oleaje

Para garantizar la seguridad de una presa se debe considerar como parte del cálculo un espacio entre el nivel máximo del embalse y la cota de la corona, el mismo que impide que las ondas puedan sobrepasar la cresta; esta distancia es conocida como borde libre.

Para establecer la altura exacta del borde libre, es importante determinar las características de oleaje en el embalse, el cual, como bien se sabe, es causado por el viento y por los movimientos propios del agua.

3.4.1. Velocidad de Viento

Es importante conocer que la acción del viento se considera significativa en embalses grandes (mayores de 200 km²), pero para embalses pequeños la acción del viento se puede considerar con un factor de seguridad adicional en el borde libre de la presa. Siendo el área del embalse en estudio menor a la mencionada previamente, y sabiendo que no se dispone de una estadística representativa para la velocidad del viento en el sitio del depósito, a continuación, se presentan los datos de velocidad

del viento para 1%, 90% y 95% en base a consideraciones de ubicación del sitio.

Tabla 41.- Datos de velocidad del Viento

Velocidad del Viento			
Incógnita	Descripción	Valor	Unidad
V1	Velocidad del viento 1%	80,00	Km/h
V2	Velocidad del viento 90%	60,00	Km/h
V3	Velocidad del viento 95%	50,00	Km/h

3.4.2. Fetch

La altura de ola depende directamente de su orientación respecto a los vientos dominantes, lo cual se puede determinar a través del Fetch, es decir la longitud más grande medida desde el punto más alejado del vaso de almacenamiento del embalse hasta la cortina.

El Fetch, se puede conocer por medio de las curvas de nivel, en las cual se ubica la elevación del agua a la cual se desea conocer la longitud recorrida por el viento y con ello se localiza directamente el punto más alejado hasta el eje de la cortina, con su respectivo ángulo de inclinación.

En el caso del embalse del proyecto de Río Grande se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 42.- Valores de Fetch para los diferentes niveles del embalse

Incógnita	Descripción	Valor Name	Valor Namo	Valor Namu	Unidad
	Fetch :				
D	Longitud de recorrido del viento	1,16	1,10	0,60	km
α	Angulo del viento	50	49	53	grados

3.4.3. Altura de la ola

Para determinar el efecto del oleaje provocado por el viento, se procede determinando primero la altura significativa de la ola, la que es importante puesto que nos indica la ubicación de las bermas aguas arriba; dicho parámetro se calcula a partir de una ecuación en la cual conociendo la velocidad del viento y la longitud de recorrido del mismo, se determina la altura de la ola, así:

$$h = 0,009165 * W * \sqrt[3]{W * D}$$

Donde:

- W = Velocidad del viento en m/s
- D = Longitud de recorrido del viento (Fetch) en km

Y a partir de este dato se puede conocer el periodo de duración de una ola utilizando las siguientes fórmulas:

$$\lambda = \frac{g * \tau^2}{2 * \pi}$$

Donde:

- W = Velocidad del viento en m/s
- h = Altura de la ola en m
- λ = Periodo de duración de la ola.

Los resultados obtenidos a partir de las fórmulas anteriores se presentan en la tabla a continuación:

Tabla 43.- Resultados Obtenidos de altura y periodo de duración de la ola

Incógnita	Descripción	Valor Name	Valor Namu	Valor Namu	Unid.
H	$h = 0,009165 * W * \sqrt[3]{W * D}$	0,41	0,59	0,26	m
T	$\tau = 7,5 * \frac{h^{3/5}}{W^{1/5}}$	2,50	2,94	1,97	-
λ	$\lambda = \frac{g * \tau^2}{2 * \pi}$	9,78	13,52	6,03	m

Una vez determinada la altura de la ola es necesario conocer la variación de dicha altura para un determinado periodo de incidencia; esto se lo realiza, a partir de la gráfica obtenida de las Normas de Diseño SP - 39 – 13330 - 2012 y empleando los datos previamente calculados, así:

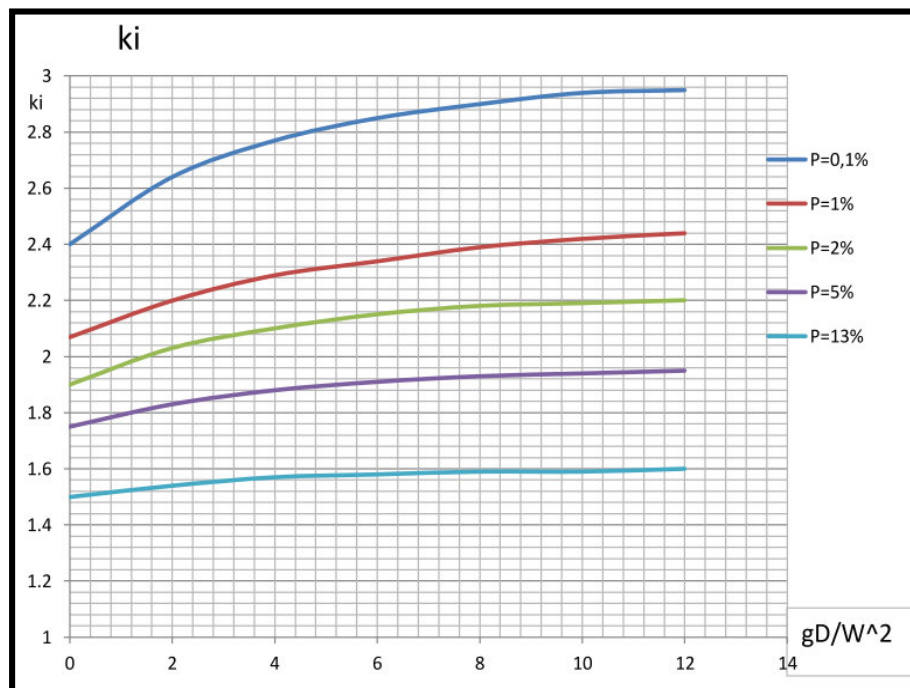


Figura No. 27.- Altura de la ola a partir de

Fuente: Normas de Diseño SP - 39 – 13330 – 2012

Para el presente proyecto, se determinó que el factor de amplificación de la ola será para una incidencia del 1%.

A partir de esta gráfica se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 44.- Resultados Obtenidos a partir de la gráfica de altura de la ola de las Normas de Diseño SP - 39 – 13330 – 2012

Incógnita	Descripción	Valor Name	Valor Namu	Valor Namu	Unidad
$\frac{g * D}{W^2}$	Gráfica	0,04	0,02	0,03	-
Ki	Gráfica	2,05	2,05	2,05	-
hi 1%	$hi = ki * h$	0,84	1,21	0,53	m

3.5. Cota de la Corona

3.5.1. Altura de rodamiento y elevación por arrastre de las olas

La determinación de la cota de la corona de una presa es un problema directamente relacionado con los parámetros de oleaje, específicamente, la marea producida por el viento y el ascenso (altura de rodamiento y elevación por arrastre) que sobre el talud alcancen las olas al chocar con la obra.

Para la determinación de la altura de rodamiento de una ola se debe emplear la siguiente ecuación:

$$hr = 2h \left(\frac{k_r}{m_1} \right)^3 \sqrt{\frac{\lambda}{h}}$$

Donde:

- h = Altura de la ola
- m1 = Talud aguas arriba
- Kr = Coeficiente de rugosidad
- λ = Periodo de duración de la ola

El valor del coeficiente de rugosidad (Kr) es 0.9 y se obtuvo a partir de recomendaciones del ACI 1989 para coeficiente de rugosidad entre hormigón y ripio, puesto que se empleará una pantalla de hormigón como se indica en cálculos posteriores.

En cuanto a la elevación de arrastre causado por las olas se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$\Delta h = 2 * 10^{-6} \frac{Dw^2}{gH} \cos \alpha$$

Donde:

- W = Velocidad del viento
- D = Fetch (Longitud del recorrido del viento)
- H = NAME - NSC
- α = Angulo entre el lugar de implantación de la presa y la dirección del viento

Los resultados obtenidos para la altura de rodamiento y la elevación de arrastre causado por olas son los que se presentan a continuación:

Tabla 45.- Resultados Obtenidos de altura de rodamiento y elevación por arrastre de la ola

Incóg.	Descripción	Fórmula	Valor	Unid.
kr	Coeficiente de rugosidad	Para losas de hormigón y ripio	0,90	-
hr	Altura de rodamiento de la ola	$hr = 2h \left(\frac{k_r}{m_1} \right)^3 \sqrt{\frac{\lambda}{h}}$	0,48	m
α	Angulo entre la presa y la dirección del viento	-	50	Grados
Δh	Elevación por el arrastre de la ola	$\Delta h = 2 * 10^{-6} \frac{Dw^2}{gH} \cos \alpha$	0,000001	m

3.5.2. Borde Libre

Cuando se diseña una presa, la cresta de la misma debe ubicársela en una cota mayor al nivel máximo extremo del almacenamiento de agua, con el fin de contrarrestar el efecto de olas generadas por el viento. A la altura adicional de la cresta de la presa por el efecto de las olas, se conoce como borde libre.

En el presente proyecto, la determinación del borde libre se lo realizó a partir de los valores calculados anteriormente para la altura de rodamiento y la elevación de arrastre causada por las olas, adicionando una altura mínima de seguridad (a), que debe ser mayor a 0,5 m obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 46.- Determinación de borde libre

Incógnita	Descripción	Fórmula	Valor	Unid.
a	Altura mínima de seguridad	$a \geq 0,5$	0,60	m
d	Borde Libre	$d = \Lambda h + h_r + a$	1,08	m

Sabiendo que el valor del fetch es de 1,16 km para el nivel máximo extremo (NAME) y empleando la tabla de “Borde libre para presas pequeñas” del U.S. Bureau of Reclamación 1987, se puede corroborar que el valor obtenido se encuentra dentro de los parámetros recomendables de diseño, así:

Tabla 47.- Borde libre para presas pequeñas

Fetch km	Borde Libre	
	Normal (m)	Mínimo (m)
< 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.0	3.0	2.1

Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, 1987

3.5.3. *Altura de la corona de la presa*

La altura de la corona de la presa está determinada por el nivel máximo extremo y el borde libre. De ser ambos valores conocidos se ha determinado los siguientes valores para la altura de la presa y, por consiguiente, la cota de la corona:

Tabla 48.- Altura definitiva de la presa

Incógnita	Descripción	Fórmula	Valor
Nc	Nivel de la corona	$N_{ame} + d$	72,00 m.s.n.m
Hd	Altura definitiva de la presa	$N_c - N_{sc}$	47,00 m

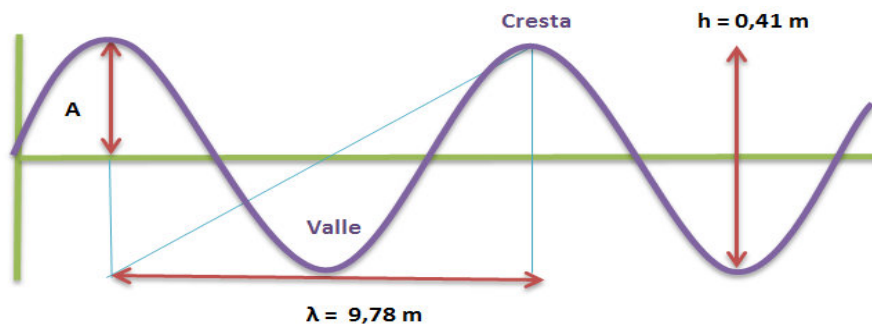


Figura No. 28.- Características de la ola

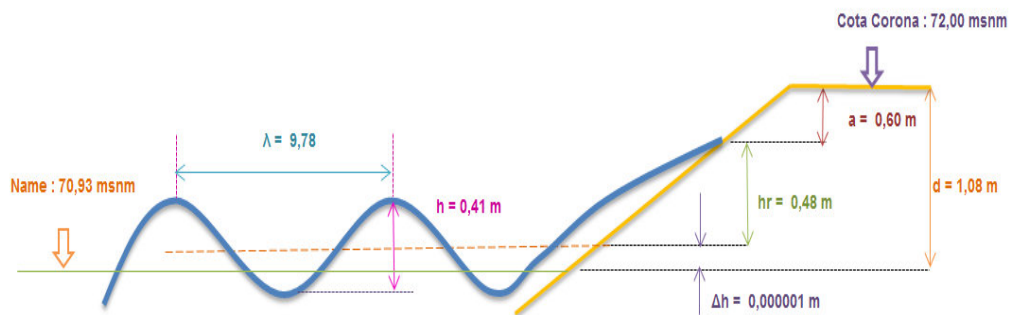


Figura No. 29.- Cota de la Corona

3.6. Protección del Talud Aguas Arriba

La estabilidad de los taludes influye directamente sobre la seguridad y el buen funcionamiento de la presa. En el caso de una presa de materiales sueltos, las filtraciones que se producen a través del cuerpo de la misma y de su fundación constituyen una amenaza permanente contra la estabilidad de la estructura, en vista de lo cual, se ha previsto una medida de protección del talud aguas arriba para solventar el problema de filtraciones en el cuerpo de la presa, que consiste en una pantalla de hormigón

3.6.1. Espesor de la pantalla de hormigón

Es importante tener en cuenta que en las presas de tierra, la pantalla de hormigón constituye un elemento crítico y los problemas que ocurren en dicho elemento están relacionados con asentamientos en el cuerpo de la presa, que originarían la aparición de fisuras, grietas y consecuentemente filtraciones, en vista de lo cual, es primordial el dimensionamiento adecuado del espesor de la pantalla, considerando que las losas se contraen bajo la acción de la carga del agua.

El dimensionamiento de la pantalla de hormigón se lo realizó a partir de la siguiente ecuación:

$$t_h = kh \sqrt{\frac{\lambda}{mL}}$$

Dónde:

- K = factor de tipo de juntas de la pantalla.
- λ = Periodo de duración de la ola.
- L = Dimensión vertical de las juntas.
- m = Talud Aguas Arriba.
- h = Altura de la Ola.

El valor del espesor de la pantalla es el que se presenta en la tabla a continuación en el cual se ha considerado juntas cerradas lo cual implica un valor de factor K de 0,096.

Tabla 49.- Dimensionamiento de pantalla de hormigón

Incógnita	Descripción	Valor	Unid.
k	Juntas cerradas	0,096	-
L	Dimensión vertical de las juntas Espesor de la Pantalla	20,00	m
th	$t_h = kh \sqrt{\frac{\lambda}{mL}}$	0,051	m

El valor mínimo establecido para el espesor de las pantallas de hormigón es de 0,15 a 0,20 m por lo que, al haberse obtenido un valor inferior al mínimo, se adoptó un espesor de 20 cm para la pantalla.

3.7. Ancho de la Corona de la Presa

El dimensionamiento del ancho de la corona obedece a varios criterios, entre las que se destacan la altura e importancia de la presa, así como la necesidad de establecer servicios adicionales sobre la misma.

El diseño alternativo de la Presa Río Grande, ha considerado conveniente incluir de una vía de acceso sobre la corona de la presa, en vista de lo cual, partiendo de que el ancho promedio de un camión estándar es 4,50 m, se consideró, en primera instancia, a dicho valor como el mínimo aceptable para el ancho de la corona; sin embargo a partir de la recomendación del U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, el valor del

ancho mínimo se lo incremento a 7,5 m, para permitir una compactación adecuada.

Finalmente, considerando la altura de la presa, se estableció el último criterio de selección del valor de ancho de la corona, como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 50.- Ancho de la Corona de una presa en función de su altura

Altura de la presa en función de la altura				
Incógnita	Norma Mexicana	USBR	KNAPPEN	PREECE
Altura	Ancho	Ancho	Ancho	Ancho
m	m	m	m	m
< 20	4			
20 a 40	$2 + 0,1 H$	$B = 3 + \frac{H}{5}$	$B = 1,65 * \sqrt{H}$	$B = 1 + 1,1 * \sqrt{H}$
> 40	10			

A partir de las ecuaciones indicadas en la tabla anterior, se obtuvo los siguientes resultados:

Altura de la presa	Norma Mexicana	USBR	KNAPPEN	PREECE
H	Ancho	Ancho	Ancho	Ancho
m	m	m	m	m
47,00	10	12,4	11,30	8,55

Se estableció que el valor definitivo del ancho de la corona es 10m, tomando en cuenta que se cumplen los tres criterios antes mencionados (altura, acceso vial y compactación), y las condiciones económicas.

3.8. Características del Cuerpo de la Presa

La economía de la construcción de presas de materiales sueltos radica en la utilización del material disponible en el sector, siempre y cuando éste guarde las características necesarias para garantizar la seguridad de la estructura; es por esta razón, que se requiere realizar un análisis profundo de la calidad del material autóctono.

Atendiendo a la necesidad de establecer las características y propiedades del material disponible en el sitio de implantación de la presa, se han realizado diferentes ensayos en el laboratorio de la fiscalización del proyecto, entre los que se mencionan:

- Granulometría
- Porcentaje de Humedad
- Límite Líquido
- Límite Plástico
- Coeficiente de Permeabilidad
- Índice de Vacíos
- Índice de porosidad.
- Cohesión.

3.8.1. Clasificación de suelos

Por ser la presa en estudio homogénea, es importante que el material que la componga satisfaga las condiciones de estabilidad de la estructura; es decir, impermeable y cohesivo con lo que, se garantiza que no existirán problemas de filtración y, a la vez, que la presa presentará un buen comportamiento ante un evento sísmico. Los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio son los que se presentan a continuación:

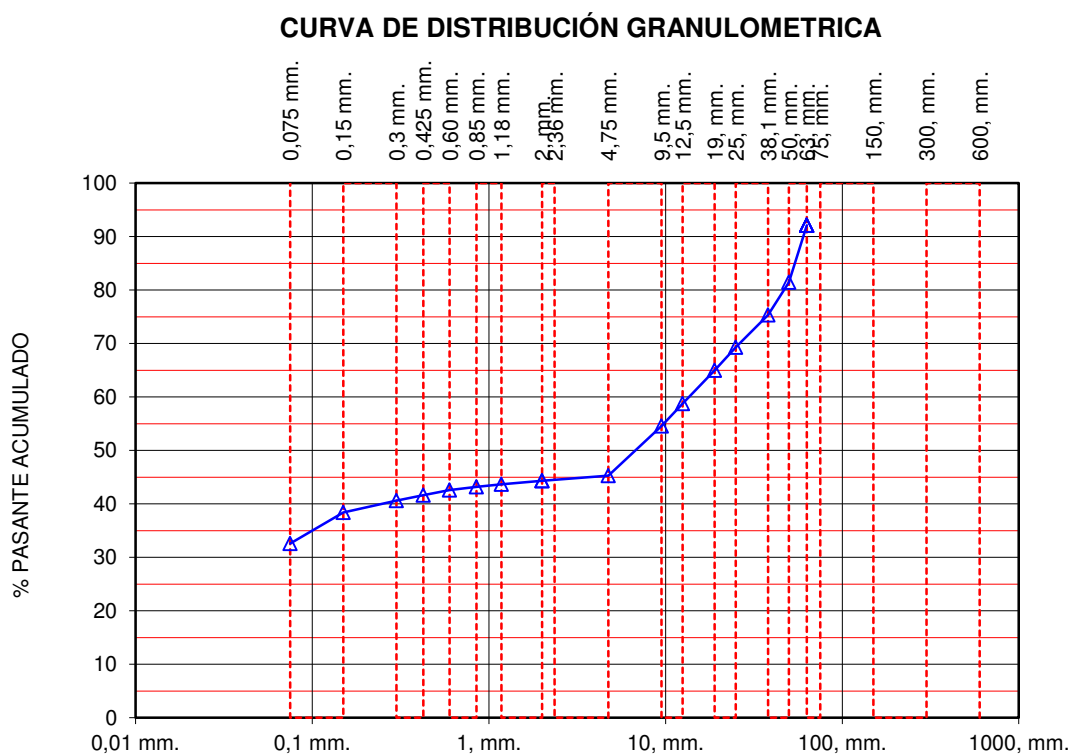


Figura No. 30.- Curva de distribución granulométrica

Por la forma de la curva granulométrica podemos concluir que se trata de un suelo uniforme bien gradado.

Tabla 51.- Granulometría del material

SERIE GRUESA				
Tamiz ASTM Abertura / Nº.		Masa Retenida		% Pasante
		Parcial	Acumulada	Acumulado
600, mm.	24 "	-	-	-
300, mm.	12 "	-	-	-
150, mm.	6 "	-	-	-
75, mm.	3 "	-	-	-
63, mm.	2 ½ "	1610	1382,2	92,10
50, mm.	2 "	2164	3240,2	81,47
38,1 mm.	1 ½ "	1245	4308,9	75,36
25, mm.	1 "	1235	5369,1	69,30
19, mm.	¾ "	874	6119,7	65,01
12,5 mm.	½ "	1269	7209,5	58,78
9,5 mm.	⅜ "	852	7941,1	54,59
4,75 mm.	No. 4	1898	9571,1	45,27
Pasa No. 4		8853	7810,465	

SERIE FINA					
Tamiz ASTM Abertura / Nº.		Masa Retenida		% Pasante	% Pasante
		Parcial	Acum.	Acumulado	Corregido
2,36 mm.	No. 8				
2, mm.	No. 10	8,63	8,63	97,95	44,34
1,18 mm.	No. 16	6,45	15,08	96,41	43,65
0,85 mm.	No. 20	4,09	19,17	95,44	43,21
0,60 mm.	No. 30	5,43	24,60	94,15	42,62
0,425 mm.	No. 40	8,89	33,49	92,03	41,67
0,3 mm.	No. 50	9,68	43,17	89,73	40,62
0,15 mm.	No. 100	20,40	63,57	84,87	38,42
0,075 mm.	No. 200	54,24	117,81	71,97	32,58
Masa inicial del material para Lavado				476 gr.	

Tabla 52.- Límite líquido del material

N° de Recipiente	7	9	11
Masa de Recipiente + Masa Húmeda (P1)	18,49	18,33	18,95
Masa de Recipiente + Masa Seca (P2)	15,04	14,62	14,86
Masa de Agua	3,45	3,71	4,09
Masa de Recipiente (P4)	6,49	5,84	5,58
Masa de muestra seca (P5 = P2 - P4)	8,55	8,78	9,28
% de Humedad (W = P3 × 100 ÷ P5)	40,35	42,26	44,07
N° de Golpes	41	31	21

Tabla 53.- Límite plástico del material

N° de Recipiente	B	L	Z
Masa de Recipiente + Masa Húmeda (P1)	16,75	17,05	16,92
Masa de Recipiente + Masa Seca (P2)	15,64	15,89	15,78
Masa de Agua	1,11	1,16	1,14
Masa de Recipiente (P4)	10,94	10,89	10,82
Masa de muestra seca (P5 = P2 - P4)	4,70	5,00	4,96
% de Humedad (W = P3 × 100 ÷ P5)	23,62	23,20	22,98

Tabla 54.- Índice de plasticidad

Límite Líquido	42,95
Límite Plástico	23,27
Índice de Plasticidad	19,68

Empleando la clasificación establecida en la Carta de Plasticidad ASTM D2487 SUCS, se ha determinado que el suelo en estudio es una arcilla de baja plasticidad (CL)

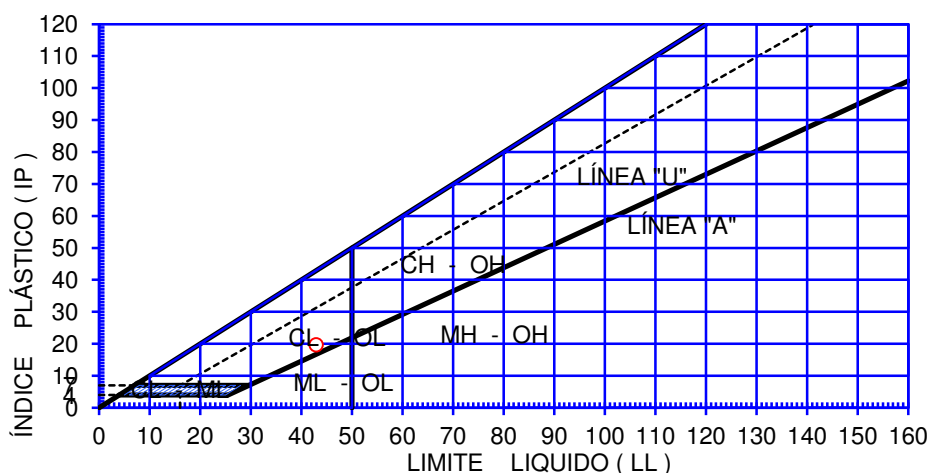


Figura No. 31.- Clasificación según la Carta de Plasticidad ASTM D2487 SUCS

Estudios recientes han determinado que las presas de material arcilloso con cimentación rocosa pueden soportar sismos fuertes con magnitudes Richter de 8,25 y aceleraciones máximas de 0,35 a 0,5g, sin que presenten daños aparentes.

3.8.2. Características de Permeabilidad

La permeabilidad del suelo hace referencia a la velocidad con la que los fluidos lo atraviesan; es decir que a partir de esta propiedad, se determina la línea piezométrica, a partir de la cual se establece la ubicación y características de los filtros y drenes en el cuerpo de la presa, para garantizar su estabilidad. A continuación se presentan los ensayos necesarios para determinar el coeficiente de permeabilidad, junto con el índice de vacíos del suelo en estudio:

Tabla 55.- Contenido de Humedad

Ensayo de Contenido de Humedad	Material Serie	
	Gruesa	Fina
Recipiente N°	D	F
Masa de Recipiente + Muestra Húmeda (P1)	501,42	528,13
Masa de Recipiente + Muestra Seca (P2)	444,71	472,03
Masa de Agua (P3 = P1 - P2)	56,71	56,10
Masa del Recipiente (P4)	99,85	51,74
Masa de Muestra Seca (P5 = P2 - P4)	344,86	420,29
% de Humedad (W = P3 × 100 ÷ P5)	16,44	13,35

Tabla 56.- Coeficiente de permeabilidad e índice de porosidad del material

Incóg.	Descripción	Valor	Unid.
Ys	Peso específico del suelo	2,580	T/m3
Y	Peso específico del agua	1,00	T/m3
Va	Volumen relativo del aire	0,030	-
Wc	Humedad del suelo	0,24	-
ξ	Índice de Vacíos	0,45	-
WLL	Humedad del suelo correspondiente al Límite Líquido	0,43	-
ξL	índice de vacíos correspondiente al Limite Liquido	1,18	-
	$\xi_v = 1,06 * \frac{\tau_s}{\tau} * W_{LL}$		
	Peso volumétrico del suelo		
Yv	$\gamma_v = \frac{\gamma_s * \gamma * (1 - V_a)}{\gamma + W_c * \gamma_s}$	1,55	T/m3
	Coeficiente de permeabilidad		
Kf	$K_f = 4 * 10^{-11} \frac{\xi}{e^{0,17 * \xi L - 0,084}}$	1,9E-08	cm/s
	índice de Porosidad		
n	$n = \frac{\xi}{1 + \xi}$	0,54	-

Tabla 57.- Clasificación de Suelos SUCS

Principales divisiones 1	Letra 2	Símbolo dibujo color 3	Nombre 4	Valor como terraplenes 5	Permeabilidad cm/seg 6	Máximo peso unitario Tm/m ³ 7	Valor como cimentaciones 8	Requisitos para controlar las filtraciones 9	
Suelos de grano grueso	Gravas y suelos con grava		rojo	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, poco ó ningún fino	Muy estable, revestimientos permeables de diques y presas	$K > 10^{-2}$	2,00-2,16	Buen apoyo	Necesita interruptor de la filtración
			rojo	Gravas pobremente graduadas, mezclas de grava y arena, poco ó ningún fino	Razonablemente estable, revestimientos permeables de diques y presas	$K > 10^{-2}$	1,84-2,00	Buen apoyo	Necesita interruptor de la filtración
			amarillo	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	Razonablemente estable, particularmente no conveniente para revestimientos, pero puede usarse para núcleos impermeables ó capas aislantes	$10^{-3} < K < 10^{-6}$	1,92-2,16	Buen apoyo	Trinchera en la línea de base aguas abajo a ninguno
			amarillo	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	Medianamente estable puede usarse como núcleo impermeable	$10^{-6} < K < 10^{-8}$	1,84-2,08	Buen apoyo	Ninguno
	Arenas y suelos arenosos		rojo	Arenas bien graduadas, arenas con grava, poco ó ningún fino	Muy estable, secciones permeables, necesita protección de los taludes	$K > 10^{-3}$	1,76-2,08	Buen apoyo	Capa aislante de revestimiento aguas arriba y drenaje en la base de la presa
			rojo	Arenas pobremente graduadas, arenas con grava, poco ó ningún fino	Razonablemente estable, puede usarse en secciones de diques con taludes muy tendidos	$K > 10^{-3}$	1,76-1,92	Apoyo de bueno a pobre en función de la densidad	Capa aislante de revestimiento aguas arriba y drenaje en la base de la presa
			amarillo	Arenas limosas, mezclas de arena y limo	Razonablemente estable, particularmente no conveniente para revestimientos, pero puede usarse para núcleos impermeables ó diques	$10^{-3} < K < 10^{-6}$	1,76-2,00	Apoyo de bueno a pobre en función de la densidad	Capa aislante de revestimiento aguas arriba y drenaje en la base de la presa
			amarillo	Arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla	Medianamente estable, se emplea en núcleos impermeables para control de la corriente a través de las estructuras	$10^{-6} < K < 10^{-8}$	1,68-1,92	Apoyo de bueno a pobre	Ninguno
Suelos de grano fino	Limos y arcillas LL < 50		verde	Limos inorgánicos	Escasa estabilidad, puede usarse en terraplenes con el debido control	$10^{-3} < K < 10^{-6}$	1,52-1,92	Muy pobre, susceptible de sifonamiento	Trinchera en la línea de base aguas abajo a ninguno
			verde	Arcillas inorgánicas de baja a media compresibilidad arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas	Estable en núcleos impermeables y capas aislantes	$10^{-6} < K < 10^{-8}$	1,52-1,92	Apoyo de bueno a pobre	Ninguno
			verde	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja compresibilidad	No conveniente para terraplenes	$10^{-4} < K < 10^{-6}$	1,44-1,60	Apoyo regular a pobre, puede tener asientos excesivos	Ninguno
	Limos y arcillas LL > 50		azul	Limos inorgánicos de alta compresibilidad	Escasa estabilidad, núcleos de los terraplenes para presas hidráulicas, no conveniente en la construcción de terraplenes compactados	$10^{-4} < K < 10^{-6}$	1,12-1,52	Apoyo pobre	Ninguno
			azul	Arcillas inorgánicas de alta compresibilidad	Estabilidad regular, taludes tendidos, núcleos de poco espesor, capas aislantes y secciones de diques	$10^{-6} < K < 10^{-8}$	1,20-1,68	Apoyo de regular a pobre	Ninguno
			azul	Arcillas y limos orgánicos de media a alta compresibilidad.	No conveniente para terraplenes	$10^{-6} < K < 10^{-8}$	1,04-1,60	Apoya muy pobre	Ninguno

A partir de los resultados obtenidos se puede confirmar que se trata de un tipo de suelo arcilloso de baja permeabilidad, como lo ratifica en la tabla de Valoración de Suelos SUCS.

3.9. Bermas

La implementación de bermas, además de facilitar el tránsito durante la construcción de la presa y constituir una vía de acceso a diferentes áreas, es una técnica de estabilización de los taludes, en concordancia con la altura de la presa.

Tomando en cuenta las consideraciones antes citadas, y sobre la base que la altura de la presa es 47 m, se ha determinado la necesidad de construir una berma en el talud aguas abajo de 2 m de ancho a 23 m de altura; es decir, aproximadamente, en la mitad de la cara del talud, en la zona de contacto con el prisma de drenaje de aguas abajo. En cuanto al talud aguas arriba, la pantalla de hormigón no hace factible la implementación de una berma pero, para garantizar la estabilidad de la presa, se ha previsto un dren colocado bajo la capa de hormigón, para conducir las posibles filtraciones a lo largo de todo el talud y que continúe por la parte inferior de la presa.

3.10. Cimentación

Los cimientos transmiten directamente las cargas de la estructura hacia el suelo, las mismas que causan tensiones y por lo tanto, deformaciones en

las capas del suelo soportante. Estas deformaciones están siempre presentes y su acción produce asentamientos que, eventualmente, podrían originar un colapso de la estructura. Como en todos los materiales, la deformación depende de la tensión y de las propiedades del terreno de soporte, en vista de lo cual se ha determinado indispensable la realización de un estudio de suelos.

3.10.1. Estudio de Suelos

Los estudios de suelos para el Proyecto Multipropósito Chone, específicamente la Presa Río Grande, los realizó la empresa TERRA HIDRO servicios y construcciones S.A, en el año 2011.

Se inició con un reconocimiento geotécnico del terreno a través de tres perforaciones; dos en el eje de la presa (PPMCH-01 y PPMCH-03) y una transversal a la misma (PPMCH-05) con profundidades de 40 a 45 m (ver anexos). A partir de las perforaciones se pudo determinar el nivel freático, la estratigrafía del terreno y las características de los materiales. De acuerdo al modelo geológico en el eje de la presa (ver anexos), la geología de la zona está caracterizada por la presencia de rocas sedimentarias, tipo limolita y areniscas sobre las cuales se encuentran depósitos aluviales recientes conformados por arenas finas, limos y limos arcillosos.

A continuación se presenta un cuadro en el que se puede apreciar la estratigrafía de la zona, así como las propiedades del suelo determinadas a partir de los testigos de los sondeos realizados.

Tabla 58.- Características de los estratos de suelo de la cimentación de la presa

N° de Estrato	Profundidad del Estrato	Tipo de Suelo	Características					
			Permeabilidad	Peso Específico	Cohesión	Ángulo de Fricción	Coefficiente de Poisson	Módulo de Elasticidad
			m/sec	Kn/m3	Kpa	°		Kpa
Estrato 1	5 m	Limo	8,50E-05	17	40	20	0,33	40000
Estrato 2	10 m	Limo	7,50E-05	17	40	20	0,33	40000
Estrato 3	15 m	Arena Limosa Arcillosa	2,00E-04	17,5	20	28	0,33	45000
Estrato 4	20 m	Arena Limosa	2,50E-04	18	15	30	0,33	50000
Estrato 5	30 m	Arena	3,50E-04	18,5	10	32	0,33	60000
Estrato 6	40 m	Arena	4,50E-04	19	10	32	0,33	65000
Estrato 7	45 m	Arena	5,00E-04	20	10	32	0,33	70000
Estrato 8	50 m	Roca	1,05E-06	-	-	-	0,25	200000

Fuente: TERRA HIDRO, 2011

Aunque las presas de tierra admiten condiciones relativamente pobres de cimentación, comparadas con las presas de concreto, basados en la tabla de “Calidad de los materiales empleados en la construcción de presas homogéneas, HIMAT, 1984” se puede determinar que el terreno de fundación requiere de alguna técnica especial de mejoramiento o refuerzo del suelo del sector.

Cuadro 5.- Calidad de los materiales empleados en la construcción de presas

Clase de material	Contenido de arcilla	Calidad del material	
	%	Fundación	Cuerpo de la presa
Arcilla	40-60	Muy buena. No necesita medidas especiales.	Buena. La superficie de la presa debe revestirse con algún tipo de protección.
Arcilla-arenosa	20-40	Buena. Por lo general no necesita medidas especiales.	Buena. No necesita medidas especiales.
Arena-arcillosa	10-20	Regular. Se necesitan medidas especiales para detener la filtración.	Regular. Se requieren medidas especiales para detener la filtración.
Arena	menos de 10	Mala. No se admite para la construcción.	Mala. No se admite para la construcción.

Fuente: Calidad de los materiales empleados en la construcción de presas homogéneas, HIMAT, 1984

3.10.2. Técnicas de mejora y refuerzo del terreno

En la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento de Madrid, 2002) se enuncian los siguientes métodos de mejora y refuerzo del terreno:

- Sustitución

- Compactación con rodillo
- Precarga
- Mechas drenantes
- Vibración profunda
- Compactación dinámica
- Inyecciones
- Inyecciones de alta presión (Jet-grouting)
- Columnas de grava
- Columnas de suelo-cemento
- Claveteado o cosido del terreno (Bulones)
- Geosintéticos
- Otros: explosivos, tratamientos térmicos, congelación, electroósmosis

Existen numerosos intentos de clasificación de estas técnicas y varios autores las enlistan de diferente forma, pero es importante señalar que no está clara la separación entre un tratamiento de mejora del terreno y un refuerzo del mismo. Las columnas de grava son uno de los métodos que pueden considerarse tanto de mejora como de refuerzo.

La aplicabilidad de una técnica de mejora o refuerzo del terreno está en función del tamaño de las partículas del suelo en estudio. Para fines prácticos, para este proyecto, se ha tomado como referencia la clasificación de Mitchell (1981) que realizó un amplio resumen de éstas técnicas en su ponencia del Congreso Internacional celebrado en Estocolmo, en función de la granulometría del suelo a tratar.

En la tabla que se presenta a continuación se puede observar, de forma general, cuál de las técnicas enlistadas anteriormente sería la más adecuada para las características de terreno existentes en el sitio de implantación de la Presa Río Grande.

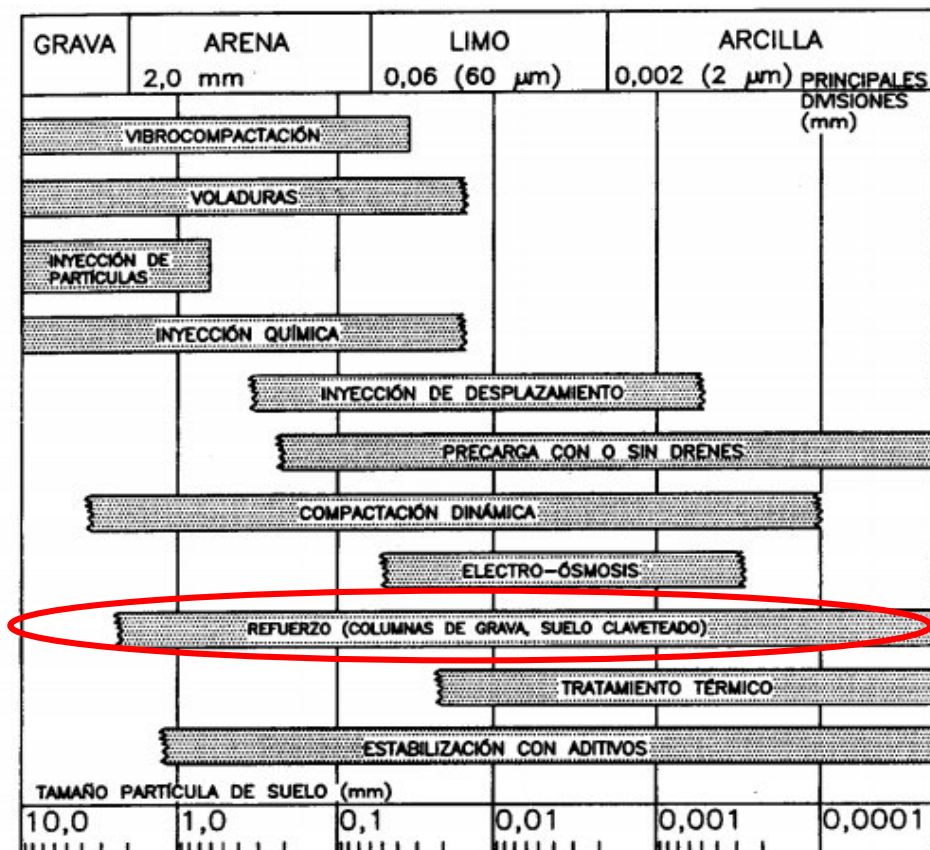


Figura No. 1.- Aplicabilidad de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno en función del tamaño de las partículas

Fuente: Mitchell, 1981; adoptado por Bielza, 1.999.

De acuerdo con la estratigrafía presentada previamente, se puede determinar que la técnica que más se aproxima a las características del terreno en estudio son las columnas de grava, considerando que su aplicabilidad comprende desde suelos friccionantes hasta arcillosos.

A partir de que la técnica de columnas de grava es apta para las condiciones del sitio de implantación de la presa, es importante conocer cuáles son los beneficios de este tratamiento. En la tabla de “Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora del terreno (Ministerio de Fomento, 2002)” se puede verificar cuales son los parámetros que van a mejorar con la aplicación de esta técnica.

Tabla 59.- Campo de aplicación de las principales técnicas de mejora.

TÉCNICA O TRATAMIENTO	TERRENO		MEJORA DE			PROFUNDIDAD EFICAZ DEL TRATAMIENTO
	GRANULAR	COHESIVO	RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD	
Sustitución del terreno	Cualquier suelo problemático (suelos blandos, arcillas expansivas, suelos colapsables)		Sí	Sí	Sí	Moderada (normalmente menos de 3 m)
Compactación con rodillo	Cualquier terreno no saturado		Sí	Sí	No	Pequeña (normalmente menos de 1 m).
Precargas	Sí	Sí	Sí	Sí	No	Hasta varias decenas de metros
Mechas drenantes	No	Sí	No	No	Sí	Hasta varias decenas de metros
Vibración profunda	Sí Vibroflotación	Sí Vibrosustitución	Sí	Sí	No	Normalmente hasta 15 m de profundidad
Compactación dinámica	Cualquier tipo		Sí	Sí	No	Véase epígrafe 7.2.4
Inyecciones	Impregnación (véase nota al pie)	No aplicable	Algo	Algo	Sí	Hasta más de 100 m
	Hidrofracturación: cualquier terreno		Algo	Sí	Sí	
	Desplazamiento: cualquier terreno		Sí	Sí	Sí	
Jet-grouting	Cualquier tipo		Sí	Sí	Sólo con columnas secantes	Normalmente menos de 20 m
Columnas de grava	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	Sí	Normalmente menos de 20 m
Columnas de suelo cemento	Cualquier tipo de suelo blando		Sí	Sí	No	Normalmente menos de 20 m

Fuente: Ministerio de Fomento de Madrid, 2002

Las columnas de grava, como inclusiones rígidas en un suelo blando, aumentan la capacidad portante y la estabilidad frente a deslizamiento del terreno, provocando también una redistribución de las tensiones aplicadas y una concentración de éstas sobre las columnas, para originar un incremento de la rigidez del conjunto. Adicionalmente debido a su alta permeabilidad las columnas de grava constituyen excelentes drenes verticales que reducen el camino de drenaje y aceleran la consolidación del suelo bajo la aplicación de cargas. Es importante recordar que un proyecto se maneja tanto por la calidad del diseño de la estructura, como por la economía de la misma, en vista de lo cual a continuación se presenta una gráfica de comparación de costos y beneficios de las diferentes técnicas de mejoramiento y refuerzo de suelos.

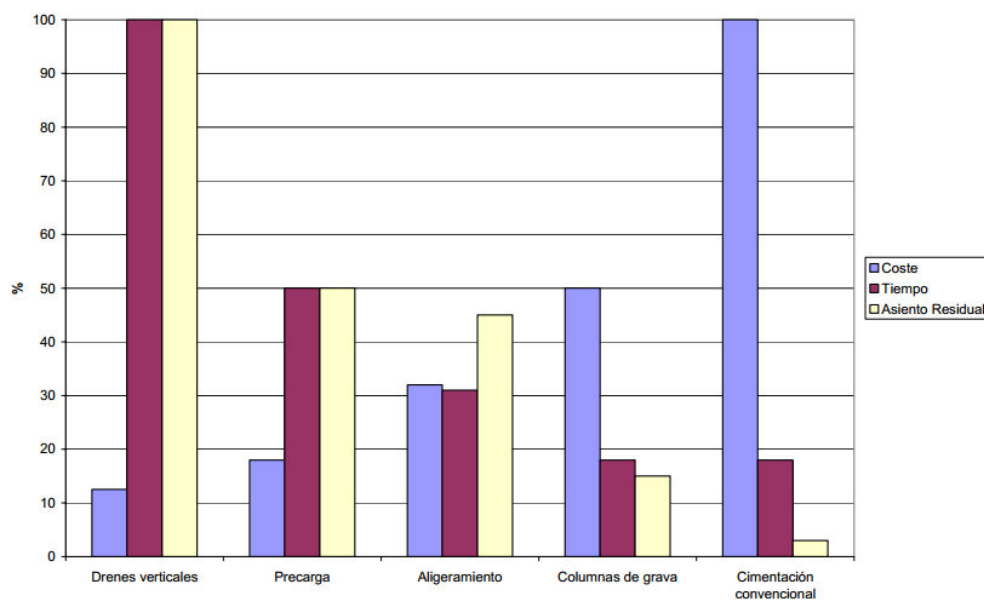


Figura No. 32.- Comparación de las posibles cimentaciones de un terraplén sobre suelo blando

Fuente: Visschedijk, 2005

Las columnas de grava constituyen una técnica medianamente costosa, pero la rapidez en su ejecución y el bajo asentamiento residual compensa de magnífica forma su costo de construcción. En conclusión, para la Presa Río Grande, se ha considerado pertinente la aplicación de la técnica de mejoramiento y refuerzo con columnas de grava a una profundidad de cimentación de 12 m, tomada desde el estrato limoso.

3.10.3. Columnas de Grava

Las columnas de grava constituyen un método de mejora o refuerzo del suelo, que en resumen se las podría describir como perforaciones verticales, que se las rellena, posteriormente, en sentido ascendente con grava introducida mediante un vibrador, que a su vez, la compacta paulatinamente. El proceso constructivo se lo puede desarrollar de dos maneras; por vía seca (vibroflotación o vibrocompactación clásica), o vía húmeda (vibrodesplazamiento y la vibrosustitución). La diferencia fundamental radica en el empleo de agua o aire para facilitar la penetración del vibrador, no distante, las fases de construcción de ambas técnicas son muy similares.

- **Proceso Constructivo (Raju et al., 2004)**

- 1. Penetración:** El vibrador penetra en el terreno con la ayuda de aire comprimido o agua. El aporte de aire comprimido es fundamental para

compensar los efectos de la succión en el caso del vibrodesplazamiento (vía seca).

2. Esta segunda fase es la que no existe en el vibrodesplazamiento y consiste en el ensanchamiento del agujero debido al flujo de agua. Este flujo limpia los finos del suelo tratado. La denominación de vibrosustitución se debe a que el material eliminado es sustituido por grava, mientras que en el vibrodesplazamiento no se elimina nada de suelo, sino que simplemente se desplaza hacia los lados.
3. **Aporte de la grava.** Una vez alcanzada la profundidad deseada se procede al aporte de la grava en tongadas de unos 50 cm.
4. La grava aportada se la compacta por la vibración, que provoca que la grava penetre en las paredes del terreno natural. La finalización de cada tongada viene indicada por la resistencia a bajar del vibrador, medida por la intensidad aplicada al vibrador, que representa el consumo de energía. En las zonas menos resistentes la grava penetrará más en el suelo; por ello el diámetro de la columna variará con la altura, coincidiendo los estratos más blandos con los mayores diámetros.

Se considera que la técnica más utilizada actualmente es la vía seca, puesto que es mucho más respetuosa con el medio ambiente, más limpia en obra y no necesita un uso elevado de agua, aunque es ligeramente más cara y si el terreno es duro, requiere gran potencia en el vibrador. Esto radica en que actualmente sea la técnica más utilizada.

- **Características generales de las columnas de grava (Fuente: Análisis Teórico de la consolidación de columnas de grava – Jorge González)**

Algunas características de las columnas de grava son:

- El rango de diámetros varía entre 0,5 a 1,2 m, siendo actualmente el más común el de 0,7-0,8 m para la vía seca. El diámetro depende en gran medida de la deformabilidad del suelo. Los diámetros conseguidos mediante la vía húmeda siempre son mayores que los conseguidos por la vía seca. El diámetro depende en gran medida de la deformabilidad del suelo. Como referencia, con un vibrador de 0,65 m de diámetro y vía seca se alcanzan diámetros superiores a 1 m en materiales con una resistencia del suelo inferior a 4 golpes del ensayo SPT, mientras que, suelos más resistentes ($N > 10$), el diámetro es el del vibrador.
- Las profundidades habituales de las columnas oscilan entre 6 y 10 m. Aunque se puede alcanzar profundidades de 30 m, no suele ser rentable salvo en casos excepcionales. Normalmente, las columnas se las lleva hasta una capa rígida, aunque también se las puede dejar como elementos flotantes, que trabajan por rozamiento.
- A manera de referencia y sólo como valores estimativos, en el año 2007, el precio de construcción por metro lineal de las columnas de grava era de 65 € por vía húmeda, y de 85 € por vía seca.

3.11. Estabilidad de la Presa

El estudio de estabilidad de una presa se lo realiza a partir de suposiciones sobre las condiciones críticas que en un determinado momento, podrían ocasionar el colapso de la estructura. Para el presente caso, se evaluará el factor de seguridad por diferentes métodos, con el propósito de evaluar la probabilidad de falla del talud y la solución óptima.

El análisis de estabilidad se lo realizó a partir de un modelamiento matemático hidráulico, geotécnico y estructural sustentado en el software de Análisis de Estabilidad de Taludes GEOSTUDIO 2007, que se basa en los métodos de equilibrio límite (Bishop Modificado, Morgenstein-Price, Spencer) y el método de los elementos finitos.

Con la finalidad de entender de una mejor manera el funcionamiento del programa, a continuación se detallan los métodos de análisis de estabilidad en los que está basado.

3.11.1. Método de análisis de estabilidad de taludes

De forma general, los métodos de cálculo utilizados para analizar la estabilidad de taludes y pendientes se los puede clasificar en tres grandes grupos:

- Métodos basados en el equilibrio límite de la masa de terreno en movimiento

- Métodos que consideran las deformaciones del terreno (métodos numéricos)
- Redes neuronales para predecir el comportamiento de taludes y laderas.
- **Método de equilibrio límite**

El método de equilibrio límite se basa exclusivamente en las leyes de la estática para determinar el estado de equilibrio de una masa de terreno potencialmente inestable; es decir, no tienen en cuenta las deformaciones del terreno y suponen que la resistencia al corte se moviliza total y simultáneamente a lo largo de la curva de rotura. Al método de equilibrio límite se lo puede clasificar, teniendo en cuenta la precisión de las soluciones que se obtienen con su aplicación, en dos grupos:

- Métodos exactos
- Métodos no exactos

Métodos exactos

Estos métodos están basados en la aplicación de las leyes de la estática y proporcionan una solución exacta del problema. Esto sólo es posible en casos de geometría sencilla como, por ejemplo, la rotura planar y rotura por cuñas

Métodos no exactos:

Su aplicación está centrada en los casos donde la geometría de la curva de rotura no permite una solución exacta del problema por medio de la aplicación de las ecuaciones de la estática, puesto que el problema es hiperestático y requiere de alguna simplificación o hipótesis previa que permita su resolución. El método más representativo de este grupo es el de las dovelas.

- Método de las dovelas: Consiste en dividir a la estructura en análisis, en franjas o dovelas potencialmente inestables, cuya distribución de tensiones normales a la superficie de deslizamiento, no es un dato del problema sino un resultado. Las hipótesis previas de este método se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas, y existe una gran variedad de métodos que consideran diferentes hipótesis. Entre los más utilizados, por orden cronológico de apareamiento son: Fellenius (1927), Bishop (1955), Morgenstern-Price (1965) y Spencer (1967).
- **Métodos de cálculo en deformaciones del terreno**

Los métodos basados en las deformaciones del terreno son métodos numéricos y se dividen en dos grupos:

- Método de los elementos finitos (MEF).
- Método de diferencias finitas.

Método de elementos finitos

En el método de elementos finitos se calculan las tensiones y deformaciones en el terreno mediante una discretización con elementos de formas variadas (triangulares, rectangulares, etc.). Cada elemento se caracteriza, a efectos de deformaciones, por sus módulos de elasticidad y de Poisson en los casos más sencillos. El análisis se complica cuando se adoptan relaciones tenso-deformacionales de tipo no lineal.

Método de las diferencias finitas (MDF)

De forma general, el método sustituye cada derivada por una expresión algebraica finita en función de las variables de campo (tensiones, desplazamientos, presiones de poro, etc.) ubicados en puntos discretos del espacio.

3.11.2. Descripción general de la Presa Río Grande

El diseño comprende una presa homogénea de materiales sueltos de 270 metros de longitud con una altura de 47 metros, cuya cota de coronación se la ha fijado en la cota 72 m.s.n.m. con un ancho de la corona de 10 m. El talud aguas arriba tiene una pendiente de 3 en horizontal por 1 en vertical, mientras, la inclinación del talud aguas abajo es de 2,5 en horizontal por 1 en vertical. Por facilidad de tránsito y con la finalidad de garantizar la estabilidad de la obra, se ha establecido la

necesidad de colocar en el talud aguas abajo una berma a 30 metros de altura con un ancho de 2 m.

Al tratarse de una presa homogénea, se debe cuidar especialmente del fenómeno de las filtraciones, razón por la cual se ha previsto la colocación de una pantalla de hormigón aguas arriba, que cubra todo el talud; es decir, con una longitud total de 178,36 m, y un espesor de 20 cm, inmediatamente abajo, se incluye un elemento impermeable discreto de arena y grava de la misma longitud y espesor cuya finalidad es orientar el curso del agua filtrada hacia fuera del cuerpo de la presa. Finalmente se colocará un filtro de 20 cm de espesor, que recorre el talud aguas arriba y la parte inferior del cuerpo de la presa hasta el enrocado, ubicado aguas abajo de la presa cuya altura, definida por el nivel del cauce (31 m.s.n.m.), es 9 m con un ancho de 22 m. El talud aguas arriba y aguas abajo del enrocado tienen una inclinación de 1 m en horizontal por 1 en vertical.

El aspecto más sobresaliente en el cálculo de la Presa Río Grande, es quizá, el de la cimentación, que se la diseñó utilizando el método de mejoramiento y reforzamiento de suelo con columnas de grava, de 1 m de diámetro y una separación de 3 m entre sí con una longitud de 12 m, hasta alcanzar el estrato de suelo limo-arcilloso. El tratamiento propuesto para la cimentación comprende también una pantalla impermeable compuesta principalmente de limo, ubicada en la parte inferior del talud de aguas arriba, de 40 m de profundidad.

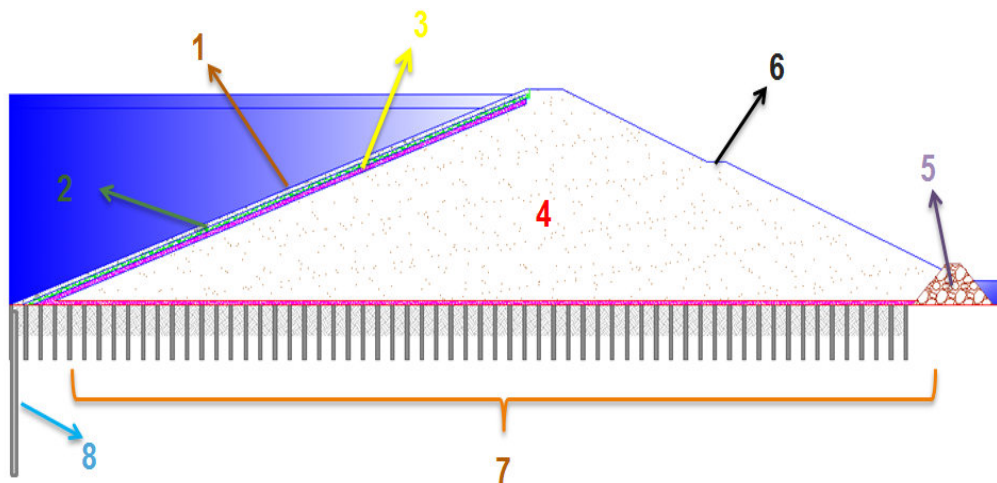
Es importante mencionar que a nivel del cauce existe un relleno aluvial de escasa capacidad portante, que tiene un espesor de 2 m; dicha capa se la debe remover, para que la presa quede cimentada directamente sobre el suelo limoso; esto es, en la cota 23 m.s.n.m.

- **Modelamiento de la presa en GEOSTUDIO 2007**

El modelamiento de la presa Río Grande en el programa GEOSTUDIO versión 2007 se inicia determinando los puntos y regiones que conforman la estructura, para lo cual, se ha utilizado como elemento de apoyo el programa AUTOCAD 2014, en el mismo que, con base en la descripción anterior de la presa, se generó una figura a escala en la que se indica el número de regiones y los puntos que las conforman, para poder ingresar, de forma directa, la geometría del contorno de la presa a la pantalla principal del programa, lo que constituye el primer y más importante paso para la generación del modelo de análisis.

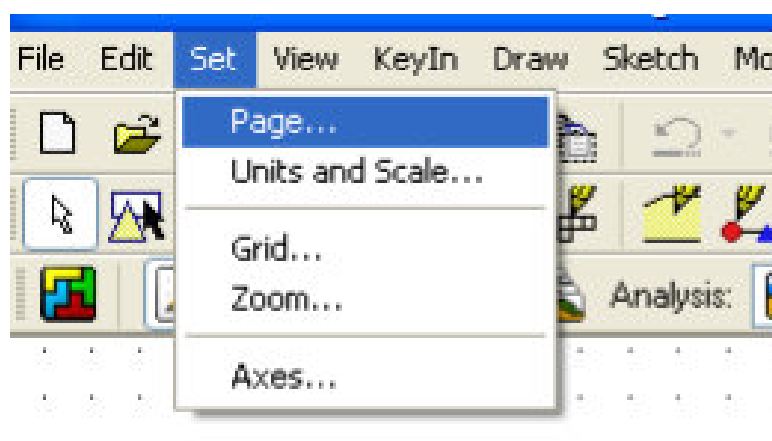
Cabe recalcar que el modelamiento de la Presa Río Grande incluye la estratigrafía del suelo hasta una profundidad de 45 m, en la que aparece la línea de roca, como se indicó en los resultados de estudios de suelos.

Para definir los límites entre capas de terreno se ha generado una gráfica a escala, en AUTOCAD 2014, que permitió determinar que la Presa Río Grande está conformada por 223 regiones compuestas de 596 puntos, como se detalla en la siguiente gráfica:



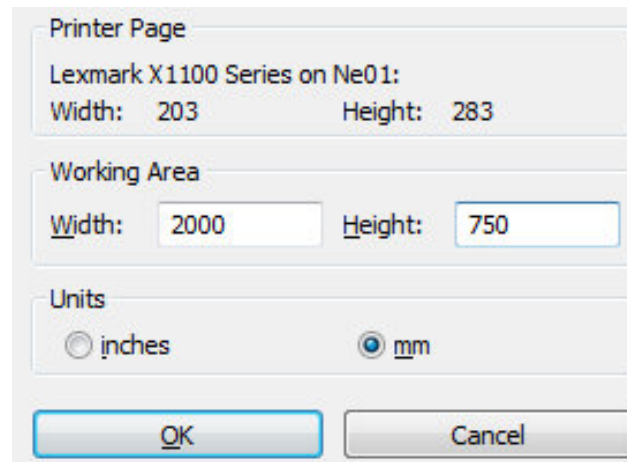
Para obtener la ubicación en el espacio de los puntos que conforman la presa se utilizó el comando *LIST*, que indica los puntos que componen cada una de las regiones indicadas en la figura y sus coordenadas X y Y sobre el plano.

Para definir el área de trabajo en el programa GEOSTUDIO 2007, se comienza determinando las dimensiones de la página, seleccionando la opción *Set* en el menú desplegable, seguido de la opción *Page*, así:



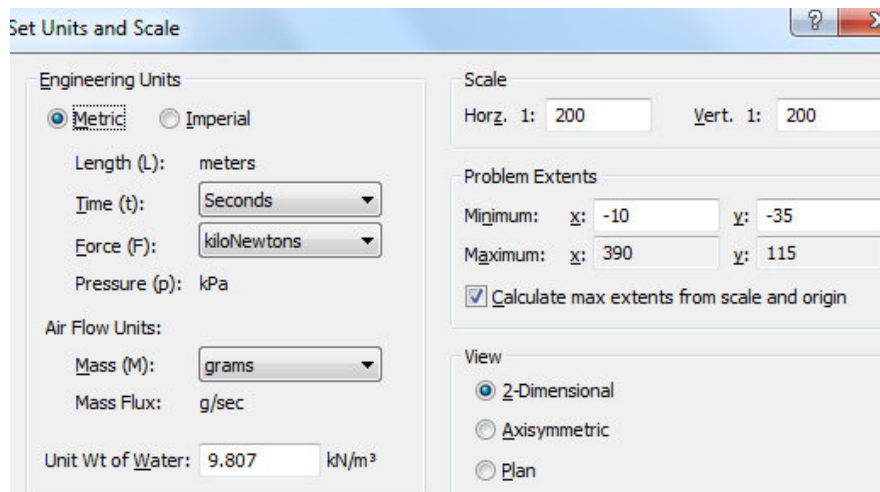
Paso seguido aparece un cuadro de diálogo en el que se seleccionan los valores del largo y ancho de la página. Por ser el presente proyecto una

obra hidráulica de gran tamaño, se determinaron las siguientes dimensiones.

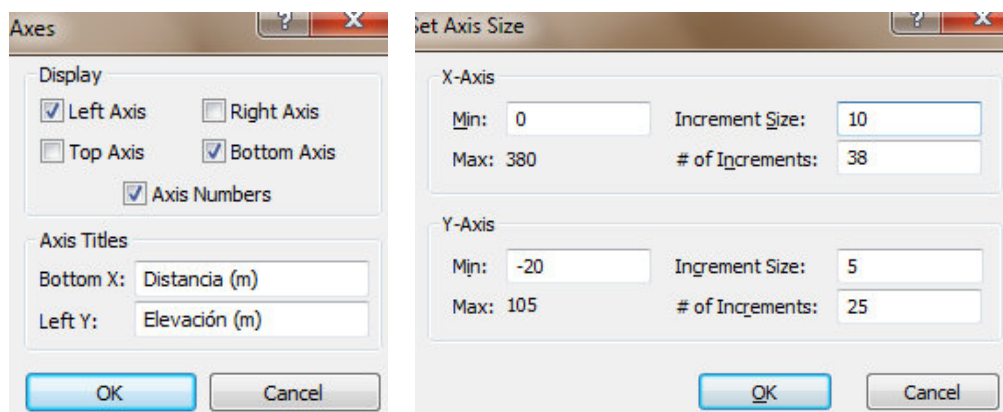


Para fijar la escala y unidades de cálculo del área de trabajo, en el desplegable *Set* se selecciona *Units and Scale*, en la forma como se indicó anteriormente, mediante un cuadro de dialogo en el que se ingresan las siguientes condiciones:

- Fijar los límites en -10 (mínimo de X) y en -35 (mínimo de Y)
- La escala horizontal y vertical se estableció en 200.
- Se marca Unidades de ingeniería (EngineeringUnits) Metric y como unidades de Fuerza (Force) kiloNewtons
- La densidad del agua es igual a 9.807 KN/m³.

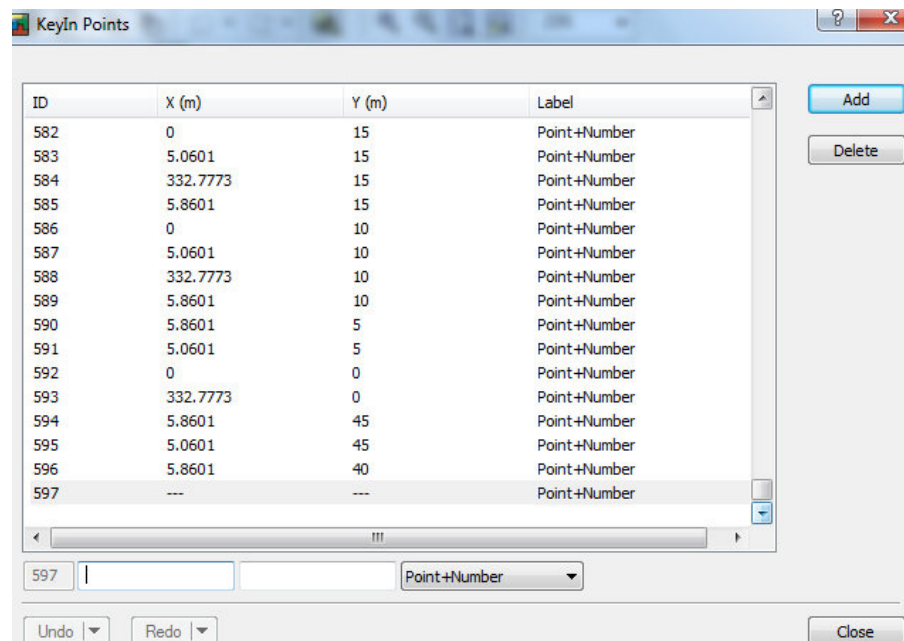
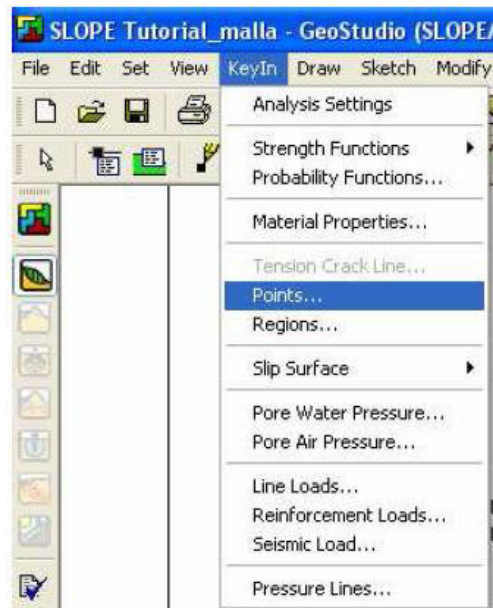


Finalmente, el área de trabajo quedará completamente definida al modificar las características de los ejes, para lo cual se selecciona la opción de menú *Set*, seguido de *Axes*, donde se despliega un cuadro de dialogo en el que se define el nombre de los ejes, se pulsa *Ok* y se pasa a determinar el incremento y numero de incrementos que se van a dar a lo largo del eje, así:

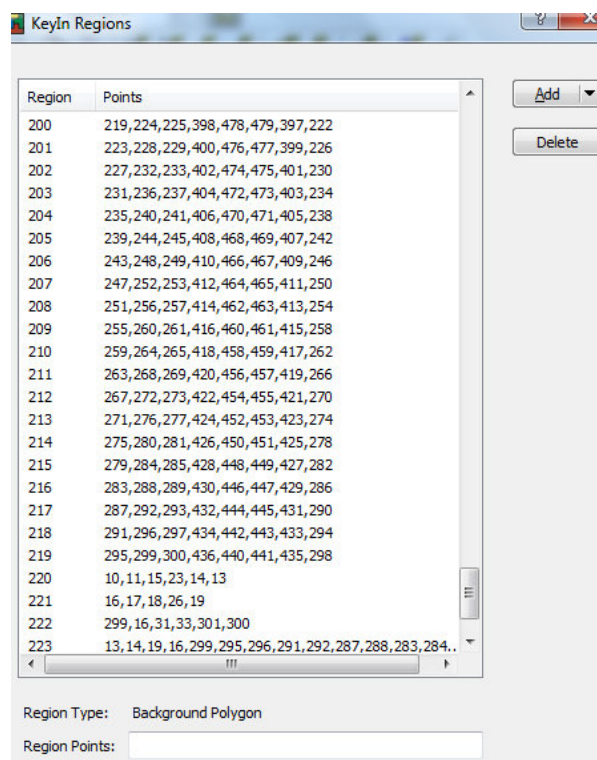


Una vez definida el área de trabajo se procede a definir los contornos del perfil que van a condicionar el cálculo de la presa, a partir de los datos obtenidos en AUTOCAD 2014.

En el menú desplegable *Key In* se selecciona la opción *Points*, para que aparezca un cuadro de dialogo en el que, en la primera casilla, se ingresa automáticamente el número de puntos (ID), y en las dos restantes se ingresa las coordenadas X y Y del mismo, así:



Para que se pueda delimitar las regiones de la presa a partir de los puntos ingresados anteriormente se debe recurrir nuevamente al menú *Key In*, opción *Regions* para que se despliegue un cuadro de dialogo en el que, utilizando el número de punto (ID) se identificaron los puntos correspondientes a cada región de la presa, que se los debe ingresar uno a uno en la opción *Regions Points*, así:



Una vez definidas las características geométricas de la presa, se procede a determinar las características físicas y mecánicas de los materiales, para lo cual es importante destacar que el modelamiento matemático de obra hidráulica en el programa GEO-STUDIO 2007 comprende los siguientes módulos de análisis:

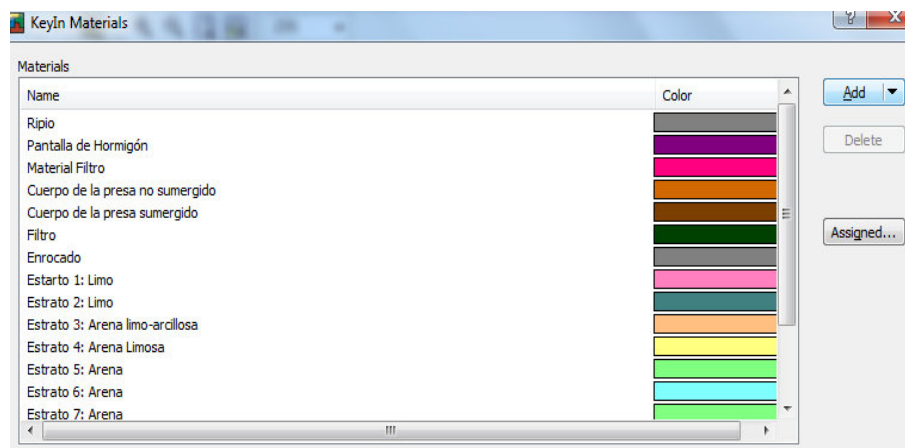
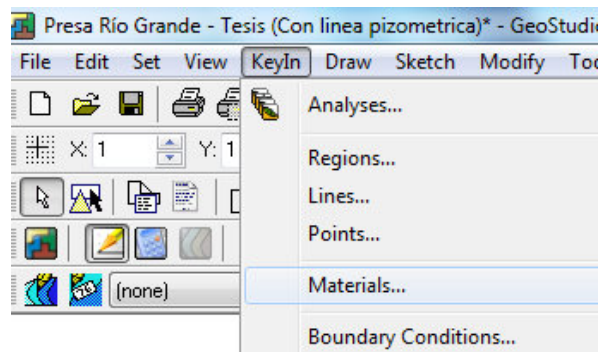
- SEEP/W: Modelamiento de filtraciones y redes de flujo

- SIGMA/W: Modelamiento para estabilidad de taludes mediante el método de elementos finitos
- QUAKE/W: Análisis Sísmico Dinámico de la Presa
- SLOPE/W: Determinación del factor de seguridad de taludes después de interrelacionar los módulos antes descritos.

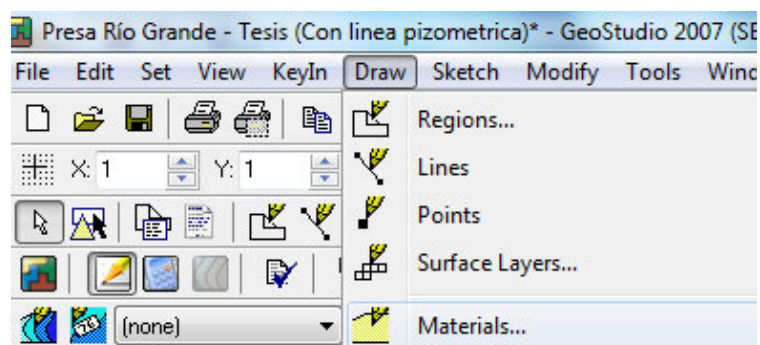
Cada módulo requiere insumos o datos básicos de ingreso, que dependen del análisis a ejecutarse y de cada uno de los materiales pertenecientes tanto a la cimentación como al cuerpo de la presa.

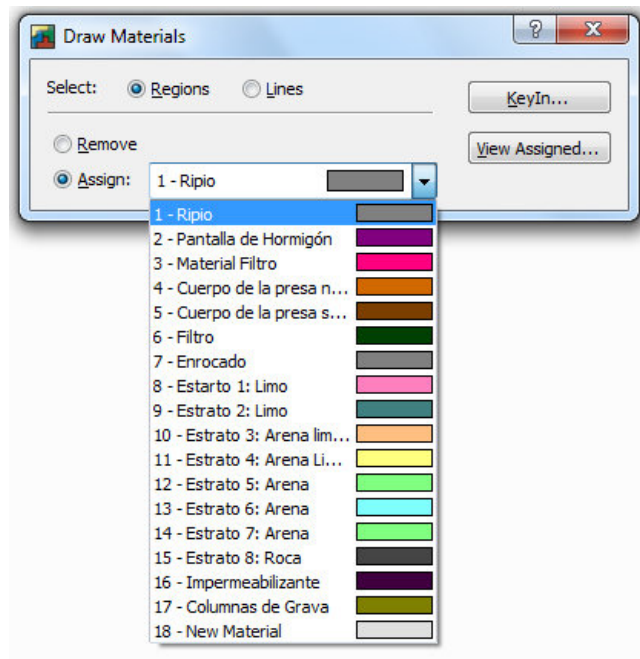
Se debe señalar que cada uno de los datos descritos, se basan en las perforaciones realizadas en el sitio de implantación de la presa, además de ensayos de laboratorio, para caracterizar las propiedades físico mecánicas del material, que fueron indicados en capítulos anteriores y se los ha incluido en los anexos del presente documento.

Más adelante se indicará cuáles son las propiedades que deben ser ingresadas en cada módulo de análisis, pero, a grosso modo se puede decir que el ingreso de datos de propiedades de materiales se lo realiza primeramente ingresando al menú principal *Key In* y seleccionando la opción *Materials*. A continuación, aparecerá un cuadro de dialogo, en el que se selecciona *Add* y se ingresa el nombre del material, junto con el color con el que deseamos que aparezca en la figura, así:



Una vez ingresadas las características de cada material se debe pasar al menú *Draw*, opción *Materials* en el que se despliega un cuadro de dialogo en el que aparecen enlistados todos los materiales antes ingresados. Para asignar un material a cualquier región se da un click sobre la misma.





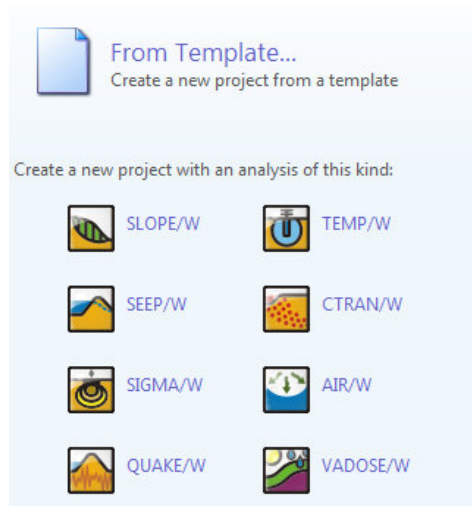
- **Módulo SEEP/W**

Dentro de los programas del paquete GEOSTUDIO versión 2007 de la firma GEOSLOPE, se analiza en primer lugar el uso del programa SEEP/W, para la modelización y estudio de las redes de flujo en medios permeables.

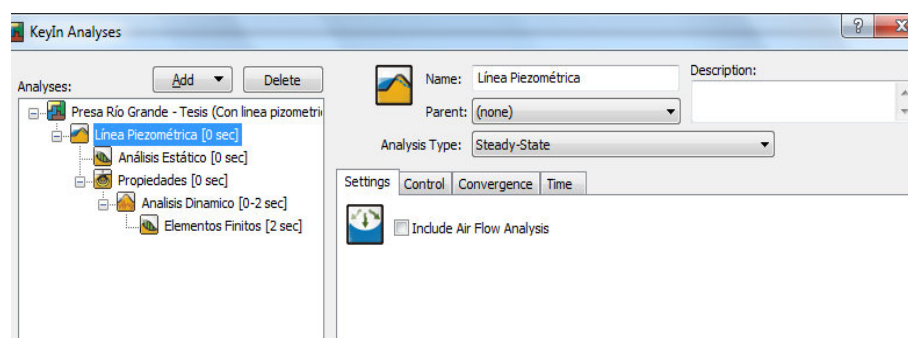
Las características fundamentales del módulo se inician determinando el tipo de análisis que se desea realizar; es decir, que el programa permite realizar los cálculos de redes de flujo a través de dos tipos fundamentales de análisis:

- Régimen estacionario, en el que el tiempo no interviene como variable del proceso.
- Régimen transitorio, en el que se tiene en cuenta la evolución del sistema a través del tiempo.

Para poder introducir el tipo de análisis en el programa se pulsa el icono Create a SEEP/W analysis, tal como aparece en la siguiente figura:



Una vez pulsado el icono dentro del recuadro en rojo aparece la pantalla principal del programa, a partir de la cual se siguen varios pasos para identificar el proyecto y configurar los parámetros asociados al modelo de análisis que se necesita realizar.

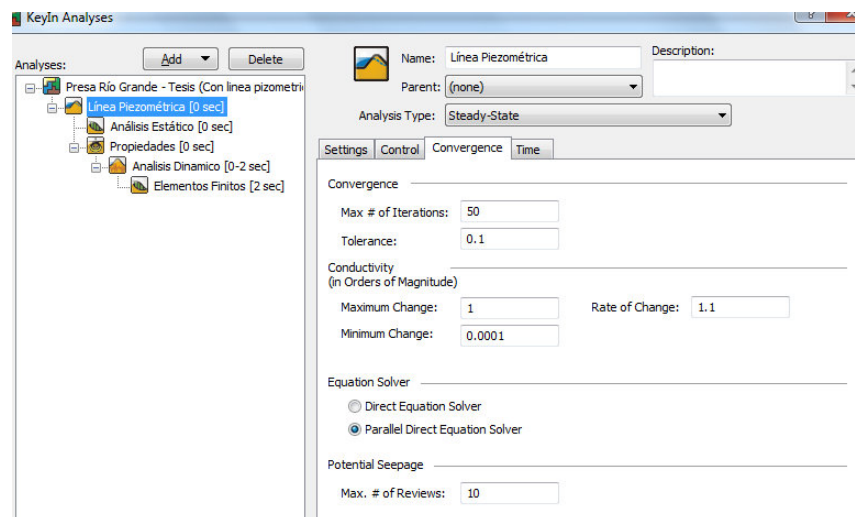


En los casilleros *Name* se coloca el nombre del proyecto, que no debe coincidir necesariamente con el del archivo que se está usando. En el casillero *Description* se incluye una breve descripción del proyecto y,

finalmente, en la lista desplegable *Analysis Type* elegimos la opción *Steady-State* (Régimen Estacionario).

Cabe recalcar que en la pestaña *Settings* hay que descativar la opción *Include air flow analisis*, puesto que en el presente modelo no va a tener en cuenta el comportamiento del aire como fluido en sistemas semisaturados.

Finalmente, se pulsa la pestaña *Convergence*, para ajustar los parámetros de cálculo del modelo, como se indica en la figura a continuación:



En la pestaña *time* se deja con un valor 0 todos los casilleros modificables, porque se trata de un régimen estacionario.

Para una completa definición de la estructura se requiere, como dato inicial, la geometría, materiales y estratigrafía de la obra en análisis. Las condiciones geométricas se ingresó siguiendo los pasos anteriormente descritos, mientras que las propiedades del suelo son las que se especifica en el Estudio de suelos. En cuanto a las características de los materiales se

debe recalcar que, con el objeto de modelizar el comportamiento de los materiales, el programa dispone de varios modelos. Para el presente caso se van a considerar dos; el modelo saturado y el modelo insaturado/saturado. Las características requeridas del material dependen del tipo de comportamiento, así:

Modelo Saturado:

Para este modelo únicamente se necesita conocer el coeficiente de permeabilidad del terreno.

Modelo Saturado/Insaturado

En el caso de suelos parcialmente saturados es necesario definir las funciones de flujo a partir de dos gráficas de comportamiento del suelo; la primera es la conductividad hidráulica vs la presión de poros, en la que se emplea el método de Van Genuchten, se necesita conocer los siguientes valores:

- Coeficiente de permeabilidad del terreno
- Humedad
- Porosidad

La segunda gráfica se refiere al contenido de agua vs presión de poros, en la que se necesita ingresar los siguientes datos para emplear el método de Sample Functions.

- Tipo de Material
- Humedad

Finalmente, para los datos de conductividad hidráulica, cualquiera que sea el modelo utilizado, el valor de la relación *Ratio* es 1 lo que significa que $K_x/K_y=1$; es decir, que no se presentan variaciones del coeficiente de permeabilidad vertical con respecto a la horizontal y por consiguiente, la dirección (*Direction*) es 0° toda vez que la permeabilidad es isótropa.

Las características del material de filtro, ripio, columnas de grava e impermeabilizante se las obtuvo de la siguiente bibliografía:

- Valoración de Suelos SUCS
- Valores Típicos de conductividad hidráulica (Coduto 1999)
- Valores estimados de porosidad (Sanders 1998)

Para definir las propiedades de los materiales en el módulo SEEP/W del paquete GEOSTUDIO 2007, se debe seleccionar en el menú desplegable *Key In*, la opción *Materials*, para que se despliegue el cuadro de dialogo correspondiente

Tanto el modelo de comportamiento respecto a las condiciones de permeabilidad del suelo, como las propiedades de los materiales que se ingresaron al programa, son los que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 60.- Datos de ingreso al Módulo SEEP/W

DATOS MODULO SEEP/W						
Nombre del Material	Modelo utilizado	Región asignada GeoSTUDIO	Características			Composición
			Permeabilidad (K) m/sec	Porosidad m³/m³	Humedad m³/m³	
Ripio	SaturatedOnly	2	2,65E-04	3,30E+01	1,50E-01	Grava y Gravillas
Pantalla de Hormigón	SaturatedOnly	3	1,28E-20	-	-	Inyecciones
Material Filtro	SaturatedOnly	4	1,00E-05	-	-	Arena y Grava Mezclada
Cuerpo de la Presa	Saturated/Unsaturated	5	9,70E-08	5,42E-01	2,39E-01	Limo Arcilloso
Material Filtro	SaturatedOnly	7	1,00E-05	-	-	Arena y Grava Mezclada
Enrocado	SaturatedOnly	8	5,01E-03	-	-	Roca Basáltica
Estrato 1	SaturatedOnly	10 a 77	8,50E-05	-	-	Limo
Estrato 2	SaturatedOnly	78 a 145	7,50E-05	-	-	Limo
Estrato 3	SaturatedOnly	146 a 147	2,00E-04	-	-	Arena Limosa Arcillosa
Estrato 4	SaturatedOnly	148 a 149	2,50E-04	-	-	Arena Limosa
Estrato 5	SaturatedOnly	150 a 151	3,50E-04	-	-	Arena
Estrato 6	SaturatedOnly	152 a 153	4,50E-04	-	-	Arena
Estrato 7	SaturatedOnly	154 a 155	5,00E-04	-	-	Arena
Estrato 8	SaturatedOnly	156	1,05E-06	-	-	Roca
Impermeabilizante	SaturatedOnly	157	1,87E-04	-	-	Limo
Columnas de Grava	SaturatedOnly	158 a 223	1,00E-02	-	-	Grava

Para el estudio del comportamiento del modelo, a parte de la parametrización del terreno, se necesita definir las propiedades de los contornos, para lo cual, se dispone de las siguientes condiciones:

- Presión Cero.
- Potential Seepage Face o Zona impermeable.
- Zona aguas arriba, sometida a altura piezométrica o presión de agua, denominada Aguas Arriba, a 92.93 m de altura
- Zona aguas abajo sometida a otra altura piezométrica o presión de agua distinta, denominada Aguas Abajo, a 51.31 m de altura.

Para ello, en el menú principal en *Key In* en la opción *Boundary Conditions* aparece un cuadro de dialogo en el que se definió las siguientes condiciones:

- Head (Altura piezométrica = Altura de cota + altura de presión)
- Total Flux (Caudal Filtrado)
- Press Head (Altura de presión)
- Unit Flux (Flujo unitario)
- UnitGradient (Gradiente unitario)

BC Category: Hydraulic

Hydraulic Boundary Conditions

Name	Category	Color
Presion Cero	Hydraulic	Red
Potential Seepage Face	Hydraulic	Purple
Carga de Agua (93m)	Hydraulic	Dark Blue
Carga de Agua (60m)	Hydraulic	Blue

Name: Presion Cero Color: Red Set...

Type: Press. Head (P)

Constant Action: 0 m

BC Category: Hydraulic

Hydraulic Boundary Conditions

Name	Category	Color
Presion Cero	Hydraulic	Red
Potential Seepage Face	Hydraulic	Purple
Carga de Agua (93m)	Hydraulic	Dark Blue
Carga de Agua (60m)	Hydraulic	Blue

Name: Potential Seepage Face Color: Purple Set...

Type: Total Flux (Q)

Constant Action: 0 m³/sec

BC Category: Hydraulic

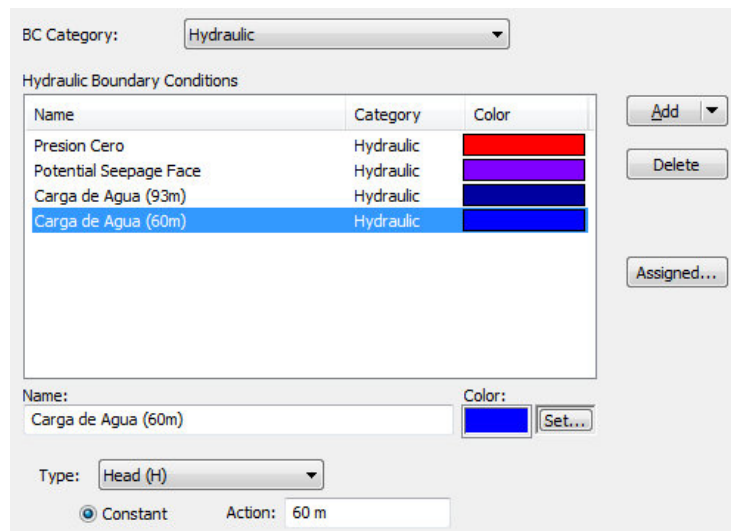
Hydraulic Boundary Conditions

Name	Category	Color
Presion Cero	Hydraulic	Red
Potential Seepage Face	Hydraulic	Purple
Carga de Agua (93m)	Hydraulic	Dark Blue
Carga de Agua (60m)	Hydraulic	Blue

Name: Carga de Agua (93m) Color: Dark Blue Set...

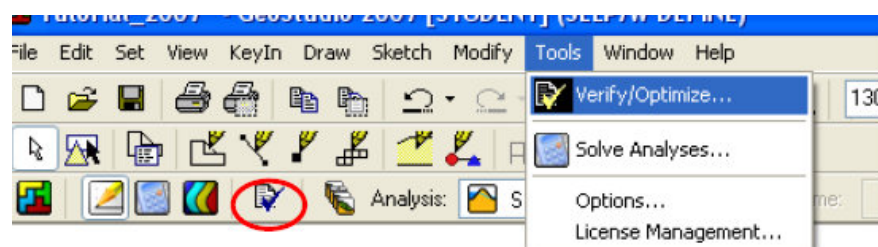
Type: Head (H)

Constant Action: 92.93 m

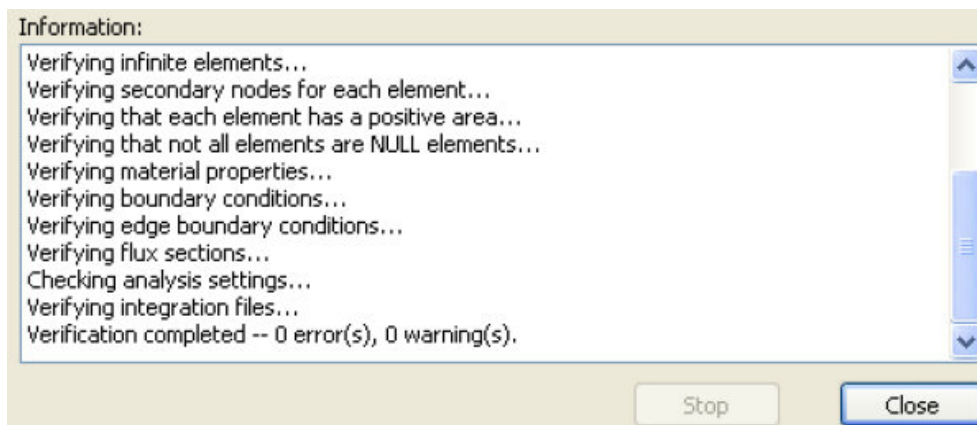


Para asignar la condición de contorno a un determinado se marca con el botón derecho del ratón, sin soltar y envolviendo la zona a la que se quiere asignar la condición de contorno, desde el primero al último punto, conservándolos dentro de la selección.

En este punto, los datos del modelo se encuentran completos, pero es necesario determinar si existen errores generados durante el proceso de modelamiento en cuanto al ingreso de los datos de la geometría de la presa, condiciones de contorno mal definidas, entre otros. Para esto se busca la opción de menú *Tools*, seguida de *Verify/Optimize* o, si se prefiere pulsar en el icono marcado con un círculo rojo de la figura que se presenta a continuación:

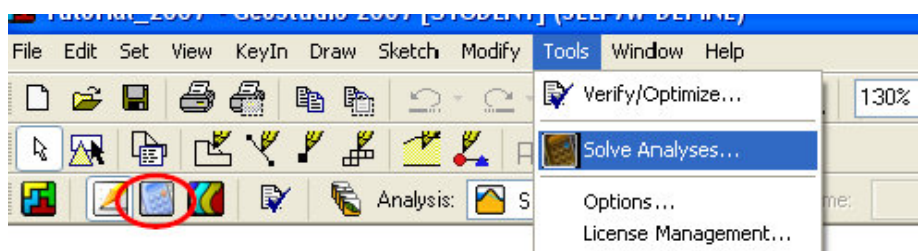


Al pulsar esta opción se activa la siguiente ventana, y se inicia, de inmediato, el rastreo de errores.

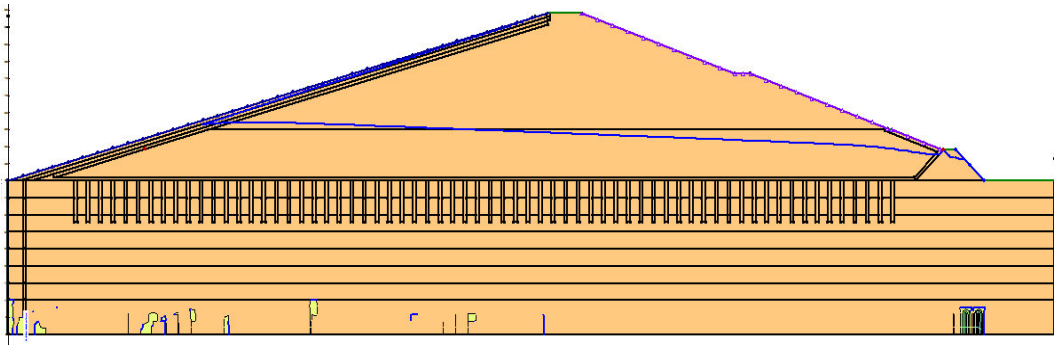


Si es que no hay errores, se pulsa Close. En caso contrario se señalará el elemento que se debe corregir, antes de repetir el proceso.

Para iniciar el proceso de obtención de resultados hay que dirigirse nuevamente al menú *Tools* para seleccionar la opción *Solve* o hacer un click sobre la figura marcada en rojo, tal como se puede observar en la siguiente figura:

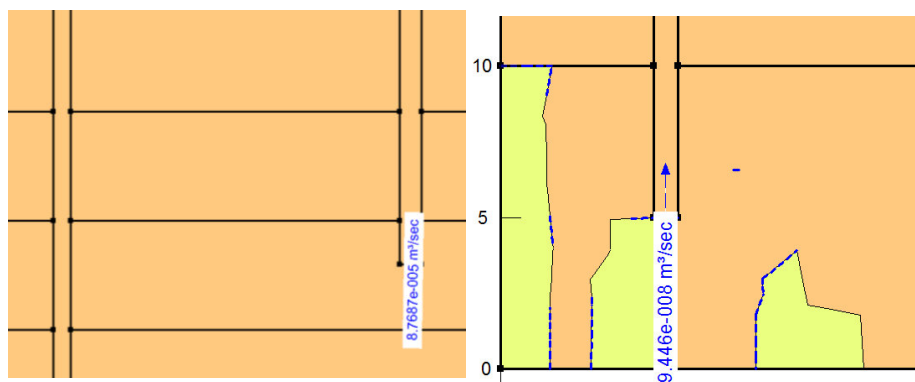


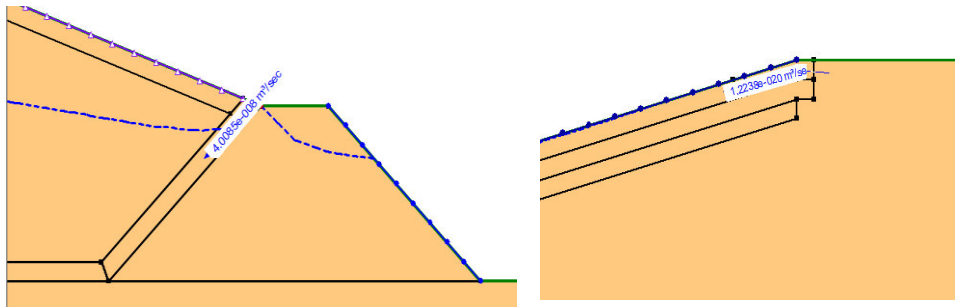
Los resultados obtenidos del módulo SEEP/W son los que se muestran a continuación:



La línea de flujo recorre el filtro compuesto de grava y arena y el impermeabilizante ubicado en el talud aguas arriba, y atraviesa la presa en su parte inferior llegando finalmente al enrocado situado en el pie de la presa.

Para conocer tentativamente el caudal de infiltración en la presa se tomaron 68 puntos de control; el primero en el impermeabilizante a 40 metros de profundidad a continuación de la pantalla de hormigón, que presentó un caudal de $9,44 \text{ e}^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$. El segundo, en la descarga del filtro ubicado aguas abajo del enrocado, que registró un caudal de $4,08 \text{ e}^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$. El tercer punto corresponde al filtro ubicado a lo largo del talud aguas arriba, que indicó un valor de caudal de $1.23 \text{ e}^{-20} \text{ m}^3/\text{s}$, y finalmente, se tomaron 65 puntos, uno en cada columna de grava, con un valor total para el caudal de filtración de $0,0057 \text{ m}^3/\text{s}$.





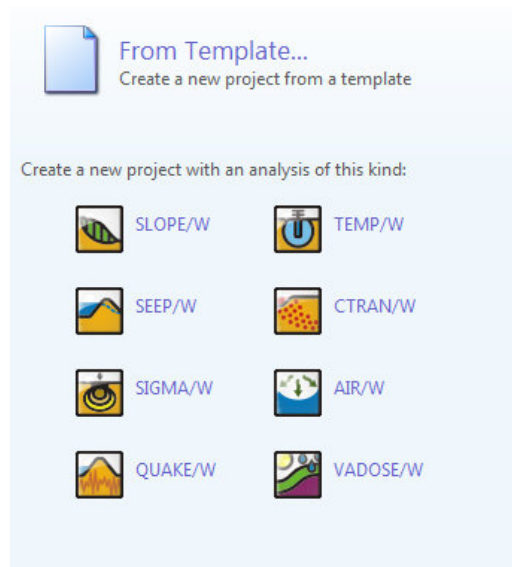
El valor total de caudal tentativo de infiltración de la presa es 0,0057 m³/s lo que significa el 1% del caudal para el cual fue diseñada la Presa Río Grande. En consecuencia, se considera que los posibles problemas de filtraciones que se podrían presentar en la obra hidráulica en estudio, se los ha solventado en forma adecuada.

- **Módulo SLOPE/W**

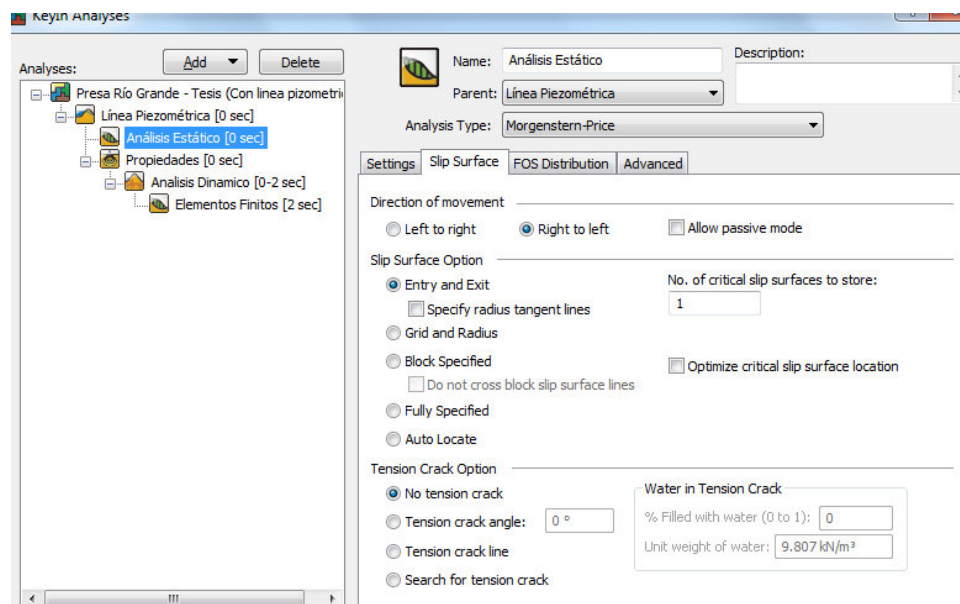
Dentro del paquete GEOSTUDIO versión 2007, se encuentra el módulo SLOPE/W, que se utiliza para la modelización y estudio de la estabilidad de taludes, mediante el método pseudoestático.

Al igual que en el módulo SEEP/W, se comienza determinando el tipo de análisis que se desea realizar; para el presente módulo, a diferencia del anterior, el programa permite realizar un sin número de análisis, pero el que se empleará para el presente caso es el de Morgenstern- Price, el que, como se indicó anteriormente, está basado en el método de las dovelas, para determinar superficies de fallas.

Para introducir el tipo de análisis en el programa, se inicia pulsando el icono Create a SLOPE/W analysis, tal como aparece en la siguiente figura:



Después aparece la pantalla principal del programa, con base en la cual se definirán los pasos para identificar el proyecto y configurar los parámetros asociados al modelo de análisis a desarrollar.

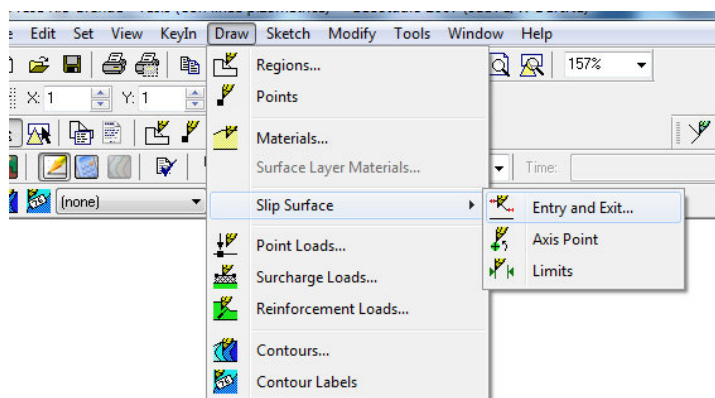


Se siguen las mismas indicaciones del módulo anterior, con la diferencia que en la lista desplegable *Analysis Type* se elige la opción

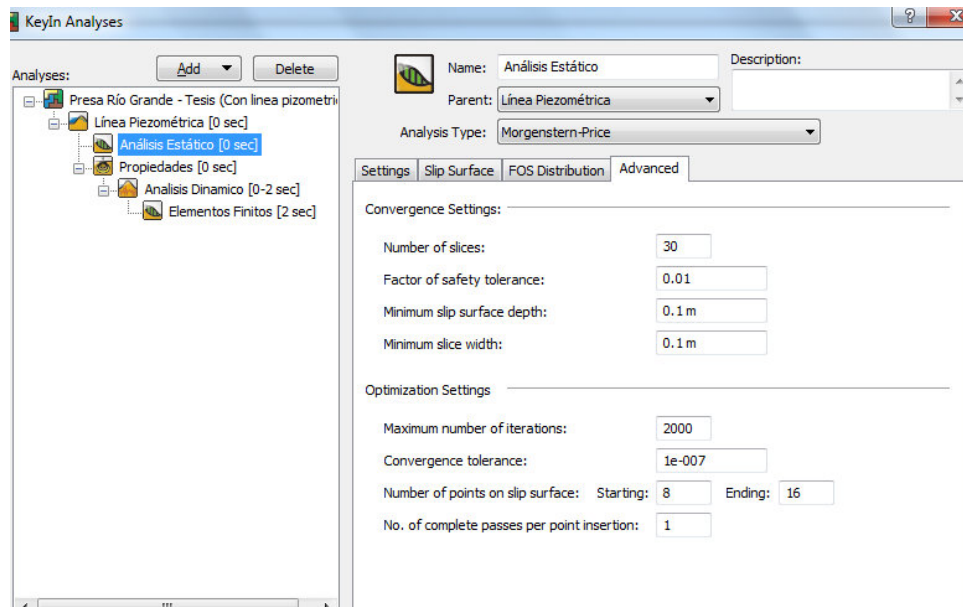
Morgenstern- Price y, con la finalidad de enlazar y generar mejores resultados en los cálculos, en la opción *Patern* se selecciona *Línea Piezométrica*(módulo SEEP/W).

Considerando que el análisis de estabilidad se lo debe realizar tanto aguas arriba como aguas abajo de la presa, para poder ingresar esta opción en el programa observamos que en la pantalla principal existen dos opciones; *Right to Left* o *Left to Right*. Por la forma en la que fue ingresada en el programa la geometría de la presa, para el análisis del talud aguas abajo, se empleará la opción *Left to Right* y para el talud aguas arriba la contraria.

Para el control de la localización de los centros de los círculos de rotura es necesario definir las líneas de los radios de dichos círculos. Para el efecto se selecciona el menú desplegable *Draw* y se escoge la opción *Slip Surface*, seguida de la opción *Exit and Entry*. A continuación, el cursor se convierte en una cruz. Al dar un click sobre el modelo se puede marcar los dos puntos, de arriba hacia abajo, que representan el radio de ruptura de la superficie de desplazamiento, tal como se indica en la figura adjunta:



Finalmente, se pulsa en la pestaña *Advanced*, para ajustar los parámetros de cálculo del modelo, como se indica en la figura a continuación:



Es importante recalcar que el análisis de taludes se debe realizar tanto aguas arriba como aguas abajo de la obra, y al ser conocida la geometría de la presa, en la pestaña *Slip Surface* se escoge la opción *Left to Right*, si el cálculo es Aguas Arriba o *Right to Left* si el cálculo es Aguas Abajo.

En cuanto a las características de los materiales se recalca que, con el objeto de ajustar a la realidad el comportamiento de los mismos, el programa dispone de un sin número de modelos. Para este proyecto específico se van a considerar solamente dos, el modelo Mohr-Coulomb y el modelo Bedrock (Impenetrable). El requerimiento de datos del material depende del tipo de modelo empleado, así:

Modelo Bedrock:

Para este modelo no se debe ingresar ninguna característica particular, puesto que el programa asume características de un material impenetrable (Roca).

Modelo Mohr-Coulomb

En el caso del modelo Mohr-Coulomb los datos solicitados por el programa son:

- Peso Específico del Material
- Cohesión
- Angulo de fricción interna

Las características del material de filtro, ripio, columnas de grava e impermeabilizante se obtuvieron de la siguiente bibliografía:

- Mecánica de Suelos Braja M. Das
- Mecánica de Suelos J. Navarro
- Tabla de valoración de Suelos SUCS

La asignación de las propiedades de los materiales se la debe realizar en forma idéntica a la indicada para el módulo SEEP/W, lo mismo que la asignación de dichas propiedades a las regiones creadas.

Tabla 61.- Datos de ingreso al Módulo SLOPE/W

DATOS PARA EL MÓDULO SLOPE/W						
Nombre del Material	Modelo utilizado	Región asignada GeoSTUDIO	Características			Observaciones
			Unit Weight Kn/m3	Cohesion Kpa	Phi °	
Ripio	Mohr-Coulomb	2	20	0	35	Grava y Gravillas
Pantalla de Hormigón	Mohr-Coulomb	3	24	100	35	Inyecciones
Material Filtro	Mohr-Coulomb	4	18	0	35	Arena y Grava
Cuerpo de la Presa	Mohr-Coulomb	5	25,8	15	30	Limo Arcilloso
Material Filtro	Mohr-Coulomb	7	18	0	35	Arena y Grava Mezclada
Enrocado	Mohr-Coulomb	8	17	0	48	Enrocado de Roca Basáltica
Estrato 1	Mohr-Coulomb	10 a 77	17	40	20	Limo
Estrato 2	Mohr-Coulomb	78 a 145	17	40	20	Limo
Estrato 3	Mohr-Coulomb	146 a 147	17,5	20	28	Arena Limosa Arcillosa
Estrato 4	Mohr-Coulomb	148 a 149	18	15	30	Arena Limosa
Estrato 5	Mohr-Coulomb	150 a 151	18,5	10	32	Arena
Estrato 6	Mohr-Coulomb	152 a 153	19	10	32	Arena
Estrato 7	Mohr-Coulomb	154 a 155	20	10	32	Arena
Estrato 8	Bedrock	156	-	-	-	Roca
Impermeabilizante	Mohr-Coulomb	157	17	40	20	Limo
Columnas de Grava	Mohr-Coulomb	158 a 223	22	0	35	Grava

A diferencia de otros módulos, en el modelo pseudo estático SLOPE/W, se debe realizar el análisis tomando en cuenta el coeficiente sísmico que menciona el NEC-2011, el mismo que fue analizado en capítulos anteriores, y adicionalmente se debe considerar un factor de importancia que también está mencionado en dicho documento. El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. Es por esto que a la Presa Rio Grande, por ser una estructura de prevención para control de inundaciones, y de tener una afectación directa a la ciudad de Chone, se la debe caracterizar como una estructura de importancia de 1 a 1,30.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura No. 33.- Factor de importancia según tipo de estructura

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)

Finalmente, se subraya que, la acertada selección del coeficiente sísmico, así como su distribución a lo largo del cuerpo de la presa es uno de los mayores problemas que se presentan en el caso de un análisis

sísmico pseudo-estático, por lo que existen diferentes criterios, de muchos autores, que deberán tomarse en cuenta.

El criterio más utilizado es el Análisis de Respuesta de Cuerpo Rígido, que, asume que el terraplén actúa como un cuerpo rígido y que las aceleraciones serán uniformes e iguales en todo instante a las aceleraciones del terreno, aunque lo cierto es que la mayoría de presas de tierra y de enrocado no se comportan como una estructura rígida. Al utilizar este criterio se estaría adoptando una condición demasiado severa, puesto que, se estaría considerando que la magnitud del coeficiente sísmico, a usarse en el diseño, es igual a la máxima aceleración del terreno. Este valor ocurre solo una vez y cambia de dirección en repetidas ocasiones, por lo que la deformación resultante es pequeña.

Existe otro criterio considerado para el diseño de obras hidráulicas, que es utilizado especialmente en el Japón, que sugiere reducir el coeficiente sísmico de diseño a un 50% o 70% de la máxima aceleración pico del terreno (Sasaki, Koga y Taniguchi, 1987). Para el diseño de la presa Río Grande se considerará el 50% de la máxima aceleración del terreno, que para este caso es de 0.50g de acuerdo al NEC-2011.

Finalmente podemos concluir que para el diseño de estabilidad general de una presa de tierra, se necesita realizar un análisis sísmico con un sismo de diseño de mínimo 975 años y un sismo de verificación de aproximadamente 2 000 años.

La Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-11) tiene un mapa sísmico con un periodo de retorno máximo de 475 años, y para aproximarle a la rigidez real del diseño de la presa se multiplica por el factor de importancia.

En resumen, se utilizará los siguientes valores:

$$K_h = 1.30 \times 0.50 \times 0.50 \text{ g} = 0.325 \text{ g}$$

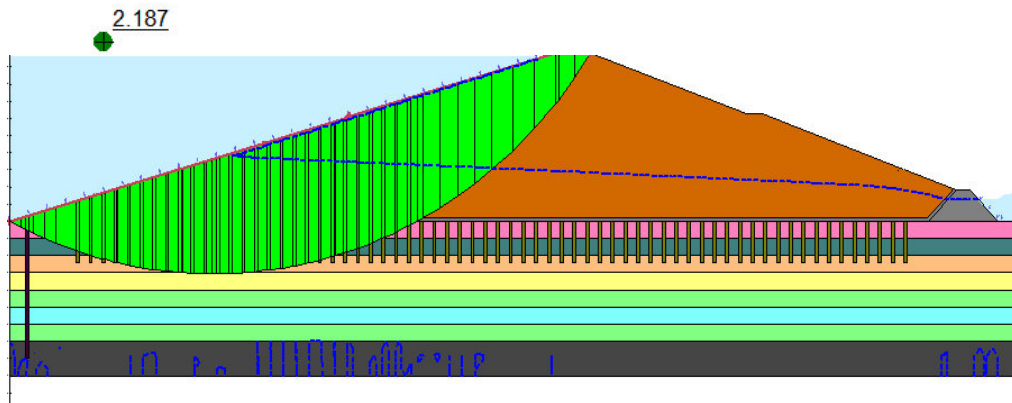
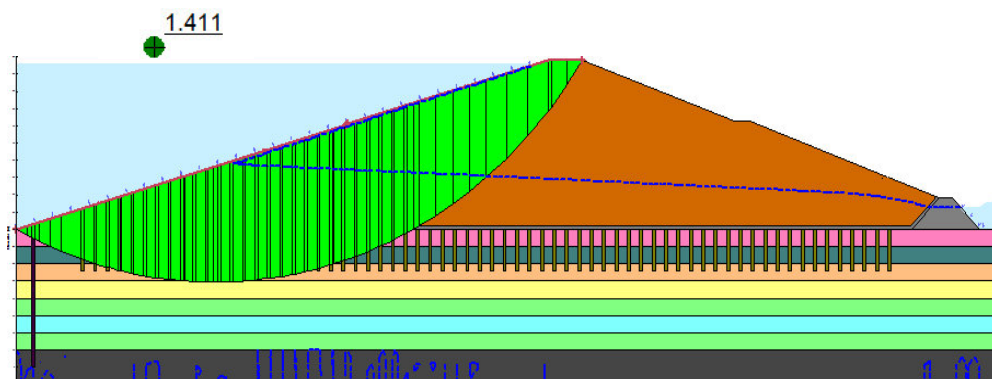
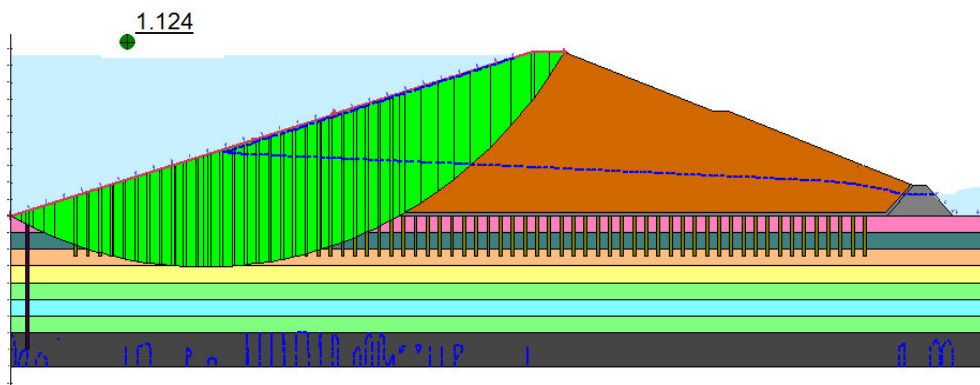
$$K_h = 1.00 \times 0.50 \times 0.50 \text{ g} = 0.25 \text{ g}$$

Finalmente, los resultados obtenidos en este módulo, tanto en el análisis aguas arriba como aguas abajo, son los que se presentan a continuación:

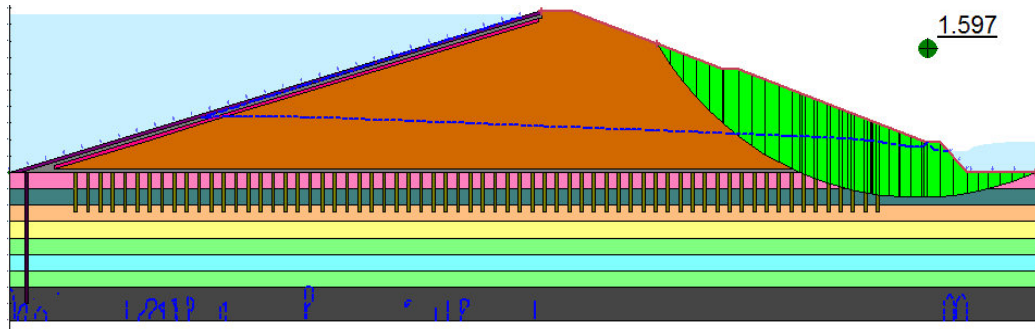
Tabla 62.- Factor de Seguridad Método Pseudoestático

Ubicación de Análisis	0 g	0.25 g	0.325 g
Talud Aguas Arriba	2.19	1.41	1.12
Talud Aguas Abajo	1.60	1.08	1.01

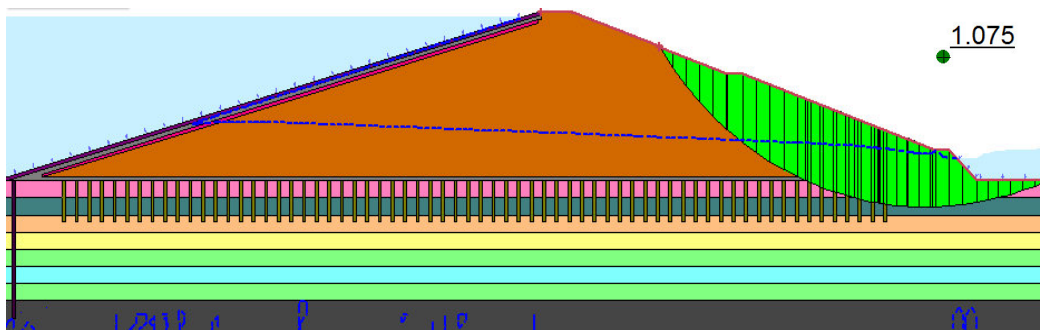
Como se puede observar en la tabla de resultados y en las figuras adjuntas, el dimensionamiento de la presa así como la selección de los materiales a utilizarse en cada una de los elementos son los adecuados en cuanto a estabilidad de la obra hidráulica,

Talud Aguas Arriba (Para 0.0 g)**Talud Aguas Arriba (Para 0.25g)****Talud Aguas Arriba (Para 0.325g)**

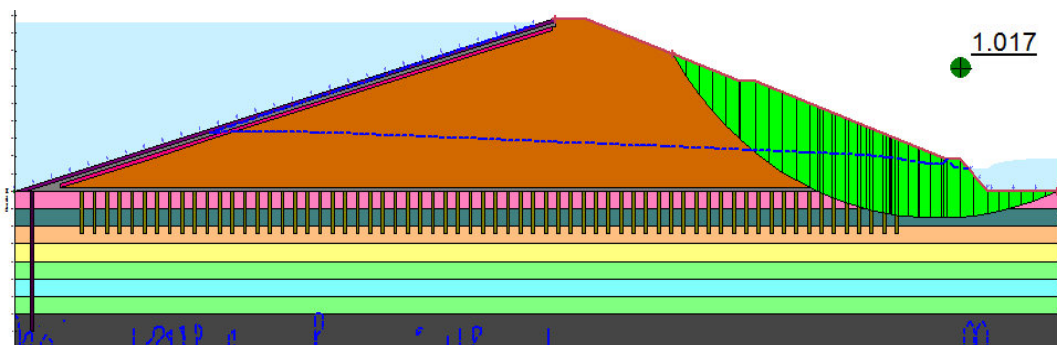
Talud Aguas Abajo (Para 0.0 g)



Talud Aguas Abajo (Para 0.25g)



Talud Aguas Abajo (Para 0.32g)



- **Módulo SIGMA/W**

El módulo SIGMA/W del paquete GEOSTUDIO proporciona una amplia gama de cálculos tensodeformacionales, así como modelos constitutivos que idealizan el comportamiento.

El análisis tensodeformacional tanto del cuerpo de la presa como del suelo de cimentación trata sobre la modelización de los estados tensionales, así como los asentamientos derivados de la aplicación de cargas. Un análisis de este tipo, en una presa de materiales sueltos es muy importante, ya que el material que la constituye, en su mayoría, no tiene ninguna capacidad de soportar tensión; además es necesario realizar un control de asentamientos diferenciales en la base de la obra hidráulica.

Al ejecutar el programa GEOSTUDIO 2007 aparece la pantalla de inicio, en la que se exponen los 8 módulos que posee el software. Se escoge la opción SIGMA/W.

La siguiente ventana corresponde a la configuración de inicio del modelo. En primera instancia se analiza la distribución de esfuerzos iniciales, antes de la aplicación de cargas correspondientes a la presa, por lo que el tipo de análisis es "In situ". Como archivo precedente se determina el módulo SEEP/W a través de la línea piezométrica.

Para generar los materiales con sus correspondientes propiedades elásticas se sigue la rutina antes indicada; es decir, *Menú / Draw / Key In*, ahí se tiene los mismos materiales que en los otros modelos, pero sin una

asignación de propiedades, por lo que, basándose en parámetros de esfuerzos totales, los modelos considerados para este cálculo son:

Lineal Elástico

Es el modelo más simple del comportamiento de un suelo sometido a cargas de compresión que muestra una relación directamente proporcional y lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria; por tanto, el módulo de elasticidad es constante.

Para este modelo de comportamiento del material es necesario ingresar los siguientes datos:

- Módulo de Elasticidad del Material.
- Coeficiente de Poisson.
- Peso Específico del Material

Elástico-Plástico

Este modelo describe un comportamiento elástico y perfectamente plástico del suelo, los esfuerzos son directamente proporcionales a la deformación unitaria hasta cuando se alcanza el punto de fluencia. Después de este punto, la curva permanece horizontal.

Para este modelo se deben ingresar los siguientes datos:

- Módulo de Elasticidad del Material.
- Coeficiente de Poisson.
- Peso Específico del Material

- Angulo de Fricción Interna

Las características del material de filtro, ripio, columnas de grava e impermeabilizante se las obtuvo de la siguiente bibliografía:

- Mecánica de Suelos Braja M. Das 2001
- Manual de mecánica de suelos y cimentaciones Ángel Muelas Rodríguez.

La asignación de las propiedades de los materiales se la debe realizar en forma idéntica a la indicada en los módulos anteriores, lo mismo que la asignación de dichas propiedades a las regiones creadas.

En la tabla que se presenta a continuación, se muestra el modelo empleado en cada elemento del modelo de la presa y sus respectivos valores de:

- Módulo de Elasticidad del Material.
- Coeficiente de Poisson.

Tabla 63.- Datos de ingreso al Módulo SIGMA/W

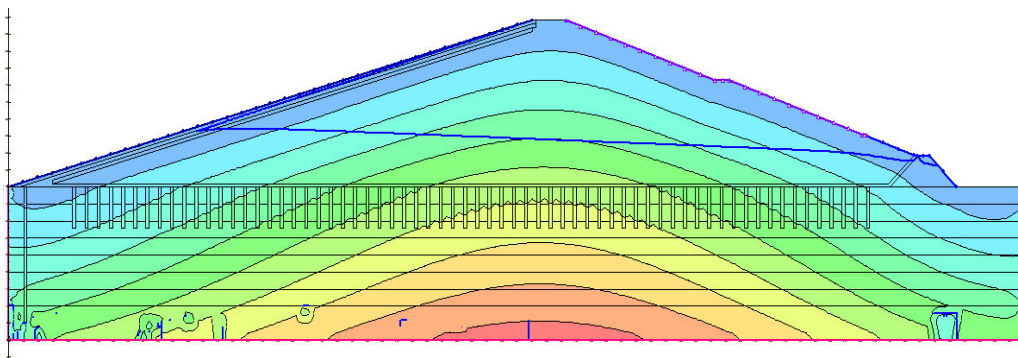
DATOS PARA EL MÓDULO SIGMA/W					
Nombre del Material	Modelo utilizado	Región asignada GeoSTUDIO	Coefficiente de Poisson	Módulo de Elasticidad	Observaciones
			-	Kpa	
Ripio	Linear Elastic	2	0,25	60000	Grava y Gravillas
Pantalla de Hormigón	Elastic - Plastic	3	0,15	125000	Inyecciones
Material Filtro	Elastic - Plastic	4	0,2	75000	Arena y Grava Mezclada
Cuerpo de la Presa	Elastic - Plastic	5	0,3	17225	Limo Arcilloso
Material Filtro	Elastic - Plastic	7	0,2	75000	Arena y Grava
Enrocado	Linear Elastic	8	0,25	200000	Enrocado de Roca Basáltica
Estrato 1	Elastic - Plastic	10 a 77	0,33	40000	Limo
Estrato 2	Elastic - Plastic	78 a 145	0,33	40000	Limo
Estrato 3	Elastic - Plastic	146 a 147	0,33	45000	Arena Limosa Arcillosa
Estrato 4	Elastic - Plastic	148 a 149	0,33	50000	Arena Limosa
Estrato 5	Elastic - Plastic	150 a 151	0,33	60000	Arena
Estrato 6	Elastic - Plastic	152 a 153	0,33	65000	Arena
Estrato 7	Elastic - Plastic	154 a 155	0,33	70000	Arena
Estrato 8	Linear Elastic	156	0,25	200000	Roca
Impermeabilizante	Elastic - Plastic	157	0,33	40000	Limo
Columnas de Grava	Linear Elastic	158 a 223	0,3	150000	Grava

Las condiciones de borde del modelo están definidas por el nivel freático del suelo, en caso que existiera, y las restricciones de desplazamiento, o fuerza que se asigne a los nudos o líneas externas de las regiones.

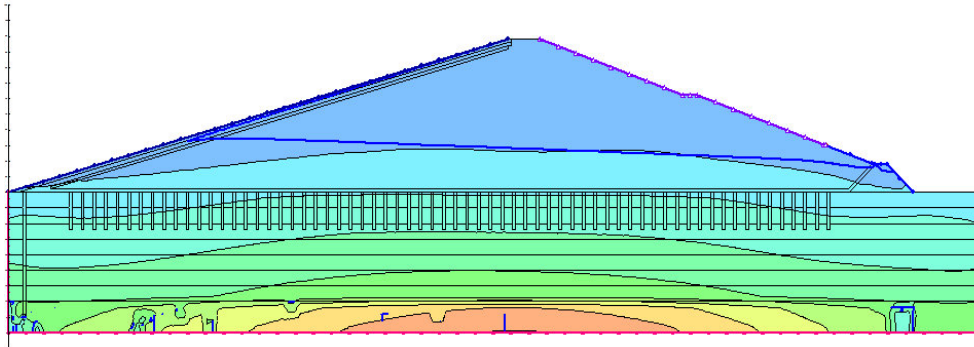
En el presente caso se considera que no que existe el nivel freático, ni condiciones de fuerzas en lo nudos y líneas de regiones, por lo que las condiciones de borde se limitan a la restricción de desplazamientos. Para todos los nudos que pertenezcan a una línea vertical externa de una región se restringe 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 dos direcciones “X y Y”.

Para introducir estas condiciones se sigue la rutina presentada en el módulo SEEP/W, es decir, *Menú / Draw / Boundary Conditions*. Los resultados obtenidos del análisis realizado en el módulo SIGMA/W son:

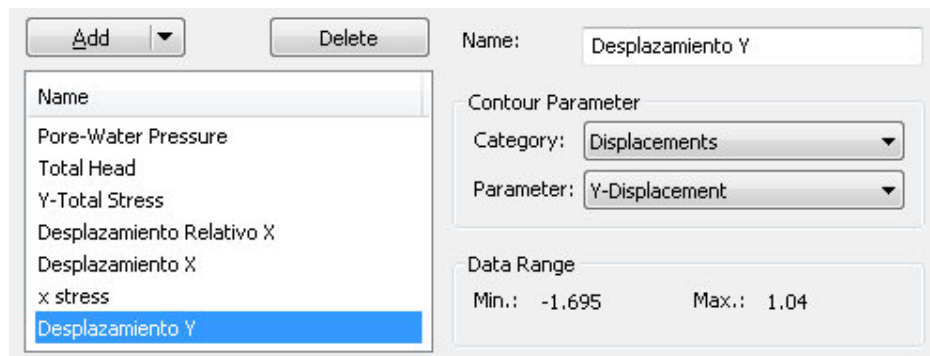
Tensión Total en Y



Tensión Total en X



Se verifica que el asentamiento en la base de la presa no sea excesivo, para lo cual generamos la siguiente gráfica:



En ella se puede determinar que el asentamiento de la presa es mínimo, a partir de lo cual se concluye que la cimentación planteada en el dimensionamiento de la presa funciona de forma adecuada. También se puede verificar en cuanto a cimentación, que en la gráfica de tensión total en “X”, el desplazamiento por vibraciones ocasionadas por un evento sísmico es mínimo y que la deformación disminuye.

- **Módulo QUAKE/W**

El módulo QUAKE/W del paquete GEOSTUDIO 2007 permite realizar el cálculo dinámico de estabilidad de taludes, a través de un análisis de elementos finitos, que se basa en tres aspectos fundamentales; el primero es la discretización de los elementos, que se encarga de definir la geometría y áreas de la presa, además de construir la malla de elementos finitos. El segundo es la definición de las propiedades de los materiales, a partir de los cuales se describen los diferentes tipos de suelo o roca en el modelo, definiendo, en el caso de QUAKE/W, los parámetros de módulo de corte y coeficiente de amortiguamiento de cada uno. Finalmente, las condiciones de frontera que se encargan de asignar al problema un marco de referencia, a partir del cual se resolverán los sistemas de ecuaciones creados en la malla de elementos finitos.

El procedimiento de análisis en el módulo QUAKE/W, es muy similar al explicado para los módulos anteriores. Wspecialmente se debe tomar en cuenta las consideraciones ingresadas para el módulo SLOPE/W, con algunas diferencias, que de manera general, se detallan a continuación:

- Es importante mencionar que, de acuerdo a la ubicación de la presa Rio Grande, la aceleración sísmica pico es de 0,50g, por lo cual se asumió el siguiente acelerograma para ingresar en el programa, que tiene como pico 0,50 g y una duración de 2 segundos.

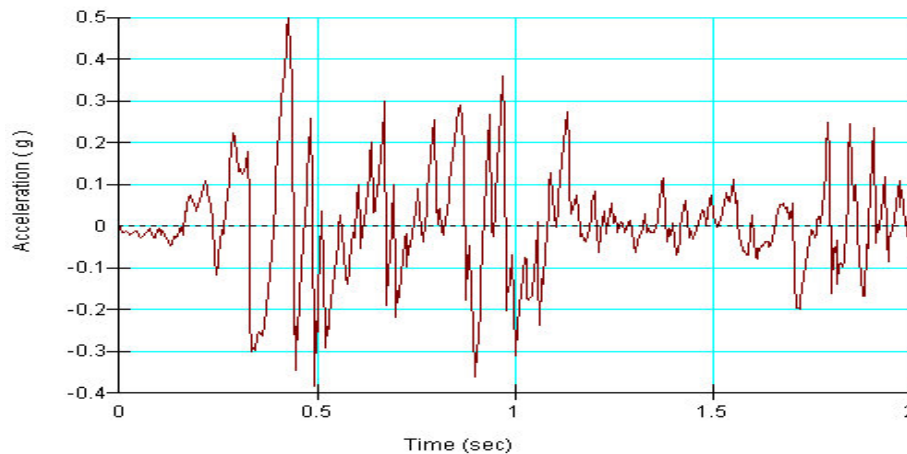
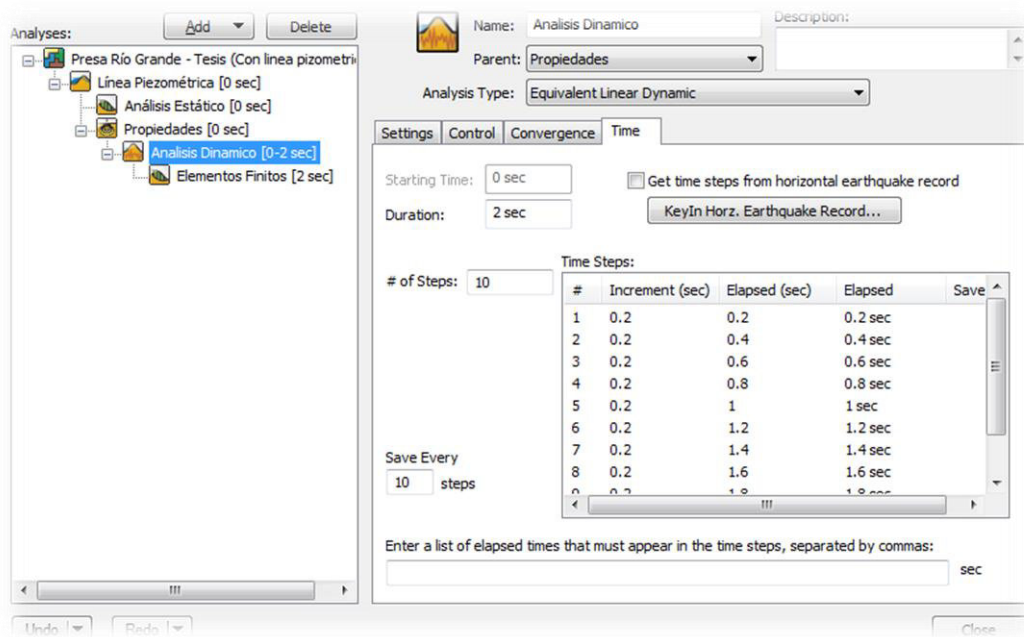


Figura No. 34.- Acelerograma 0.50g (t=2seg)

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11)

- En el módulo QUAKE/W, se aplica el movimiento sísmico a la estructura a través de un registro sísmico de aceleraciones incorporando en la pantalla principal del programa en la pestaña *Time*. El registro sísmico debe estar dividido en una serie de intervalos, llamados *time steps*. Para cada uno de estos QUAKE/W calcula las distribuciones de esfuerzos y los excesos de presión de poros, modificando, al final del intervalo, las propiedades de los materiales en respuesta a las deformaciones por esfuerzos de corte cíclico..

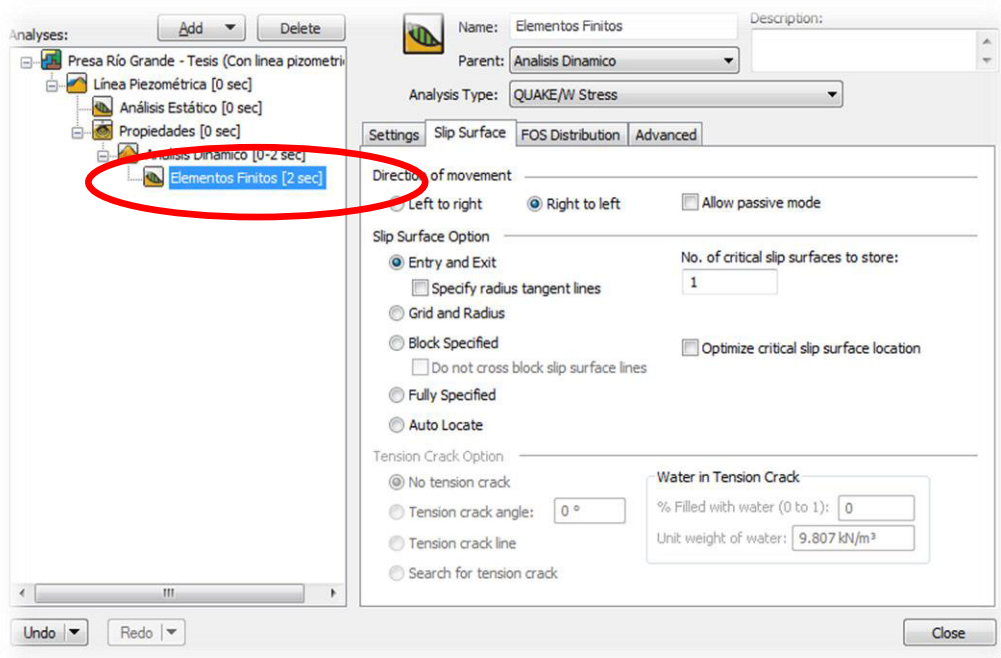


- También en QUAKE/W resulta primordial para el análisis, ingresar los datos de las propiedades de los materiales, utilizando los mismos modelos que en el análisis realizado con el módulo SLOPE/W (Lineal-Elástico y Elástico-Plástico), para los que se necesita, como datos adicionales, los indicados en la siguiente tabla:

Tabla 64.- Datos de ingreso al Módulo QUAKE/W

DATOS PARA EL MÓDULO QUAKE/W					
Nombre del Material	Modelo utilizado	Región asignada GeoSTUDIO	Coefficiente de Amortiguamiento	Módulo de Corte Kpa	Observaciones
Ripio	Linear Elastic	2	0,2	24000	Grava y Gravillas
Pantalla de Hormigón	Equivalent Linear	3	0,15	54000	Inyecciones
Material Filtro	Equivalent Linear	4	0,15	31000	Arena y Grava
Cuerpo de la Presa	Equivalent Linear	5	0,2	7000	Limo Arcilloso
Material Filtro	Equivalent Linear	7	0,15	31000	Arena y Grava
Enrocado	Equivalent Linear	8	0,2	80000	Enrocado de Roca Basáltica
Estrato 1	Equivalent Linear	10 a 77	0,15	15000	Limo
Estrato 2	Equivalent Linear	78 a 145	0,15	15000	Limo
Estrato 3	Equivalent Linear	146 a 147	0,15	17000	Arena Limosa Arcillosa
Estrato 4	Equivalent Linear	148 a 149	0,15	19000	Arena Limosa
Estrato 5	Equivalent Linear	150 a 151	0,15	23000	Arena
Estrato 6	Equivalent Linear	152 a 153	0,15	24000	Arena
Estrato 7	Equivalent Linear	154 a 155	0,15	26000	Arena
Estrato 8	Linear Elastic	156	0,2	80000	Roca
Impermeabilizante	Equivalent Linear	157	0,15	15000	Limo
Columnas de Grava	Linear Elastic	158 a 223	0,2	58000	Grava

- Una vez obtenidos los resultados de QUAKE/W (esfuerzos generados durante el sismo), se los integra con un análisis de estabilidad en SLOPE/W, por el método de elementos finitos.



- Se definen las superficies de falla que se desean analizar (para lo cual SLOPE/W ofrece una variedad de formas) y se evalúa la estabilidad de estas considerando los esfuerzos importados de QUAKE/W

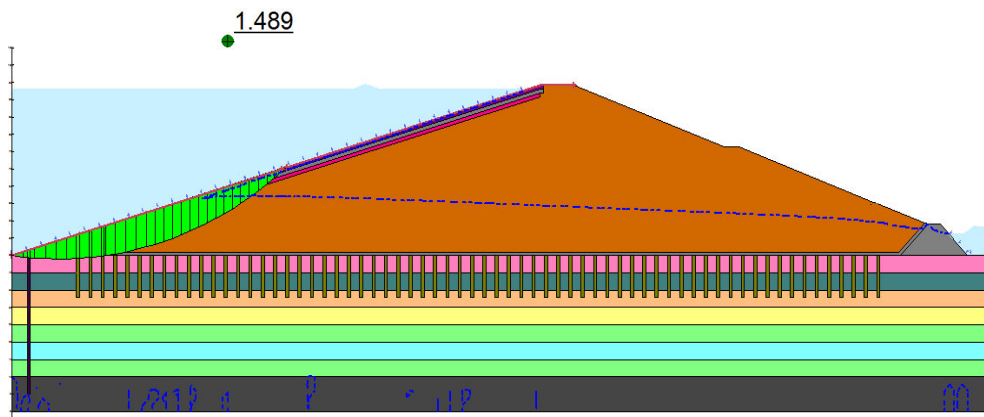
Finalmente, al correr el programa se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 65.- Factor de Seguridad método de elementos finitos

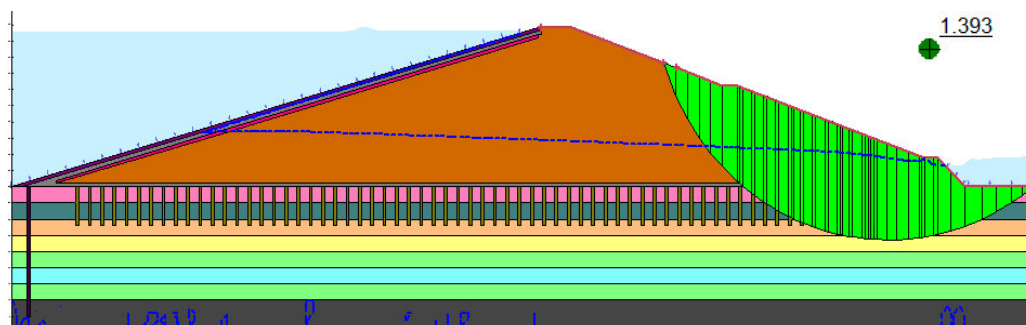
Ubicación de Análisis	Factor de Importancia acelerograma 0.5g
Talud Aguas Arriba	1.49
Talud Aguas Abajo	1.39

Como se puede observar en la tabla de resultados y en las figuras adjuntas, el dimensionamiento de la presa, así como la selección de los materiales a utilizarse en cada una de los elementos son los adecuados en cuanto a estabilidad de la obra hidráulica, analizada desde un punto de vista pseudo estático y dinámico.

Talud Aguas Arriba (0,50g)



Talud Aguas Abajo (0,50g)



CAPÍTULO IV

DISEÑO DE OBRAS COMPLEMENTARIAS

4.1. Introducción

Una presa requiere de ciertas estructuras o instalaciones complementarias que permitan el control y regulación de los caudales que llegan al embalse, para que pueda cumplir sus funciones operacionales en forma segura y efectiva. Este conjunto de obras complementarias son estructuras hidráulicas que permiten la descarga de los caudales que sobrepasan la capacidad de almacenamiento del embalse y, en conjunto, toman el nombre de Obra de Excedentes.

Técnicamente, una obra de excedentes está compuesta por cinco elementos:

- Canal de acercamiento;
- Vertedero o cimacio;
- Canal de pendiente pronunciada o rápida;
- Estructura disipadora de energía; y,
- Canal de restitución.

El 2do y 4to elemento son estructuras obligatorias en una presa no así los demás que dependen del diseño particular y emplazamiento de la obra.

4.2. Diseño del canal de acercamiento

El canal de acercamiento es una estructura hidráulica orientada a encauzar el flujo y permitir que la lámina de agua se mantenga lo más uniforme. Así, se incrementa el ancho efectivo del flujo en los vanos del vertedero y disminuye la carga de agua necesaria para alcanzar la cota aguas arriba de las estructuras de regulación. Esto se corrige mediante la construcción de un muro inclinado, en su parte frontal, hacia aguas arriba del vertedero.

A partir de los datos obtenidos en el análisis hidrológico de volúmenes de descarga del vertedero y del embalse se obtuvo los siguientes resultados:

Incógnita	Descripción	Unidad	Valor
b	Ancho del vertedero	m	30
Q_x (max)	Caudal de Diseño	m ³ /s	315,30
H (max)	NAME – NAMO	m	2,88
P_1	Altura de Seguridad	m	1,00
N A M E	Nivel de Aguas Máximo Extremo	m.s.n.m	70,93
N A M O	Nivel Máximo de Operación del Embalse	m.s.n.m	68,05
V. Descarga	Volumen de descarga del vertedero	m ³ /s	132,43

Se procede a calcular el canal de acercamiento a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\textit{Tirante del canal de acercamiento (T}_o\textit{)} = H_{max} + P_1$$

$$\text{Velocidad del canal de acercamiento (Vc)} = \frac{Q}{(b + T_o * m_1) * T_o}$$

$$\text{Altura del Canal de Acercamiento (Ho)} = \frac{Q^{2/3}}{(b * m * \sqrt{2 * g})}$$

Los resultados obtenidos son los que se presentan en la siguiente tabla:

Velocidad del canal de acercamiento (Vc)	m/s	2,19
Tirante del canal de acercamiento (To)	m	3,88
Altura del canal de acercamiento (Ho)	m	2,88

4.3. Diseño del vertedero

El vertedero es una estructura complementaria obligatoria, puesto que constituye el elemento más importante de seguridad, previsto para evacuar las aguas en exceso generadas durante los eventos de máxima crecida, y lograr que se mantenga el nivel de agua establecido en el diseño de la presa.

En los cálculos hidrológicos del volumen de descarga del embalse y vertedero, se puede verificar que para evacuar una crecida con un periodo de retorno de 10.000 años, el ancho del vertedero seleccionado es de 30 m.

- **Perfil del vertedero**

Una vez definido el ancho del vertedero se procedió a determinar su cota final, para lo cual se debe obtener las coordenadas del perfil, mismas que se presentan en la siguiente tabla, en la que los valores de las coordenadas en x se las obtuvo con la siguiente ecuación:

$$x = H_{max} * \frac{x}{H}$$

Y los valores de z, a partir de la siguiente ecuación:

$$z = H_{max} * \frac{z}{H}$$

Tabla 66.- Coordenadas del vertedero

x/H	z/H	X	Z
0,00	0,13	0,00	-0,36
0,10	0,04	0,29	-0,10
0,20	0,01	0,58	-0,02
0,30	0,00	0,86	0,00
0,40	0,01	1,15	-0,02
0,60	0,06	1,73	-0,17
0,80	0,15	2,30	-0,42
<u>1,00</u>	<u>0,26</u>	<u>2,88</u>	<u>-0,74</u>
1,20	0,39	3,45	-1,13
1,40	0,57	4,03	-1,63
1,70	0,87	4,89	-2,51
2,00	1,24	5,76	-3,56
2,50	1,96	7,20	-5,64
3,00	2,82	8,64	-8,13
3,50	3,82	10,08	-10,99
4,00	4,93	11,52	-14,19

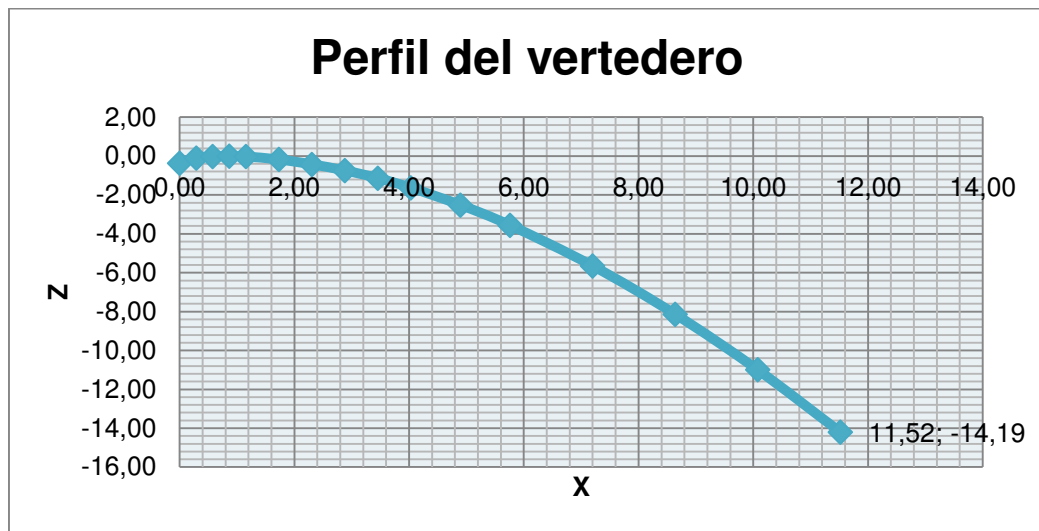


Figura No. 35.- Perfil de Vertedero $b=30$ cm para $Tr = 10.000$ años

Dado que el valor asumido de P_1 fue de 1.00 se determina el valor de la coordenada X interpolando los valores marcados en la tabla superior, y siendo conocida la cota de la cresta del vertedero (NAMO), se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 67.- Coordenadas finales del vertedero

Cota de la cresta	X (Gráfica)	Z (Gráfica)	Cota final del vertedero
68,05	2,80	1,00	67,05

- **Tirante Contraído**

Quando pasan por un tramo de transición de una estructura a otra, los flujos sufren una contracción en el plano vertical, en vista de lo cual, a cierta

distancia del pie de la presa se puede observar la formación del calado o tirante contraído (h_c).

To	Q	b	Cv
m	m³/s	m	-
3,88	315,30	30	0,97

El Tirante Contraído se lo determina a partir de la siguiente ecuación:

$$h_c = \frac{Q}{b C_v \sqrt{2g(T_o - h_c)}}$$

Dónde:

- Q = Caudal sobre el vertedero (m³/s)
- b = Ancho del vertedero (m)
- Cv = Coeficiente de orificio (Perfil Creager = 0,97)
- To = Tirante de canal de acercamiento (m)

Dado que esta ecuación es de tercer grado, se procede a resolverla mediante aproximaciones sucesivas, de la siguiente forma:

Tabla 68.- Cálculo del tirante contraído del vertedero

h₁	H_c
m	m
0	-
1,240	1,240
1,510	1,510
1,590	1,590
1,620	1,620
1,630	1,630
1,630	1,630
1,630	1,630

Finalmente se determinó que el valor del tirante contraído al pie del vertedero es 1,63 m

- **Radio de contracción entre el Vertedero y la Rápida**

Aguas abajo del vertedero pueden aparecer dos escenarios; el primero con una solera horizontal y el segundo, un canal con una ligera pendiente. Para cualquiera de las dos alternativas es necesario generar un radio de transición entre la curvatura del vertedero y la pendiente del canal o la solera, en cuya bisectriz esté ubicado el centro del radio R, definido por la siguiente expresión:

$$R \geq 5 * hc$$

Dónde:

- hc = Tirante contraído al pie del Vertedero

Tabla 69.- Cálculo del radio de transición del vertedero

R calculado	8,15	cm
R asumido	10,00	cm

Para este caso en particular, y por condiciones constructivas, se ha determinado que el radio de transición tenga un valor de 10m.

4.4. Diseño de la Rápida

Una rápida es un canal de pendiente pronunciada que conecta dos tramos entre los cuales existe un desnivel considerable y una corta longitud. El propósito de esta obra hidráulica complementaria es conducir el agua, de una manera segura, desde el vertedero hasta aguas abajo de la presa.

La estructura puede consistir de:

- Una transición de entrada.
- Un tramo inclinado

4.3.1. Transición de Entrada

La sección de entrada, sirve como sección de control y elemento de unión entre el pie del vertedero y el tramo inclinado; para el tramo de transición de entrada se han tomado las siguientes consideraciones de diseño:

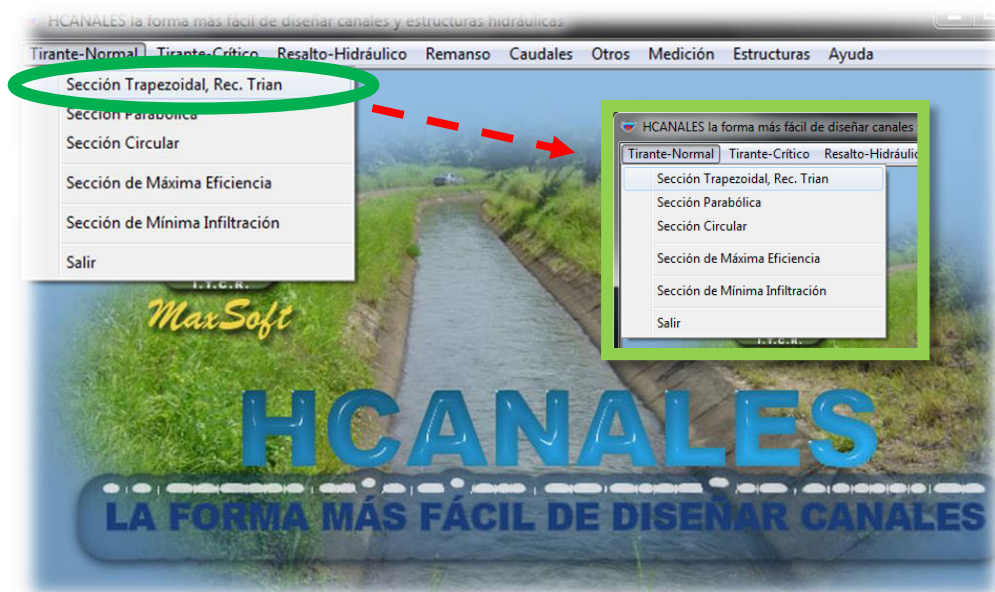
- Para los cálculos de las características de flujo en una estructura de este tipo; es decir una estructura de hormigón, se adopta 0,014 como el valor del coeficiente de rugosidad.
- Se ha determinado que, por facilidades para el proceso constructivo y una buena conducción del flujo, la sección del canal abierto debe ser rectangular.

- Debido a la topografía del sector y con la finalidad de disminuir el movimiento de tierras, se ha determinado que el canal de transición tendrá una longitud de 80 m con una pendiente de 0.00185 (Autocad).

Para el cálculo de la transición de entrada de la rápida se utilizará como herramienta de apoyo el software HCANALES, a partir de cual se obtuvo los siguientes resultados:

- **Calculo del Tirante Normal**

En un canal, la profundidad en la que se establece un flujo uniforme se denomina calado o tirante normal, que en el presente caso, sería la transición de entrada de la rápida.

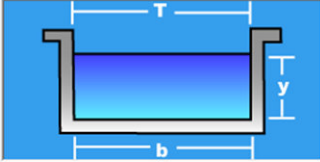


Calculo de tirante normal secciones: trapezoidal, rectangular, triangular

Lugar: Proyecto:
Tramo: Revestimiento:

Datos:

Caudal (Q): m³/s
Ancho de solera (b): m
Talud (Z):
Rugosidad (n):
Pendiente (S): m/m



Resultados:

Tirante normal (y): m
Area hidráulica (A): m²
Espejo de agua (T): m
Número de Froude (F):
Tipo de flujo:

Perímetro (p): m
Radio hidráulico (R): m
Velocidad (v): m/s
Energía específica (E): m-Kg/Kg

Calcular Limpiar Pantalla Imprimir Menú Principal Calculadora

Ingresar el tipo de material del canal 8:07 24/10/2013

Se ha determinado que para la sección de entrada de la rápida, la profundidad a la que se establece un flujo uniforme (Tirante normal) es 2,21 m.

- **Calculo del Tirante Crítico**

El tirante crítico corresponde a la energía mínima de una sección y tiene una gran importancia física, porque permite dividir a las corrientes en dos; si el flujo posee una profundidad mayor al tirante crítico se denomina régimen subcrítico (Fluvial), y si por el contrario, el flujo es menor se denomina régimen supercrítico (Torrencial).

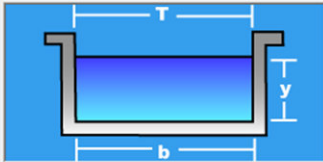


Calculo del Tirante Crítico sección Trapezoidal, Rectangular, Triangular

Lugar:	<input type="text" value="Río Grande"/>	Proyecto:	<input type="text" value="Chone"/>
Tramo:	<input type="text" value="Transición de Entrada"/>	Revestimiento:	<input type="text"/>

Datos:

Caudal (Q):	<input type="text" value="315,30"/>	m ³ /s
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="30"/>	m
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	



Resultados:

Tirante crítico (y):	<input type="text" value="2,2399"/>	m	Perímetro (p):	<input type="text" value="34,4799"/>	m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="67,1982"/>	m ²	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="1,9489"/>	m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="30,0000"/>	m	Velocidad (v):	<input type="text" value="4,6876"/>	m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="1,0000"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="3,3599"/>	m-Kg/Kg

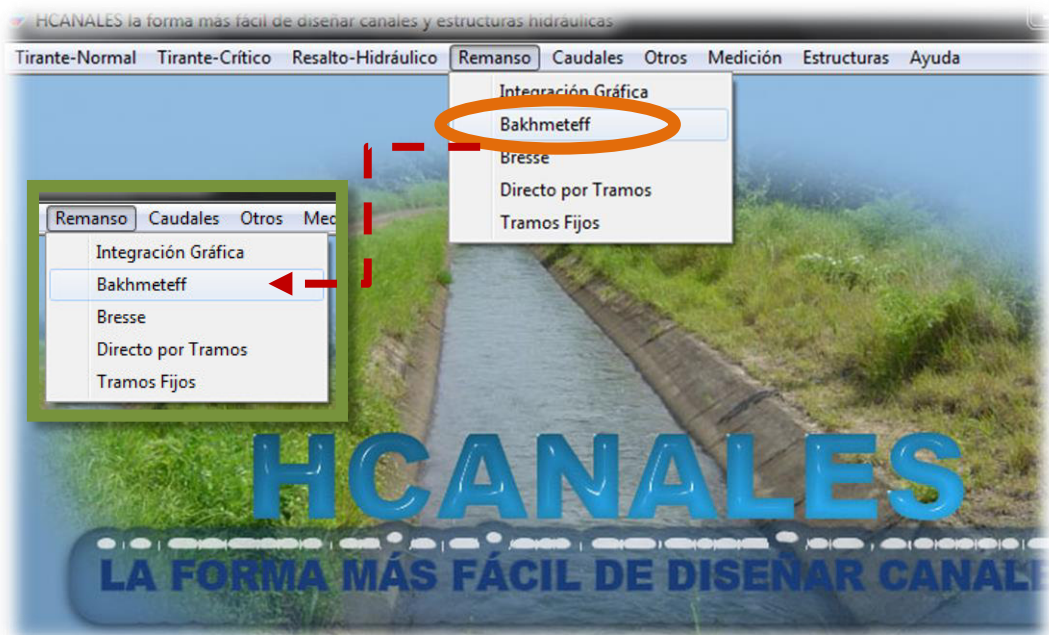
Ingresar el nombre del Proyecto 15:13 15/02/2014

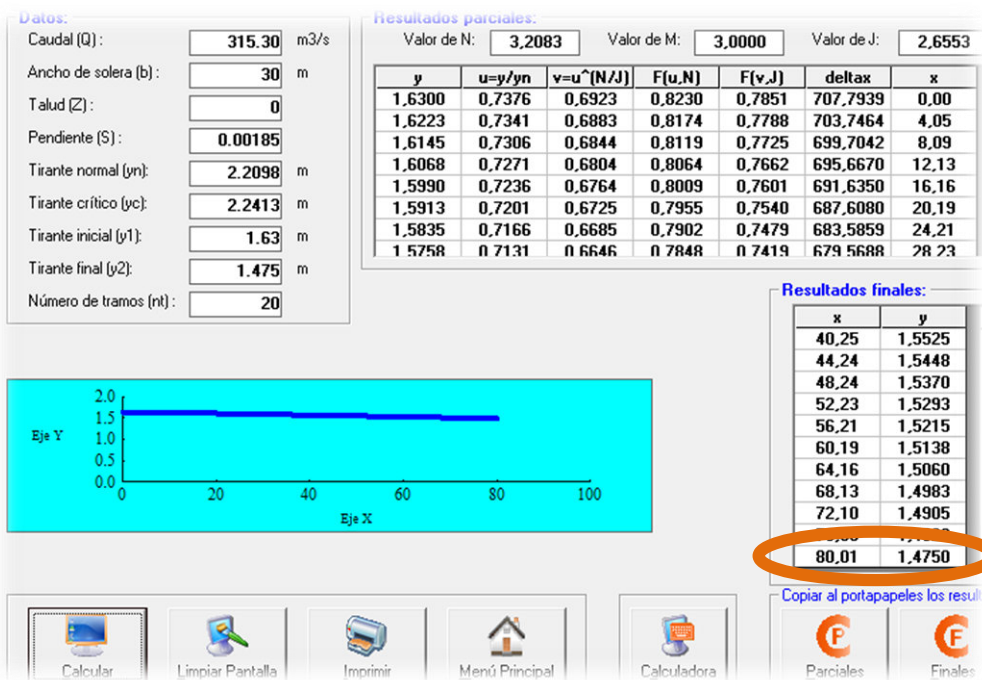
Por ser la altura del flujo al final del tramo de transición de entrada 1,63 m (Autocad), y el tirante crítico, calculado a partir de HCANALES, 2,24 m, se puede concluir que el régimen es supercrítico (Torrencial).

- **Calculo de la curva de remanso**

La curva de remanso es el perfil longitudinal que adquiere la superficie libre del agua en un canal (tramo de transición de entrada) cuando ocurre un escurrimiento bajo condiciones de flujo gradualmente variadas.

La geometría de las curvas de remanso obedece a varios parámetros, entre los cuales se destacan; la pendiente del canal, el tirante normal y el tirante crítico de la sección.





Por ser una de las condiciones de diseño previamente establecidas, que la longitud del tramo de transición de entrada de la rápida es de 80 m, se ha determinado que el tirante inicial igual a 1,63 m y el tirante final de 1,48 m.

4.3.2. Tramo inclinado

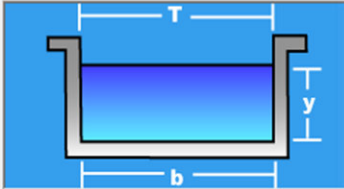
El tramo inclinado de la rápida constituye un canal abierto de pendiente pronunciada que, generalmente, sigue la topografía del terreno y conecta el tramo de transición de entrada con el dissipador de energía, ubicado en el extremo aguas abajo. Para el tramo inclinado se han tomado las mismas consideraciones de diseño que para el tramo de transición de entrada, con las siguientes variaciones:

- Siguiendo la topografía del terreno, se ha determinado una longitud del tramo inclinado de 63,24 m con una pendiente de 0,6977 desde el tramo de transición de entrada hasta el nivel de la solera del cauce que corresponde a la cota de 25 m.s.n.m

Al igual que para la transición de entrada, se utilizó como herramienta de apoyo, el software HCANALES, a partir de cual se obtuvo los siguientes resultados:

- **Calculo del Tirante Normal**

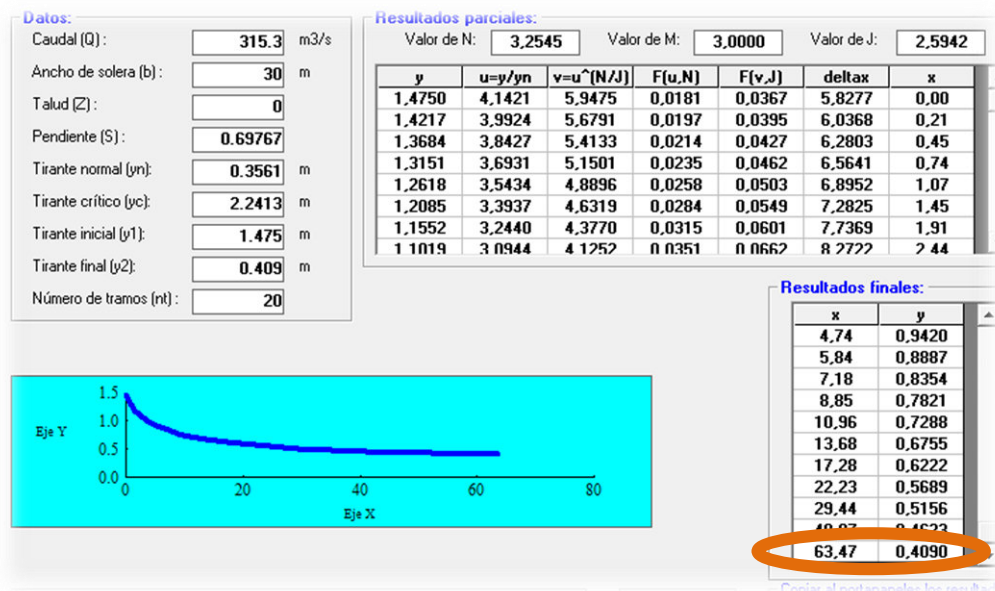
Lugar:	<input type="text"/>	Proyecto:	<input type="text"/>
Tramo:	<input type="text"/>	Revestimiento:	<input type="text"/>

Datos:		
Caudal (Q):	<input type="text" value="315.3"/> m3/s	
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="30"/> m	
Talud (Z):	<input type="text" value="0"/>	
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.014"/>	
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.69767"/> m/m	

Resultados:			
Tirante normal (y):	<input type="text" value="0.3561"/> m	Perímetro (p):	<input type="text" value="30.7123"/> m
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="10.6842"/> m2	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.3479"/> m
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="30.0000"/> m	Velocidad (v):	<input type="text" value="29.5109"/> m/s
Número de Froude (F):	<input type="text" value="15.7884"/>	Energía específica (E):	<input type="text" value="44.7443"/> m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Supercrítico"/>		

Se ha determinado que, para la sección inclinada de la rápida, la profundidad a la que se establece un flujo uniforme (Tirante normal) es 0,36 m.

- **Calculo de la curva de remanso**



Siendo una de las condiciones de diseño previamente establecidas, que la longitud del tramo inclinado de la rápida es de 63,24 m, se ha determinado que el tirante inicial es de 1,48m y el final de 0,41 m.

4.3.3. Resalto Hidráulico

La lámina de agua que desciende por el tramo inclinado de la rápida llega con un régimen supercrítico, mientras las condiciones físicas en la zona corresponden a un régimen subcrítico. El paso del flujo supercrítico a subcrítico solo es posible con la formación del denominado resalto hidráulico, que no es más que una brusca elevación de la superficie libre.

Los principales elementos geométricos del resalto hidráulico son:

- Primera y segunda conjugada (h_1 y h_2), que corresponden a las calados en la sección anterior y posterior al resalto hidráulico.
- La altura del resalto, que corresponde a la diferencia entre h_1 y h_2
- Longitud del resalto, que corresponde a la proyección del remolino de resalto sobre la horizontal.
- Altura del flujo aguas abajo (h_a), que corresponde a la altura que alcanza el agua a nivel del cauce.

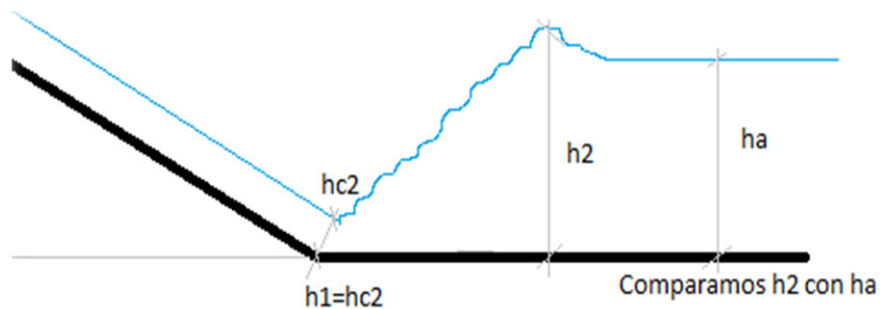


Figura No. 36.- Resalto Hidráulico

Al igual que para los elementos anteriores de la rápida, se utilizó como herramienta de apoyo el software HCANALES, a partir del cual se obtuvo los siguientes resultados:

Cálculo del Resalto Hidráulico Sección Rectangular

Lugar: Proyecto:

Tramo:

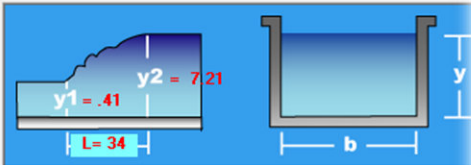
Datos:

Caudal (Q): m³/s

Ancho de solera (b): m

Tirante (y): m

tirante supercrítico



Resultados:

Tirante conjugado (y): m

Altura del resalto: m

Pérdida de energía en el resalto: m

Número de Froude conjugado (F):

Longitud del resalto (L): m

A partir de los resultados anteriores, se conoce que el tirante final de la rápida (0,41m) constituye la primera conjugada del resalto hidráulico (h_1) y con base en los cálculos realizados con HCANALES se determinó que el valor de la segunda conjugada (h_2) es 7,21 m con lo que resulta una altura de resalto de 6,80 m con una longitud de 34 m.

- **Tipo de resalto hidráulico**

El Bureau of Reclamation de los Estados Unidos investigó diferentes tipos de resalto hidráulico en canales, cuya base de clasificación es el número de Froude del flujo entrante (antes de que se produzca el resalto hidráulico), así se tiene que:

- Si $F_1 \equiv 1$: El flujo no es crítico, por lo que no se forma resalto.

- Si $F_1 = 1$ a 1.7 : La superficie de agua muestra ondulaciones y se presenta el resalto hidráulico ondulante.
- Si $F_1 = 1.7$ a 2.5 : El ondulamiento de la superficie en el tramo de mezcla es mayor, se presenta una serie de remolinos sobre la superficie del resalto, pero la superficie del agua hacia aguas abajo permanece uniforme. Se presenta resalto hidráulico débil.
- Si $F_1 = 2.5$ a 4.5 : Existe un chorro oscilante que asciende desde el fondo del resalto hasta la superficie y se devuelve sin ninguna periodicidad. Se produce un resalto hidráulico oscilante.
- Si $F_1 = 4.5$ a 9 : La acción o posición de este resalto son menos sensibles a la variación en la profundidad aguas abajo. El resalto se encuentra bien balanceado, con mayor estabilidad y mejor rendimiento. Se presenta resalto hidráulico permanente o estable.
- Si $F_1 > 9$: Existe gran ondulación de la superficie con tendencia de traslado de la zona de régimen supercrítico hacia aguas abajo. Se produce un fuerte resalto hidráulico.

Con la finalidad de determinar el tipo de resalto hidráulico que se presenta al pie de la rápida, se procede a determinar el Número de Froude con la siguiente ecuación:

$$Fr = \sqrt{\frac{\left(\frac{Q}{b \cdot h}\right)^2}{g \cdot h}}$$

Dónde:

- Q = Caudal de diseño (m^3/s)
- b = Ancho del vertedero
- h = Tirante final del tramo inclinado de la rápida (hc_2)
- g = Gravedad (m^2/s)

Numero de Froude	12,83
-------------------------	-------

Se ha determinado que, de acuerdo con el número de Froude, el resalto hidráulico se lo puede clasificar como fuerte porque el valor obtenido es mayor a 9.

4.5. Diseño del colchón de aguas

La determinación del resalto hidráulico es un parámetro importante para seleccionar el tipo de disipador de energía a colocarse aguas abajo de la rápida.

En el presente análisis, el número de Froude es mayor a 4,5, lo que implica que se trata de un resalto hidráulico de gran magnitud; en cuyo caso, el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos recomienda utilizar un cuenco disipador tipo III.

El cuenco dissipador Tipo USBR III tiene incorporados dispositivos adicionales tales como; bloques, deflectores y umbrales a lo largo del piso del estanque con los que se produce un verdadero efecto estabilizador en el resalto, que permite acortar el estanque y tener un factor de seguridad contra el corrimiento del resalto hidráulico.

Para el presente proyecto se ha determinado la implementación del cuenco dissipador Tipo USBR III, cuyas dimensiones se los calculó a partir de los resultados del programa HCANALES. La validación se la realizará mediante las gráficas indicadas en el “Manual de diseño para Presas Pequeñas” como se indica a continuación:

En primer lugar, procedemos a calcular el tirante que se forma después del resalto ($T.A$) con la fórmula que indica la grafica

$$TA = 1.05 * d_2$$

Donde d_2 es el tirante conjugado; es decir, h_2

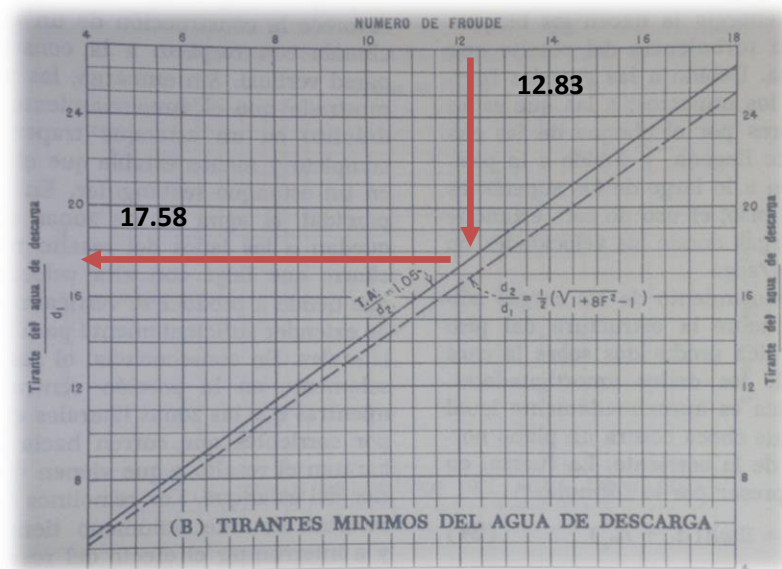
$$TA = 7,57$$

Para ingresar a la siguiente grafica se debe dividir el valor de $T.A$ para d_1 , que representa el valor del tirante al final de la rápida.

$$\frac{TA}{d_1} = \frac{7,57}{0,41}$$

$$\frac{TA}{d_1} = 17,58$$

Sobre la gráfica se ubica el valor de 17,58 en el eje de los “Y” y el número de Froude, 12,83, en el eje de los “X”. Si el valor obtenido cae sobre la recta significa que el diseño está correcto, en caso contrario se debe rediseñar la obra de excedentes.



Se ha determinado la construcción de un dissipador de energía tipo pozo de 34 m de longitud y un muro de 2 m de altura, ubicado al final del colchón de aguas.

4.6. Diseño del túnel de descarga.

El túnel de descarga es una obra hidráulica complementaria y provisional que funciona como canal cerrado parcialmente lleno, cuya función es desviar el cauce del río durante el periodo de construcción de la presa. Está ubicado en la ladera izquierda, aprovechando las condiciones morfológicas más favorables respecto a los del margen derecho.

La obra de desvío se la ha diseñado para la avenida de un periodo de retorno de 10 años, considerando una lluvia de 7 horas de duración, que produce un caudal de 873,69 m³/s con una precipitación de 158,09 mm, como se indica en el estudio hidrológico que se presenta en el Capítulo II.

4.5.1. Hidrograma Unitario para Tr = 10 años

Para determinar las dimensiones óptimas del túnel de descarga es necesario generar el hidrograma unitario, para conocer las características hidrológicas en la obra de desvío; en base a los datos mencionados anteriormente se inició el proceso de cálculo.

Cota Máxima	Cota Mínima	Tiempo de concentración	Precipitación para Tr=10	Duración de la P Neta
m.s.n.m	m.s.n.m	min	mm	Horas
28	25	5,77	158,09	7

Empleando las ecuaciones para tiempo de base, tiempo de punta y caudal máximo, indicadas en capítulos anteriores, obtenidas de Sánchez, F. J. (2011).- Medidas puntuales de permeabilidad, se ha generado el hidrograma unitario, así:

Tiempo de Punta

$$T_p = 0,5 * D + 0,6 * T_c$$

Donde:

- D=Duración de la Precipitación Neta
- T_c=Tiempo de Concentración

Tiempo de Base

$$T_b = 2,67 * T_p$$

Donde:

- T_p= Tiempo de Punta

Caudal de Punta

$$Q_p = \frac{P_m * A}{1,8 * T_b}$$

Donde:

- P_m=Precipitación Para un determinado periodo de retorno
- A=Área de la Cuenca hidrográfica
- T_b=Tiempo de base del hidrograma

Tabla 70.- Coordenadas hidrograma unitario no suavizado túnel de descarga

Variable	Fórmula	Valor
Tiempo de punta	$Tp=0,5*D+0,6*Tc$	6,96
Tiempo de base	$Tb=2,67*Tp$	18,59
Caudal de punta	$Qp= (Pm*A)/(1,8*Tb)$	745,33



Figura No. 37.- Hidrograma unitario no suavizado túnel de descarga

Una vez obtenido el Caudal de Punta y los tiempos de base, se procedió a generar un hidrograma suavizado a partir del hidrograma unitario del método del Hidrograma Adimensional del SCS, como se detalla a continuación.

Tabla 71.- Coordenadas hidrograma unitario suavizado túnel

T / tp	Q / Qp	T	Q
0	0	0,00	0,00
0,1	0,015	0,70	11,18
0,2	0,075	1,39	55,90
0,3	0,16	2,09	119,25
0,4	0,28	2,79	208,69
0,5	0,43	3,48	320,49
0,6	0,6	4,18	447,20
0,7	0,77	4,87	573,90
0,8	0,89	5,57	663,34
0,9	0,97	6,27	722,97
1	1	6,96	745,33
1,1	0,98	7,66	730,42
1,2	0,92	8,36	685,70
1,3	0,84	9,05	626,07
1,4	0,75	9,75	558,99
1,5	0,65	10,45	484,46
1,6	0,57	11,14	424,84
1,8	0,43	12,54	320,49
2	0,32	13,93	238,50
2,2	0,24	15,32	178,88
2,4	0,18	16,71	134,16
2,6	0,13	18,11	96,89
2,8	0,098	19,50	73,04
3	0,075	20,89	55,90
3,5	0,036	24,37	26,83

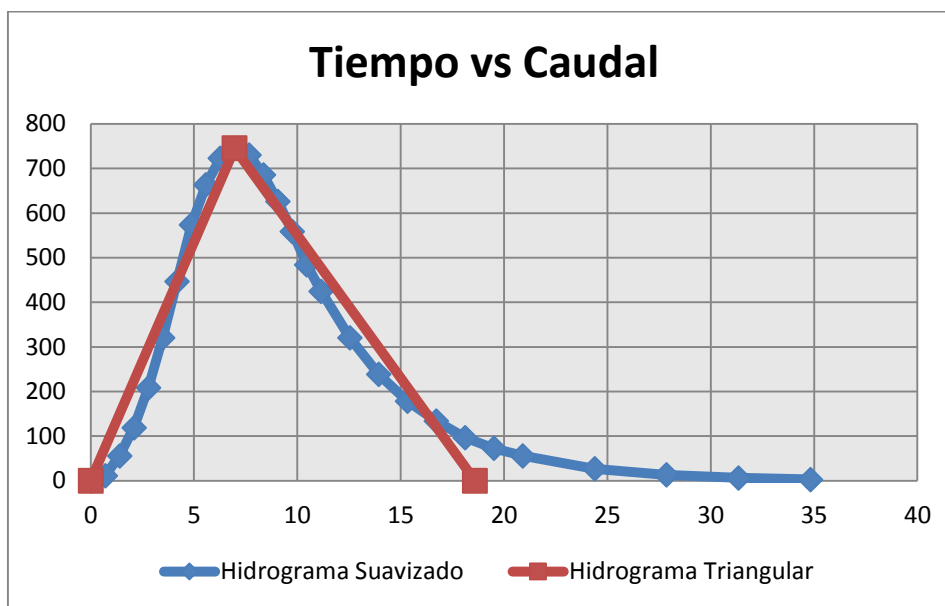


Figura No. 38.- Hidrograma unitario suavizado túnel de descarga

4.5.2. Volumen de descarga en el túnel

Para el cálculo del volumen de descarga del túnel, se necesita conocer la variación del volumen en función del tiempo transcurrido aplicando la siguiente fórmula:

$$\Delta Volumen = \frac{\Delta T * \Delta Q * 3600}{2000000}$$

Dónde:

- $\Delta T = T_{final} - T_{inicial}$
- $\Delta Q = Q_{final} - Q_{inicial}$

Se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 72.- Volumen de descarga en túnel

T	Q	Δ Volumen
horas	m3/seg	10⁶ m³
0,00	0,00	0,00
0,70	11,18	0,01
1,39	55,90	0,08
2,09	119,25	0,22
2,79	208,69	0,41
3,48	320,49	0,66
4,18	447,20	0,96
4,87	573,90	1,28
5,57	663,34	1,55
6,27	722,97	1,74
6,96	745,33	1,84
7,66	730,42	1,85
8,36	685,70	1,78
9,05	626,07	1,64
9,75	558,99	1,49
10,45	484,46	1,31
11,14	424,84	1,14
12,54	320,49	1,87
13,93	238,50	1,40
15,32	178,88	1,05
16,71	134,16	0,78
18,11	96,89	0,58
19,50	73,04	0,43
20,89	55,90	0,32
24,37	26,83	0,52
27,86	13,42	0,25
31,34	6,71	0,13
34,82	2,98	0,06
Total 10⁶ m3		25,35

- **Cálculo de cargas sobre el túnel**

El caudal máximo con los valores de cotas y caudales señalados en la tabla anterior, fue de 745,33 m³/s para un tiempo de 6,96 horas con una variación de volumen de 1,84 10⁶ m³; finalmente se puede conocer que el volumen total de descarga es 25,35 10⁶ m³, valor que se lo determinó mediante la siguiente fórmula:

$$V_{total} = \sum_{t=0}^{t=138} Volumen(t)$$

Se considera que el túnel tiene un nivel máximo de operación en la cota 28 m.s.n.m en el inicio de la crecida. Para determinar el volumen de descarga en dicho punto, se utilizó las ecuaciones Cota vs Volumen del embalse indicadas en capítulos anteriores (volumen de descarga del embalse y vertedero). En vista que el Nivel Máximo de Operación se encuentra entre las cotas 25 a 50, se empleará la primera ecuación, que se indica a continuación:

$$y = 0,0002x^3 + 0,056x^2 - 2,776x - 34,404$$

Para determinar la carga sobre el túnel, y, por consiguiente, las dimensiones del mismo se consideró las siguientes fórmulas:

- Variación de Altura (m):

$$H_o = Cota_{final} - Cota_{inicial}$$

- Variación de volúmenes 10^6 (m³):

$$\Delta V = Volumen_{final} - Volumen_{inicial}$$

- Caudal de descarga (m³/s):

$$Q_x = Q_{max} * \left(1 - \frac{Va}{Vt}\right)$$

$$Donde Va = \Delta V$$

- Caudal del túnel

$$Q = b * Cq * he * \sqrt{2 * g * (Ho - \varepsilon * he + hv)}$$

Dónde:

- Cq = Coeficiente de Caudal
- he = Altura del túnel
- b = Ancho del Túnel
- Ho = Variación de Altura
- ε = Factor de tipo de entrada al túnel

Tabla 73.- Dimensiones del túnel de descarga

Cota del Nivel Máximo de operación (m.s.n.m)	28
Qmax (m³/s)	745,33
ξ (Aprox)	0,62
Cq (Aprox)	0,57
Ancho del Túnel (b)	4,00
Altura del Túnel (he)	4,00

Tabla 74.- Caudal de descarga del túnel

Cota vs volumen		Carga sobre el Túnel			
Cota	Volumen embalse	H	Delta V. Embalse	Qx (Q de descarga)	Qx (Túnel)
m.sn.m	10 ⁶ (m ³)	m	10 ⁶ (m ³)	m ³ /s	m
28	0,39	0	0,00	745,33	-
28,5	0,57	0,5	0,18	739,99	-
29	0,77	1	0,38	733,83	-
29,5	1,01	1,5	0,62	726,86	-
30	1,27	2	0,88	719,07	15
30,5	1,55	2,5	1,17	710,47	32
31,00	1,87	3,00	1,48	701,06	43
31,50	2,21	3,50	1,82	690,83	51
32,00	2,58	4,00	2,19	679,80	59
32,50	2,98	4,50	2,59	667,94	65
33,00	3,40	5,00	3,01	655,28	71
33,5	3,85	5,5	3,46	641,81	76
34	4,33	6	3,94	627,52	82
34,5	4,84	6,5	4,45	612,42	86
35	5,37	7	4,98	596,52	91
35,5	5,93	7,5	5,54	579,80	95
36	6,51	8	6,13	562,27	99
36,5	7,13	8,5	6,74	543,94	103

En la tabla indicada anteriormente, los valores de caudal del túnel se generan a partir de la cota 30 puesto que el nivel de operación de la obra de desvío es 28 m.s.n.m.

A partir de los valores indicados en la tabla anterior, se genera la gráfica Volumen vs Cota la misma que se utilizará para predecir valores, en cálculos posteriores, de cota y volumen de descarga.

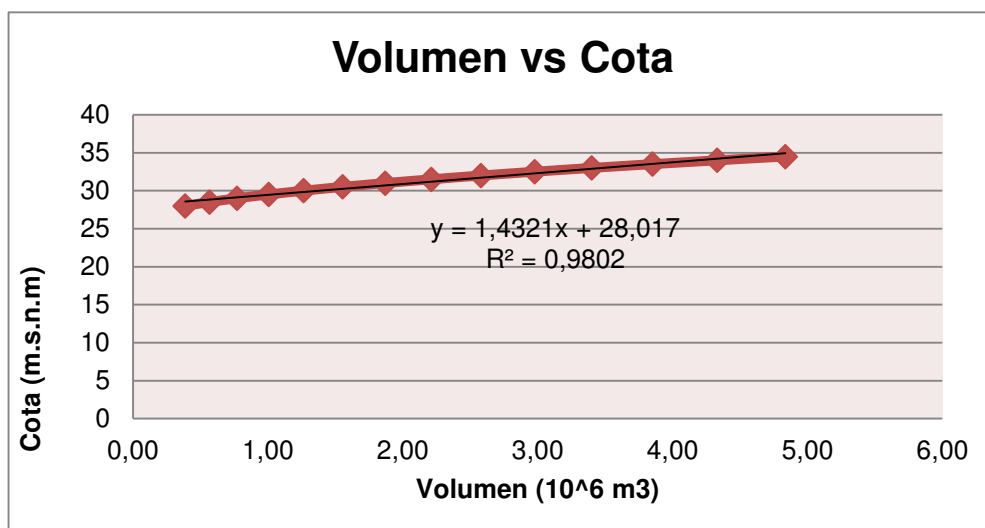


Figura No. 39.- Gráfica volumen vs cota del túnel de descarga

- **Cálculo de caudal de diseño**

El cálculo de caudal de diseño se lo realiza a partir del valor obtenido como ancho y altura del túnel, mediante un proceso iterativo que inicia determinando el valor del caudal del túnel mediante la siguiente formula:

$$Q = b * Cq * he * \sqrt{2 * g * (Ho - \varepsilon * he + hv)}$$

Dónde:

- Cq = Coeficiente de Caudal
- he = Altura del túnel

- b = Ancho del Túnel
- H_0 = Variación de Altura
- ε = Factor de tipo de entrada al túnel

Es importante recalcar que existen dos tipos de entradas al túnel; con entrada rectangular y con entrada abocinada. Para el presente proyecto se ha escogido la segunda opción y por lo tanto, el factor ε se calcula con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0.4 \cdot (1 - h_e/H)}{e^{16r/h_e}}}}$$

Dónde:

- h_e = Altura del túnel
- H = Altura del espejo de agua
- ε = Factor de tipo de entrada al túnel

El coeficiente de caudal se lo obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$Cq = \varepsilon * Cv$$

Dónde:

- Cv = Coeficiente de velocidad
- ε = Factor de tipo de entrada al túnel

Finalmente, el coeficiente de velocidad se obtuvo de la siguiente manera:

$$Cv = \frac{1}{\sqrt{\zeta + 1}}$$

Dónde:

- ζ = Coeficiente de forma del vertedero. (Creager = 0,2)

Paso seguido, se procede a calcular el volumen del embalse empleando la ecuación obtenida previamente en la gráfica volumen vs cota, es decir:

$$y = 1,4321x + 28,02$$

Por último, se debe igualar los valores de Q_{tunel} y Q_{x2} a partir de la ecuación obtenida de la gráfica Volumen del embalse vs Caudal del vertedero, como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 75.- Volumen del embalse y Caudal del túnel

H	Épsilon	Cq	Qtunel = Qx	Cota	V embalse	Comprobación (ecuación)
m	-	-	m ³ /s	m.s.n.m	m ³	m ³ /s
4,50	0,9723	0,8875	49,14	32,50	3,13	53,34
4,70	0,9680	0,8837	57,20	32,70	3,27	58,97
4,90	0,9646	0,8806	64,16	32,90	3,41	64,42
5,10	0,9618	0,8780	70,37	33,10	3,55	69,69
5,30	0,9593	0,8757	76,03	33,30	3,69	74,81
5,50	0,9572	0,8738	81,27	33,50	3,83	79,76
5,70	0,9553	0,8721	86,17	33,70	3,97	84,55
5,90	0,9537	0,8706	90,79	33,90	4,11	89,19
6,10	0,9522	0,8692	95,17	34,10	4,25	93,68
6,30	0,9508	0,8680	99,34	34,30	4,39	98,03
6,50	0,9496	0,8669	103,34	34,50	4,53	102,24
6,70	0,9485	0,8658	107,18	34,70	4,67	106,31
6,90	0,9474	0,8649	110,88	34,90	4,81	110,25
7,10	0,9465	0,8640	114,45	35,10	4,95	114,07
7,30	0,9456	0,8632	117,91	35,30	5,09	117,76
7,50	0,9448	0,8624	121,27	35,50	5,23	121,34
7,70	0,9440	0,8617	124,54	35,70	5,36	124,80
7,90	0,9433	0,8611	127,72	35,90	5,50	128,15
8,10	0,9426	0,8605	130,82	36,10	5,64	131,40
8,30	0,9420	0,8599	133,84	36,30	5,78	134,55
8,50	0,9414	0,8594	136,80	36,50	5,92	137,60
8,70	0,9408	0,8588	139,69	36,70	6,06	140,56
8,90	0,9403	0,8584	142,52	36,90	6,20	143,44
9,10	0,9398	0,8579	145,29	37,10	6,34	146,23
9,30	0,9393	0,8575	148,01	37,30	6,48	148,94
9,50	0,9389	0,8571	150,68	37,50	6,62	151,58
9,70	0,9384	0,8567	153,31	37,70	6,76	154,16
9,90	0,9380	0,8563	155,88	37,90	6,90	156,66
10,10	0,9376	0,8559	158,42	38,10	7,04	159,11

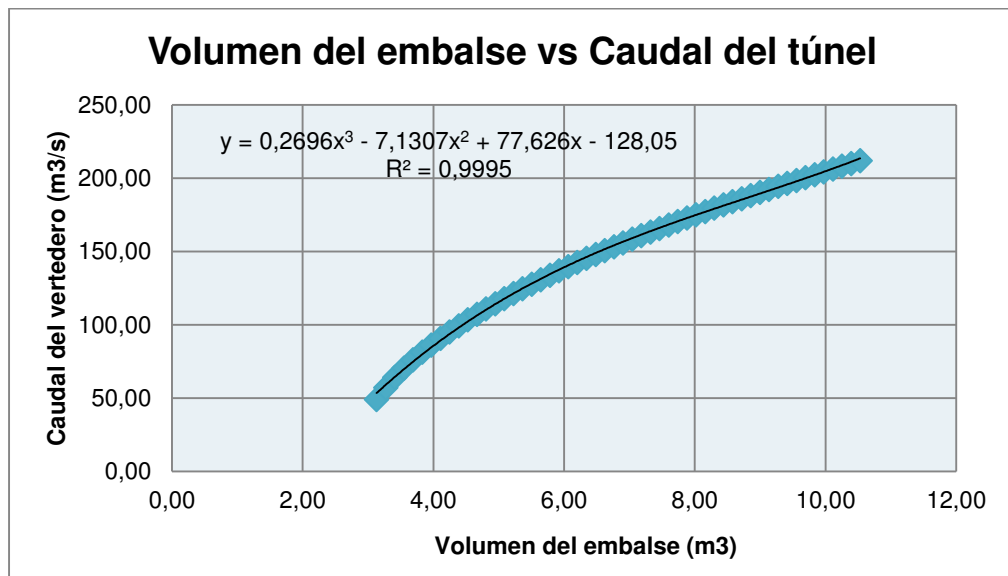


Figura No. 40.- Gráfica volumen del embalse vs caudal del túnel

Una vez que se ha generado la ecuación a partir de la gráfica Volumen del Embalse vs Caudal del vertedero, se procede a calcular el caudal del diseño y el nivel máximo de operaciones.

Para el cálculo de V_2 se emplea la siguiente fórmula:

$$V_2 = \frac{V_1 + (Q_1 + Q_2)}{2 * \Delta T} - \frac{(Q_{X1} + Q_{X2})}{2 * \Delta T}$$

Tabla 76.- Cota del túnel de descarga

Δt	Q ₁	Q ₂	$\frac{(Q_1 + Q_2)}{2}$	Qx ₁	Qx ₂	$\frac{(Qx_1 + Qx_2)}{2}$	V1	V2	Qx	Cota
seg	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	10 ⁶ (m ³)	10 ⁶ (m ³)	m ³ /s	m.s.n.m
2507,107	0,00	11,18	5,59	0,00	-89,99	-44,99	0,39	0,51	-89,99	28,75
2507,107	11,18	55,90	33,54	-89,99	-70,42	-80,20	0,51	0,80	-70,42	29,16
2507,107	55,90	119,25	87,58	-70,42	-46,81	-58,62	0,80	1,17	-46,81	29,69
2507,107	119,25	208,69	163,97	-46,81	-17,73	-32,27	1,17	1,66	-17,73	30,39
2507,107	208,69	320,49	264,59	-17,73	17,12	-0,30	1,66	2,32	17,12	31,34
2507,107	320,49	447,20	383,84	17,12	55,88	36,50	2,32	3,19	55,88	32,59
2507,107	447,20	573,90	510,55	55,88	94,83	75,35	3,19	4,28	94,83	34,15
2507,107	573,90	663,34	618,62	94,83	129,31	112,07	4,28	5,55	129,31	35,97
2507,107	663,34	722,97	693,15	129,31	157,22	143,27	5,55	6,93	157,22	37,95
2507,107	722,97	745,33	734,15	157,22	179,92	168,57	6,93	8,35	179,92	39,98
2507,107	745,33	730,42	737,87	179,92	200,41	190,17	8,35	9,72	200,41	41,94
2507,107	730,42	685,70	708,06	200,41	221,30	210,86	9,72	10,97	221,30	43,73
2507,107	685,70	626,07	655,89	221,30	243,25	232,28	10,97	12,03	243,25	45,25
2507,107	626,07	558,99	592,53	243,25	264,91	254,08	12,03	12,88	264,91	46,46
2507,107	558,99	484,46	521,73	264,91	283,68	274,30	12,88	13,50	283,68	47,35
2507,107	484,46	424,84	454,65	283,68	297,70	290,69	13,50	13,91	297,70	47,94
5014,21	424,84	320,49	372,66	297,70	310,50	304,10	13,91	14,26	310,50	48,43
5014,21	320,49	238,50	279,50	310,50	305,09	307,80	14,26	14,11	305,09	48,23

5014,21	238,50	178,88	208,69	305,09	289,29	297,19	14,11	13,67	289,29	47,59
5014,21	178,88	134,16	156,52	289,29	269,86	279,58	13,67	13,05	269,86	46,71
5014,21	134,16	96,89	115,53	269,86	250,33	260,10	13,05	12,33	250,33	45,67
5014,21	96,89	73,04	84,97	250,33	232,55	241,44	12,33	11,54	232,55	44,55
5014,21	73,04	55,90	64,47	232,55	217,13	224,84	11,54	10,74	217,13	43,40

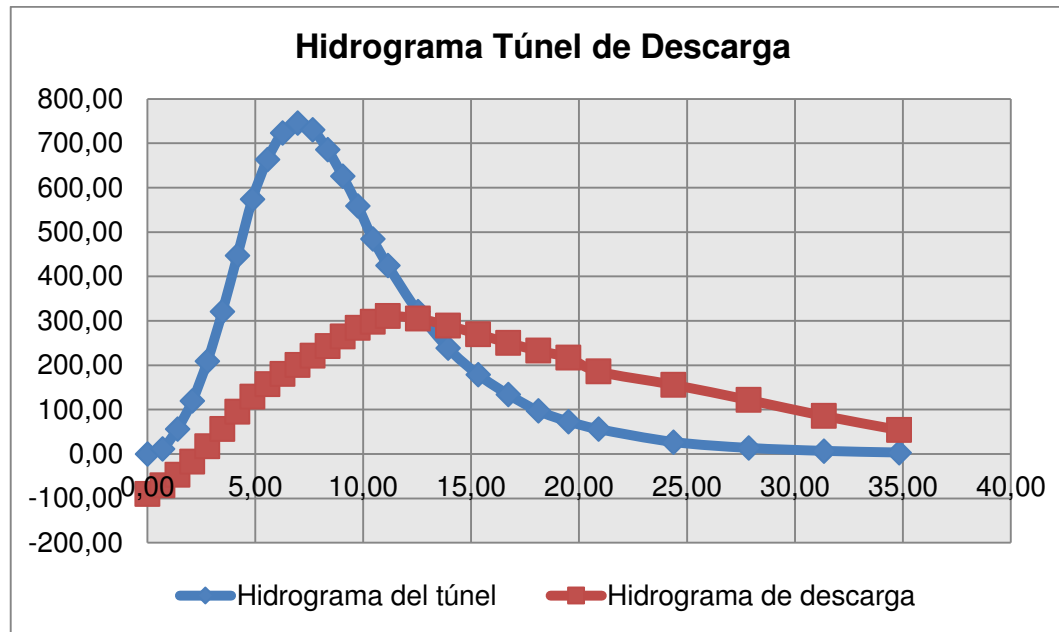


Figura No. 41.- Gráfica volumen del embalse vs caudal del túnel

Finalmente, se ha determinado que la cota final del túnel de descarga es la 48,43 m.s.n.m con un volumen de descarga de 14,26 m³/s.

Tabla 77.- Resultados diseño túnel de descarga

Q_x (max)	m³/s	310,50
H (max)	m	20,43
P₁(1/3*H)	m	7,00
N A M E	m.s.n.m	48,43
N A M O	m.s.n.m	28,00
Volumen de descarga	m³/s	14,26

CAPÍTULO V

ANÁLISIS ECONÓMICO DE LA PRESA

5.1. Introducción

El objetivo del presente capítulo es determinar si el costo de la obra guarda la debida relación con los beneficios que de ella se espera obtener, o si bien la disponibilidad de recursos bastan para su ejecución; por lo tanto se ha de generar únicamente un presupuesto aproximado, basado en el presupuesto con el cual, inicialmente fue financiado el proyecto de construcción de la Presa Río Grande tomando como base unidades medibles y precios unitarios no tan detallados.

Para iniciar con el estudio económico del proyecto se analizaran las cantidades de cada elemento incluido como parte de la obra hidráulica en estudio, para efectuar un presupuesto aproximado.

Cuando los volúmenes y cantidades de obra del proyecto hayan sido traducidas en unidades monetarias, su evaluación final se realizará utilizando la técnica del análisis comparativo entre los resultados obtenidos en el diseño inicial del proyecto (diseño versión 2008) con los costos resultantes de esta nueva propuesta de diseño, puesto que, siendo que las dimensiones de las estructuras cambiaron de un diseño al otro, es importante determinar la variación de costos y cuáles son los rubros más afectados.

5.2. Volúmenes de Obra

Para iniciar con el análisis económico de la obra hidráulica en estudio se ha tomado en cuenta los planos de diseño, anexados al presente documento, y se han determinado las cantidades de los diferentes materiales a ser utilizados en la construcción, que se presentan a continuación:

5.2.1. Canal de Entrada

- **Juntas de Dilatación con Banda PVC (Cada 10 m)**

Total Juntas dilatación	5	-
Características de Bandas	0,20	m
	0,00018	m
Longitud de Banda	200,00	m
Densidad PVC	1395	kg/dm ³
	0,036	m ³
Cantidad	50,22	Kg

- **Movimiento de Tierra**

Sector	Abscisa	Corte
Ingreso al Aliviadero	0+040	3.704,77
Total (m³)		3.704,77

Sector	Longitud Talud	Altura Talud	Base del Talud	Área (m²)	Relleno (m³)
Talud Canal de Entrada	6,62	4,68	4,68	10,65	319,50

- Hormigón F'c 280 kg/cm²

Sección	Área m ²	Volumen m ³
Canal	12,88	386,43
Muros de Soporte	104,92	459,53
Total	117,80	845,97

- Hormigón Lanzado

Sección	Área (m ²)
Paredes	185,70
Base	900,00
Total	1085,70

5.2.2. Canal de Descarga

- Movimiento de Tierra

Sector	Abscisa	Corte (m ³)	Relleno (m ³)
Canal de Descarga	0+060	2.572,96	-
	0+080	1.710,96	-
	0+100	824,50	-
	0+120	112,29	-
	0+140	206,35	-
	0+160	519,88	-
Total (m³)		5.946,94	-

Sector	Longitud Talud	Altura Talud	Base del Talud	Área (m ²)	Relleno (m ³)
Pendiente Ligera	6,19	4,38	4,38	9,85	621,1
Pendiente Pronunciada	6,19	4,38	4,38	9,85	788,0

- Hormigón Lanzado

Sección	Área
Paredes	429,2
Base	4.291,8
Total (m ²)	4.721,0

- Hormigón F'c 280 kg/cm²

Geometría del Canal de Descarga					Área	Volumen
Fase	Ancho	Longitud	Altura	Revest	m ²	m ³
Pendiente Ligera	30	80	3	0,3	10,92	873,60
Pendiente Pronunciada	30	63,1	3	0,3	10,92	688,62
Total (m ³)						1.562,22

- **Juntas de Dilatación con Banda PVC (Cada 3 m)**

Total Juntas dilatación	50	-
Características de Bandas	0,20	m
	0,00018	m
Longitud de Banda	30,00	m
Densidad PVC	1395	kg/dm ³
Cantidad	0,054	m ³
	75,33	kg

5.2.3. Cuenco Disipador de Energía

- **Movimiento de Tierra**

Sector	Abscisa	Corte	Relleno
Cuenco Disipador	0+180	336,74	-
	0+200	255,78	-
	0+220	270,66	-
Total (m³)		863,18	-

- **Hormigón F'c 280 kg/cm² Y Hormigón Lanzado**

Geometría del Cuenco Disipador				Área	Volumen
Sección	Ancho	Longitud	Altura	m²	m³
1	30 m	2,0 m	10 m	307,5	615,00
2	30 m	32 m	1,75	56	1680,00
3	30 m	2 m	10,3 m	10,25	307,50
4	34 m	2 m	10,3 m	348,5	697,00
5	34 m	2 m	10,3 m	348,5	697,00
Hormigón Lanzado				1.070,75	-
Hormigón F'c 280 Kg/cm²				-	3.996,50

- **Juntas de Dilatación con Banda PVC (Cada 10 m)**

Total Juntas dilatación	62 m	-
Características de Bandas	0,20	m
	0,00018	m
Longitud de Banda	30,00	m
Densidad PVC	1395	kg/m ³
Cantidad	0,067	m ³
	93,41	Kg

5.2.4. Canal de Restitución

- **Movimiento de Tierra**

Sector	Abscisa	Corte (m³)	Relleno (m³)
Canal de Restitución	0+240	329,79	-
	0+260	472,36	-
	0+280	823,58	-
	0+300	1.037,41	-
	0+320	732,53	-
	0+340	412,27	-
	Total (m³)	3.807,94	-

- **Hormigón F'c 280 kg/cm²**

Geometría del Canal de Restitución					Área	Volumen
Ancho Superior	Ancho Inferior	Longitud	Altura	Revest.	m²	m³
35,43	30	80	6,81	0,3	12,14	971,36
Total (m³)						971,36

5.2.5. Cuerpo de la Presa

- **Movimiento de Tierra**

Sector	Abscisa	Corte (m ³)	Relleno (m ³)
Cuerpo de la Presa	0+000	244,97	-
	0+020		598,23
	0+040		3.240,15
	0+060		8.286,35
	0+080		12.267,03
	0+100		14.866,61
	0+120		15.021,48
	0+140		15.081,83
	0+160		14.767,73
	0+180		14.853,66
	0+200		14.537,70
	0+220		12.831,57
	0+240		10.740,62
	0+260		7.123,91
Total (m³)		244,97	144.216,87

- **Cimentación**

Geometría de las Columnas de Grava					
Sección	Descripción	Material	Diámetro	Largo	Número de Columnas
8	Columnas de Grava	Grava	1	12	6 295

Geometría de la Presa					Área	Volumen	Peso Unitario	Peso
Descripción	Material	Ancho	Largo	Altura / Espesor	m ²	m ³	g/m ²	kg
Pantalla de Hormigón	Hormigón F'c 280 kg/cm ²	177,18	179,36	0,6	31.779,00	17.478,45	-	-
Geo textil	Geo textil (Bajo Pantalla)	177,18	217,2	0,06	38.483,50	2.116,59	250,00	9.620,87
	Geo textil (Base Presa)	273,67	217,2	0,06	59.441,12	3.269,26	250,00	14.860,28
Dren	Grava y Gravilla	163,37	271,5	0,6	44.354,96	24.395,23	-	-
Filtro bajo pantalla		163,37	271,5	0,6	44.354,96	24.395,23	-	-
Filtro base de presa	Arena y Grava	273,37	271,5	0,6	74.219,96	40.820,98	-	-
Filtro enrocado		11,85	192	0,6	2.275,20	1.251,36	-	-
Cuerpo de la Presa (Aguas Arriba)		158,08	114,32	48	9.035,85	433.720,93	-	-
Cuerpo de la Presa (Aguas Abajo)	Limo Arenoso	114,96	146,81	48	8.438,64	405.054,66	-	-
Cuerpo de la Presa (Corona)		10	270	48	2.700,00	129.600,00	-	-
Enrocado	Roca Basáltico	13	9	185,00	117,00	21.645,00	-	-

5.3. Costos Indirectos

El costo indirecto, relacionado específicamente a las empresas constructoras, es el costo adicional al costo directo (costo de materiales, mano de obra y equipos), esto es, de manera general, los gastos de administración del proyecto.

Durante el cálculo de los costos indirectos, se presenta la necesidad de evaluar, en especial, dos costos indirectos que se derivan de la organización propia de cada empresa y de cada proyecto, estos son, los gastos de administración central y los gastos de administración decampo.

Para poder determinar con mayor precisión los gastos que se generan por conceptos administrativos, es primordial conocer la estructura de organización de las oficinas de la constructora y la de cada obra en particular, es por tanto que, en desconocimiento de esto, en el presente proyecto se ha tomado como referencia el estudio de costos indirectos proporcionado por el campamento de la Presa Río Grande, actualmente en construcción.

En la tabla que se presenta a continuación se puede apreciar de manera desglosada el análisis de costos indirectos:

Tabla 78.- Costos Indirectos del proyecto

Componente del Costo Indirecto	Valor	%
Dirección de Obra	1.537.203,81	4,00%
Gastos Administrativos	576.451,43	1,50%
Locales Provisionales	76.860,19	0,20%
Vehículos	576.451,43	1,50%
Servicios Públicos	76.860,19	0,20%
Promoción	38.430,10	0,10%
Garantías	768.601,90	2,00%
Seguros	1.152.902,86	3,00%
Costos Financieros	768.601,90	2,00%
Prevención Accidentes	38.430,10	0,10%
Subtotal Gatos Generales	5.610.793,90	14,60%
Utilidades	2.305.805,71	6,00%
Imprevistos	1.152.902,86	3,00%
Impuestos	922.322,29	2,40%
Total de Indirectos	9.991.824,76	26,00%

Fuente: Campamento Presa Río Grande

5.4. Presupuesto de Obra

La construcción de la presa Río Grande, como es de conocimiento público, es actualmente una realidad; para llegar a este momento, se ha debido generar previamente un presupuesto detallado basado en el análisis de precios unitarios, puesto que la obra se está financiando en base a dicho estudio.

El objetivo del presente estudio económico es un análisis costo-beneficio, y cuando se trata únicamente de determinar si el costo de una obra guarda la debida relación con los beneficios que de ella se espera obtener, o si bien las disponibilidades existentes bastan para su ejecución, es suficiente generar un presupuesto aproximado, tomando como base unidades medibles y precios unitarios no tan detallados de obras similares. Por lo tanto, los valores tanto de precios unitarios como las unidades empleadas en el presente análisis de costos están basadas en el presupuesto con el que actualmente se está construyendo el proyecto de la Presa Río Grande el mismo que se encuentra organizado de la siguiente manera:

- Capítulo I: Presa Río Grande
- Capítulo II: Encauzamientos
- Capítulo III: Manejo Ambiental y Social

El estudio económico que se realiza en este capítulo estará enfocado únicamente al ítem Presa Río Grande, puesto que el valor económico de los restantes no se ven afectados con el rediseño de la obra hidráulica y sus estructuras complementarias. En la tabla que se presenta a continuación se puede observar los resultados obtenidos del análisis económico, las cantidades son las indicadas en el cálculo de volúmenes de obra.

Tabla 79.- Presupuesto

DESCRIPCION	UNID.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
<u>CAPITULO 1: PRESAS RIO GRANDE</u>				
ESTRUCTURA: TÚNEL				\$ 864.892,38
INYECCIÓN CON EPOXICOS	Kg	302,4	\$ 224,29	\$ 67.832,02
PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 2", PARA INYECCIONES	m	140	\$ 134,48	\$ 18.827,20
HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM2	m3	483,6	\$ 475,44	\$ 229.937,05
INYECCIÓN DE ARENA-CEMENTO-BENTONITA APLICADO – TUNEL	Ton	2,4	\$.305,62	\$ 3.133,49
ACERO CORRUGADO FY= 4200 KG/CM2	Kg	35.366,0	\$ 2,91	\$ 102.915,06
JUNTAS DE DILATACIÓN CON BANDA DE PVC	Kg	154	\$ 23,47	\$ 3.614,38
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	Ud	6,0	\$ 652,16	\$ 3.912,96
HORMIGÓN F'C= 180 KG/CM3	m³	22,4	\$ 272,76	\$ 6.096,19
GEOSINTETICOS PARA DRENAJE DE TUNEL (INCL. MAT. PETR. Y TRANSP.)	m	267,6	\$ 161,23	\$ 43.145,15
HORMIGÓN LANZADO	m2	1.539,4	\$ 48,56	\$ 74.752,31
REVESTIMIENTO POLIMERIC (100 % SOLIDOS)	m2	1.854,0	\$ 45,33	\$ 84.041,82
PERNOS DE ANCLAJE (Φ = 2,5 mm)	m	1.200,0	\$ 69,48	\$ 83.376,00
ACERO DE REFUERZO EN MALLAS F'Y=5100 KG/CM2	Kg	3.786,0	\$ 3,86	\$ 14.613,96
EXCAVACIÓN EN TÚNEL	m3	1.209,5	\$ 104,78	\$ 26.732,79
ACERO EST. ASTM A-36 PARA SOSTENIMIENTO DE TUNEL	Kg	300,0	\$ 6,54	\$ 1.962,00
ESTRUCTURA: CUENCO DISIPADOR				\$2.667.650,38
DESPEJE, DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	1.020,0	\$ 0,34	\$ 346,80
EXCAVACIÓN EN SUELO A CIELO ABIERTO (ACARREO LIBRE 3 KM)	m3	587,0	\$ 5,20	\$ 3.052,21
EXCAVACIÓN EN FANGO	m3	1.571,0	\$ 10,09	\$ 15.851,31
HORMIGÓN CICLÓPEO, F'C = 180 Kg./cm2	m3	587,0	\$ 224,32	\$ 131.667,74

CONTINÚA

HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM2	m3	3.996,5	\$ 340,59	\$1.361.167,94
ACERO CORRUGADO FY= 4200 KG/CM2	Kg	131.386	\$ 2,91	\$ 382.333,26
MATERIAL GRANULAR PARA FILTROS, DRENES, CAMAS DE ASIENTO, RELLENOS, ETC.	m3	350	\$ 25,92	\$ 9.072,00
RELLENO COMÚN	m3	350	\$ 4,38	\$ 1.533,00
JUNTAS DE DILATACIÓN CON BANDA DE PVC	Kg	93	\$ 23,47	\$ 2.192,31
PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 2 1/2", PARA ANCLAJES	m	3.306,0	\$ 135,75	\$ 448.789,50
PERNOS DE ANCLAJE (Φ = 2,5 mm)	m	3.306	\$ 69,48	\$ 229.700,88
EXCAVACIÓN EN ROCA	m3	51,8	\$ 13,90	\$ 719,89
ACERO DE REFUERZO EN MALLAS F'Y=5100 KG/CM2	Kg	7.572	\$ 3,86	\$ 29.227,92
HORMIGÓN LANZADO	m2	1.070,8	\$ 48,56	\$ 51.995,62
ESTRUCTURA: CANAL RESTITUCIÓN				\$ 495.794,97
DESPEJE, DESBROCE Y LIMPIEZA	m2	2.834,4	\$ 0,34	\$ 963,70
EXCAVACIÓN EN SUELO A CIELO ABIERTO (ACARREO LIBRE 3 KM)	m3	3.807,9	\$ 5,20	\$ 19.801,27
ACERO CORRUGADO FY= 4200 KG/CM2	Kg	23.680,6	\$ 2,91	\$ 68.910,66
HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM2	m3	971,4	\$ 340,59	\$ 330.835,50
HORMIGÓN F'C= 180 KG/CM3	m3	296,3	\$ 254,08	\$ 75.283,84
PRESA				\$3.586.152,18
ESTRUCTURA: PANTALLA HORMIGON PLASTICO				\$2.018.041,51
PANTALLA DE HORMIGON PLASTICO	m2	4.062,8	\$ 490,29	\$1.991.955,11
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	Ud	40,0	\$ 652,16	\$ 26.086,40
ESTRUCTURA: CORTINA DE IMPERMEABILIZACIÓN				\$1.880.570,00
CORTINA DE IMPERMEABILIZACION	m3	4.956,9	\$ 354,78	\$1.758.616,08
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	Ud	187,0	\$ 652,16	\$ 121.953,92
ESTRUCTURA: TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN DEL AZUD)				\$ 60.292,54

CONTINÚA

PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 2", PARA INYECCIONES	m	220,0	\$ 134,48	\$ 29.585,60
PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 3", PARA DRENAJE	m	22,0	\$ 140,65	\$ 3.094,30
INYECCIÓN DE ARENA-CEMENTO-BENTONITA APLICADO	Ton	16,0	\$ 1.277,43	\$ 20.438,88
PRUEBAS DE PERMEABILIDAD	Ud	11,0	\$ 652,16	\$ 7.173,76
ESTRUCTURA: CUERPO DE PRESA				\$29.157.496,6
EXCAVACIÓN EN SUELO A CIELO ABIERTO (ACARREO LIBRE 3 KM, COTA 25 HACIA ARRIBA)	m3	245.187,4	\$ 5,20	\$1.274.974,22
EXCAVACION PARA CIMENTACION DE PRESAS Y DIQUES	m3	107.242,8	\$ 11,55	\$1.238.654,22
EXCAVACIÓN EN ROCA	m3	11.297,6	\$ 13,90	\$ 157.036,08
PEDRAPLEN	m3	21.645,0	\$ 15,41	\$ 333.549,45
COLUMNAS DE GRAVA	m	75.540,0	\$ 90,45	\$ 6.832.85,16
HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM2	m3	17.478,5	\$ 340,59	\$5.952.986,18
GEOTEXTIL NO TEJIDO	Kg	24.481,2	\$ 14,16	\$ 346.653,15
MATERIAL GRANULAR PARA FILTROS, DRENES, CAMAS DE ASIENTO, RELLENOS, ETC.	m3	90.862,8	\$ 25,92	\$2.355.163,41
OBTENCIÓN Y COLOCACIÓN DE MATERIAL DE FILTRO (ARENA FINA Y LIMPIA, S/T)	m3	96.314,5	\$ 29,65	\$2.855.726,16
OBTENCIÓN Y COLOCACIÓN DE RELLENOS SEMIPERMEABLES EN ESPALDONES Y/O CUERPO DE PRESA	m3	968.375,6	\$ 7,91	\$7.659.850,97
TORRES DE ILUMINACION (INCLUYE MANTENIMIENTO)	U	20,0	\$ 7.500,38	\$ 150.007,60
ESTRUCTURA: AUSCULTACIÓN (INSTRUMENTOS DE CONTROL)				\$ 469.751,51
MONOLITO SUPERFICIAL	Ud	25	\$ 395,07	\$ 9.876,75
PIEZÓMETRO "CASAGRANDE"	Ud	10	\$ 624,46	\$ 6.244,60
PIEZOMETRO DE CUERDA VIBRANTE, INCLUIDO CABLE	Ud	35	\$ 5.041,21	\$ 176.442,35

CONTINÚA

INCLINÓMETRO	Ud	2	\$32.307,6	\$ 64.615,22
CÉLULA HIDRÁULICA DE NIVEL, INCLUIDO TUBO TRIPLE Y PARTE PROPORCIONAL DE BOMBA DE VACIO	Ud	19	\$ 3.143,95	\$ 59.735,05
SISTEMA DE REGISTRO DE SISMOS	Gl	1	\$53.836,7	\$ 53.836,78
CASETA DE INSTRUMENTACIÓN	Ud	3	\$14.256,4	\$ 42.769,20
SISTEMA DE SCADA (INCLUIDO SOFTWARE)	Ud	1	\$44.915,9	\$ 44.915,98
MEDIDOR ULTRASONICO DE FLUJO	Ud	1	\$ 8.753,98	\$ 8.753,98
PLACAS DE ASENTAMIENTO	Ud	10	\$ 256,16	\$ 2.561,60
ALIVIADERO				\$2.821.213,06
ESTRUCTURA: CANAL DE ALIMENTACIÓN				\$1.164.194,88
EXCAVACIÓN EN ROCA	m3	31.490,6	\$ 13,90	\$ 437.718,87
RELLENO COMÚN	m3	319,5	\$ 4,38	\$ 1.399,41
MATERIAL GRANULAR PARA FILTROS, DRENES, CAMAS DE ASIENTO, RELLENOS, ETC.	m3	120,0	\$ 25,92	\$ 3.110,40
HORMIGÓN F'C= 180 KG/CM3	m3	465,7	\$ 254,08	\$ 118.335,18
HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM2	m3	846,0	\$ 340,59	\$ 288.127,84
ACERO CORRUGADO FY= 4200 KG/CM2	Kg	32.489,0	\$ 2,91	\$ 94.542,99
JUNTAS DE DILATACIÓN CON BANDA DE PVC	Kg	50	\$ 21,18	\$ 1.063,66
GEOTEXTIL NO TEJIDO	Kg	200,0	\$ 14,16	\$ 2.832,00
PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 2 "	m	454,0	\$ 135,75	\$ 61.630,50
HORMIGÓN LANZADO	m2	1.085,7	\$ 87,19	\$ 94.662,18
PERNOS DE ANCLAJE (Ø = 2,5)	m	454,0	\$ 69,48	\$ 31.543,92
ACERO DE REFUERZO EN MALLAS F'Y=5100 KG/CM2	Kg	7.572,0	\$ 3,86	\$ 29.227,92
ESTRUCTURA: CANAL DE DESCARGA				\$1.657.018,18
EXCAVACIÓN EN SUELO A CIELO ABIERTO (ACARREO LIBRE 3 KM)	m3	654,2	\$ 5,20	\$ 3.401,65
EXCAVACIÓN EN ROCA	m3	5.233,3	\$ 13,90	\$ 72.742,92
RELLENO COMÚN	m3	1.409,1	\$ 4,38	\$ 6.172,04

CONTINÚA

PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 2 1/2",	m	1.638,0	\$ 135,75	\$ 222.358,50
PERFORACIÓN POR ROTACIÓN, DIÁMETRO NOMINAL Ø 3", PARA DRENAJE	m	264,0	\$ 140,65	\$ 37.131,60
HORMIGÓN CICLÓPEO, F'C = 180 Kg./cm ²	m ³	304,3	\$ 224,32	\$ 68.249,73
HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM ²	m ³	1.562,2	\$ 340,59	\$ 532.074,87
ACERO CORRUGADO FY= 4200 KG/CM ²	Kg	50.035	\$ 2,91	\$ 145.601,85
PERNOS DE ANCLAJE (Ø = 2,5)	m	1.638	\$ 69,48	\$ 113.808,24
TUBERÍA PERFORADA RANURADA DE PVC Ø 50 MM	m	264,0	\$ 12,34	\$ 3.257,76
TUBERÍA PERFORADA RANURADA DE PVC Ø 100 MM	m	230,0	\$ 16,04	\$ 3.689,20
TUBERÍA PARA SUBDRENES DE Ø 200 MM PERFORADA	m	120,0	\$ 27,09	\$ 3.250,80
JUNTAS DE DILATACIÓN CON BANDA DE PVC	Kg	75,3	\$ 21,18	\$ 1.595,49
PRUEBA DE ARRANCAMIENTO	Ud	15	\$ 838,40	\$ 12.576,00
ACERO DE REFUERZO EN MALLAS FY=5100 KG/CM ²	Kg	5.048	\$ 3,86	\$ 19.485,28
HORMIGÓN LANZADO	m ²	4.721,0	\$ 87,19	\$ 411.622,25
TOTAL				\$37.768.052,5

Fuente: Campamento Presa Río Grande

5.5. Análisis Costo-Beneficio

Según el Plan Integral de Desarrollo de los Recursos Hídricos de la Provincia de Manabí (1991), las áreas más propensas a inundaciones, son las que se indican en el siguiente cuadro:

Tabla 80.- Área de Inundación

Área Inundadas			
Categorías	Chone	Portoviejo	Paján
Inundación permanente (ha)	1.380 20	20	-
Inundación estacional (ha)	5.320	4.680	
Inundación ocasional (ha)	13.330	5.270	1.800

Fuente: Plan Integral de Desarrollo de los Recursos Hídricos de la Provincia de Manabí (1991)

Como lo evidencia la tabla anterior, la zona que, por su geomorfología, especialmente en su parte baja, es más susceptible a inundaciones el Cantón Chone. Es por esto que, de acuerdo al documento titulado “*Asistencia a los países andinos en la reducción de riesgos y desastres en el sector agropecuario*” en el año 2008 hubo una pérdida total de la producción agrícola en 17.343 ha y fueron afectadas por las inundaciones 121.285 ha, acumulando una pérdida económica de 41’ 254.238,12 USD.

Las pérdidas económicas más importantes en el sector agrícola fueron la de la producción de arroz con 3.207 ha perdidas, que en términos económicos representaron más de 8 millones de dólares y la producción de maíz con 5.250 ha de cultivos, que representa una pérdida económica de más de 6 millones de dólares. La principal actividad económica tanto en el cantón como en la provincia es la ganadería en la que, como consecuencia de las inundaciones, la pérdida de animales alcanzó a las 14.075 unidades y fueron afectados 210.555 unidades entre bovinos, porcinos, equinos y aves de corral. Esto ocasionó pérdidas económicas 1’072.332,69 dólares. Adicionalmente, durante el fenómeno del Niño 1997-1998, 6000 familias se

vieron directamente afectadas por las inundaciones, con 286 muertos, 162 heridos y 36 desaparecidos. El gasto social, que corresponde a vivienda, salud y educación tuvieron pérdidas por 196 millones de USD.

Tabla 81.- Pérdidas económicas por inundaciones

Pérdidas Económicas por inundaciones (2008)	
Sector Afectado	Valor
Agrícola	41' 254.238,12
Ganadería	1'072.332,69
Social (Vivienda, Salud y Educación)	196'000.000
Total	238'326.570,8

Fuente: Asistencia a los países andinos en la reducción de riesgos y desastres en el sector agropecuario (2008)

Como se puede apreciar en el apartado anterior, el costo total de la obra hidráulica, asciende a 37'768.052,58 USD mientras que las pérdidas económicas por inundaciones llegan a un valor de 238'326.570,8; es decir, que el valor del proyecto representa tan solo el 15% del total de las pérdidas económicas, por lo que es plenamente justificable y necesaria la construcción de la Presa Río Grande y sus obras complementarias.

5.6. Análisis Comparativo

Para finalizar el capítulo de análisis económico se vio la necesidad de establecer una comparación de los montos totales de la obra en ambos diseños, con la finalidad de indagar cuales fueron las estructuras y, consecuentemente, los rubros con mayor afectación en cuanto incremento

o disminución de costos. En la tabla que se presenta a continuación se puede apreciar, de manera global, la diferencia de costos por estructura.

Tabla 82.- Analisis economico comparativo

CAPÍTULO I: PRESA RÍO GRANDE	PRECIO DISEÑO ACTUAL	PRECIO DISEÑO 2008	DIFERENCIA
ESTRUCTURA: TÚNEL	\$ 864.892,38	\$ 641.192,50	\$ 223.699,8
ESTRUCTURA: CUENCO DISIPADOR	\$ 2.667.650,38	\$ 2.661.896,20	\$ 5.754,8
ESTRUCTURA: CANAL RESTITUCIÓN	\$ 495.794,97	\$ 320.832,27	\$ 174.962,70
PRESA	\$33.586.152,18	\$25.555.884,76	\$8.030.267,42
• ESTRUCTURA: PANTALLA HORMIGON PLASTICO	\$ 2.018.041,51	\$ 2.018.041,51	-
• ESTRUCTURA: CORTINA DE IMPERMEABILIZACIÓN	\$ 1.880.570,00	\$1.880.570,00	-
• ESTRUCTURA: TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN DEL AZUD	\$ 60.292,54	\$ 60.292,54	-
• ESTRUCTURA: CUERPO DE PRESA	\$29.157.496,62	\$ 21.127.229,20	-
• ESTRUCTURA: AUSCULTACIÓN (INSTRUMENTOS DE CONTROL)	\$ 469.751,51	\$ 469.751,51	-
ALIVIADERO	\$2.821.213,06	\$ 2.476.836,50	\$ 344.376,56
• ESTRUCTURA: CANAL DE ALIMENTACIÓN	\$ 1.164.194,88	\$ 1.172.309,9	-
• ESTRUCTURA: CANAL DE DESCARGA	\$ 1.657.018,18	\$ 1.304.526,51	-
TOTAL	\$ 7.768.052,58	\$ 28.994.746,03	-
DIFERENCIA		\$ 8.773.306,55	

Fuente: Presupuesto Presa Río Grande - Diseño 2008

A pesar que, aparentemente, el costo total del proyecto empleando la nueva alternativa de diseño significa un gran incremento en el presupuesto inicial de la obra, se debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

1. En el diseño original el Túnel de desvío tiene una longitud total de 314,49 m con dos secciones; una circular de 3 m de diámetro hasta la cámara de compuertas, seguido por una sección en herradura de 3 metros de diámetro. La nueva propuesta de diseño considera un túnel de 307,5 m de longitud con una sección única en herradura, de 4 m de diámetro. El cambio en el dimensionamiento de la estructura implica un incremento del 2.54% en el monto total de la obra, siendo los rubros más afectados el volumen de hormigón (m³) y volumen de excavación.
2. El Cuenco Disipador en el diseño original, concordante con el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos, corresponde al tipo II, con una longitud de 45 m, un ancho de 11 m y una altura de 12,50 m. La nueva propuesta de diseño presenta un cuenco disipador tipo III de 34 m de longitud, un ancho de 30 m y una altura de 8 m. La variación económica por el redimensionamiento es de apenas el 0,07 % del costo total del proyecto.
3. El canal de restitución en el diseño original del año 2008 tiene una longitud de 140 m, una sección trapecial con 16 m en la base y taludes de 1,5:1 con una pendiente de 0,0018. El canal de restitución presentado en esta nueva propuesta tiene una longitud de 170 m con una sección trapezoidal de 30 m de ancho y taludes de 1:1 con una

pendiente de 0,0018. El redimensionamiento produjo una variación económica del 2%.

4. El Aliviadero, en el diseño anterior, presenta una longitud total de 187,50 m, de esta longitud, 137,5 corresponden a la rápida la mismo que presenta dos tramos, el primero de 75 m de longitud con una pendiente de 0,0285 de sección rectangular de 3 m de altura con un ancho entre 20 m y 11 m y el segundo tramo de 63 m de sección rectangular con un ancho constante de 11 m. La nueva propuesta de diseño define un aliviadero con una longitud total de 143,1 m dividida en dos tramos, el primero con una pendiente ligera de 0,0018 con una longitud de 80 m y el segundo con una pendiente pronunciada de 0,069 y una longitud de 63,1 m, ambos de sección trapezoidal de taludes 1:1 con 30 m de ancho y 3 metros de altura. La variación en dimensionamiento de la estructura produjo un cambio económico del 4% en el monto total de la obra.
5. Siendo que el mayor porcentaje de variación económica en el presupuesto del proyecto (91,5%) se encuentra englobado en el subcapítulo
Presa, específicamente en Estructura: Cuerpo de la Presa, analizaremos este apartado de forma detallada.

En el cuadro que se presenta a continuación se puede visualizar los rubros que presentaron mayor variación de costos en cada una de las propuestas de diseño.

Tabla 83.- Variación Presupuestos Presa Río Grande

<u>CAPÍTULO I: PRESA RÍO GRANDE</u>	<u>PRECIO DISEÑO ACTUAL</u>	<u>PRECIO DISEÑO 2008</u>	<u>VARIACIÓN USD</u>
ESTRUCTURA: CUERPO DE PRESA	\$29.157.496,62	\$21.127.229,20	\$ 8.030.267,42
EXCAVACIÓN EN SUELO A CIELO ABIERTO (ACARREO LIBRE 3 KM, COTA 25 HACIA ARRIBA)	\$ 1.274.974,22	\$ 1.274.974,22	\$ 0,00
EXCAVACION PARA CIMENTACION DE PRESAS Y DIQUES	\$1.238.654,22	\$1.238.654,22	\$ 0,00
EXCAVACIÓN EN ROCA	\$ 157.036,08	\$ 157.036,08	\$ 0,00
PEDRAPLEN	\$ 333.549,45	\$ 172.900,20	\$ 160.649,25
MEJORAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN CON ROCA BASALTICA	-	\$1.822.439,60	\$-1.822.439,60
OBTENCIÓN Y COLOCACIÓN DE RELLENOS PERMEABLES EN PROTECCIÓN DE TALUD	-	\$ 1.422.412,24	\$- 1.422.412,24
COLUMNAS DE GRAVA	\$ 6.832.895,16	-	\$ 6.832.895,16
HORMIGÓN F'C= 280 KG/CM2	\$ 5.952.986,18	-	\$ 5.952.986,18
GEOTEXTIL NO TEJIDO	\$ 346.653,15	\$ 243.891,84	\$ 102.761,31
MATERIAL GRANULAR PARA FILTROS, DRENES, CAMAS DE ASIENTO, RELLENOS, ETC.	\$ 2.355.163,41	\$ 2.438.524,05	\$ - 83.360,64
OBTENCIÓN Y COLOCACIÓN DE RELLENOS IMPERMEABLES EN NÚCLEO (ARCILLA LIMOSA)	-	\$ 1.871.232,47	\$ -1.871.232,47
OBTENCIÓN Y COLOCACIÓN DE MATERIAL DE FILTRO (ARENA FINA Y LIMPIA, S/T)	\$ 2.855.726,16	\$ 2.956.804,15	\$ - 101.077,99
OBTENCIÓN Y COLOCACIÓN DE RELLENOS SEMIPERMEABLES EN ESPALDONES Y/O CUERPO DE PRESA	\$ 7.659.850,97	\$ 7.378.352,53	\$ 281.498,44
TORRES DE ILUMINACION (INCLUYE MANTENIMIENTO)	\$ 150.007,60	\$ 150.007,60	\$ 0,00

Fuente: Presupuesto Presa Río Grande - Diseño 2008

Como se puede visualizar, en la nueva propuesta de diseño, se han aumentado dos rubros, columnas de grava y hormigón F'c 280 kg/cm² generando un incremento en el presupuesto de 12'785.881,34 dólares.

A su vez, de la propuesta anterior se han eliminado 3 rubros, mejoramiento de la cimentación con roca basáltica, obtención y colocación de rellenos permeables en protección de talud y finalmente, obtención y colocación de rellenos impermeables en el núcleo generando un total de 5'349.315,81 USD.

Si bien es cierto, el aumento de dos rubros en la nueva propuesta de diseño no compensa en su totalidad la disminución de tres rubros en el presupuesto del diseño versión 2008, pero, se debe considerar que la presa se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico y las características del suelo de cimentación son malas, por lo cual, velando por la seguridad de la estructura así como también de los moradores de la zona, se ha decidido implementar la técnica de mejoramiento de suelo conocida como columnas de grava, la cual garantiza el mejorar las condiciones del suelo y a su vez garantiza la estabilidad de la estructura.

Finalmente, en cuanto a la pantalla de hormigón, al tratarse de una presa homogénea se debe tener mucha precaución en cuanto a filtraciones, razón por la cual este elemento se vuelve indispensable para evitar fallas por desplazamiento o rotura de la obra hidráulica.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- Dada la estratigrafía del lugar de implantación de la presa, en el que se puede evidenciar una mala calidad del suelo de cimentación, la opción más viable es la construcción de una presa de materiales sueltos.
- A la presa se le asignó la categoría A por si se produce el colapso de la estructura, lo que implicaría una pérdida significativa de vidas humanas y un grave perjuicio a las actividades de miles de personas a más de las pérdidas económicas. Para los espaldones de la presa, se obtuvo un factor de seguridad, sin sismo, de 2.19 y, para un sismo de 0.25g, de 1.41 aguas arriba y 1.08 aguas abajo (método pseudo estático); se decidió dejar estos valores por tratarse de una obra de gran importancia ubicada en una zona de alto riesgo sísmico. que, en caso de una falla por efectos sísmicos,
- Para mejorar la condición de funcionamiento de la presa se ha visto la necesidad de crear una pantalla de hormigón $f'c$ 280 kg/cm², complementada con filtros y drenes laterales, que impedirá filtraciones a través del cuerpo de la presa y evitará fallas por deslizamiento o ruptura.

- La variación en los costos con respecto al proyecto anterior se debe a la inclusión de dos rubros significativos.
- Con el análisis costo-beneficio se concluyó que el costo proyectado de la obra hidráulica representa solo el 15% del total de las pérdidas económicas anuales.

6.2. Recomendaciones

- La adecuada recolección de información es el pilar fundamental para el éxito de un proyecto.
- Al ser el método de mejoramiento del suelo de la cimentación conocido como columnas de grava, que, es una técnica medianamente nueva y costosa, pero de rápida ejecución, primera vez aplicada a la construcción de presas, se recomienda estudios más detallados de esta aplicación.
- Se recomienda utilizar el proceso constructivo de columnas de grava por la vía seca, puesto que es mucho más respetuosa con el medio ambiente, más limpia en obra.
- Se recomienda, a futuro, analizar la posibilidad de implementar una pantalla de Geomembrana en vez de la pantalla de hormigón.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bureau of Reclamation de los Estados Unidos. (1970). *Proyecto de Presas pequeñas*. Madrid - España: Ed. Dossat.
- Marsall R. y Resendiz Nuñez D. (1975). *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Naucalpan - México: Victoria Litografía S.A.
- ACOLIT Cia Ltda. (2008). *Memoria de cálculo de la Presa Río Grande del proyecto Multipropósitos Chone*. Quito-Ecuador.
- Bureau of Reclamation de los Estados Unidos. (2007). *Diseño de Presas Pequeñas*. Madrid-España: Ed. Dossat.
- C. d. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - NEC 11*. Quito - Ecuador.
- C. J. (2008). *Asistencia a los países andinos en la reducción de riesgos y desastres en el sector agropecuario*. Quito-Ecuador.
- Castro González, J. (2008). *Análisis Teórico de la Consolidación y Deformación alrededor de las columnas de*. Santander - España.
- Departamentode Desarrollo Nacional del Ecuador. (2008). Plan de Desarrollo de los recursos hídricos de Manabí (Fase 1).
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología . (2011). *Estudio Hidrológico de inundaciones en la cuenca alta de Río Chone (Subcuencas: Garrapata, Mosquito y Grande)*. Quito - Ecuador.
- Novak, P. (2001). *Estructuras Hidráulicas 2da Edición*. Bogotá Colombia: MacGraw-Hill Interamericana SA.
- Sanchez, F. (2008). *Medidas Puntuales de Permeabilidad*. Salamanca - España.
- Sandoval, W. (2011). *Principios de la Hidráulica*. Quito - Ecuador.

BIOGRAFÍA DEL AUTOR

1. DATOS PERSONALES

- **Nombres:** Alejandra Elizabeth León Montenegro
- **Cédula:** 172423660-7
- **Lugar y Fecha de Nacimiento:** Ambato, 30 de mayo de 1990
- **Estado Civil:** Soltera
- **Edad:** 23 años
- **Domicilio:** La Colina N26-164 y Av. Orellana
- **Teléfonos:** 02-222-1858 ; 0995055600
- **E-mail.:** ale_lm90@hotmail.com

2. ESTUDIOS

- **2002–2008 Bachiller en Ciencias**
Unidad educativa “Cardenal Spellman Femenino”
- **2008–2013 Egresada de la carrera de Ingeniería Civil**
Escuela Politécnica del Ejército – ESPE

3. IDIOMAS

- Español
- Inglés

HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS

ELABORADO POR:

Alejandra Elizabeth León Montenegro

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Dr. Pablo Caiza

Lugar y fecha: _____

ANEXOS

A. Volumen de descarga en el vertedero y del embalse para $T_r = 1000$ años

En el cálculo del volumen de descarga del vertedero y del embalse, se necesita conocer la variación del volumen en función del tiempo transcurrido aplicando la siguiente fórmula:

$$\Delta Volumen = \frac{\Delta T * \Delta Q * 3600}{2000000}$$

Dónde:

$$\Delta T = T_{final} - T_{inicial}$$

$$\Delta Q = Q_{final} - Q_{inicial}$$

Dado que en nuestro estudio hidrológico se consideraron dos periodos de retorno, y por consiguientes se generaron dos hidrogramas, el cálculo de volumen de descarga se lo realizó utilizando ambos recursos; los resultados obtenidos para el periodo de retorno de 10 000 años fueron calculados en capítulos anteriores, mientras que en este apartado, se indican los resultados obtenidos para un periodo de retorno de 1000 años.

Tabla 84.- Volumen de descarga Tr = 1000 años

T	Q	Δ Volumen
horas	m³/seg	10⁶ m³
0,00	0,00	0,00
2,75	5,38	0,03
5,49	26,89	0,16
8,24	57,37	0,42
10,99	100,40	0,78
13,73	154,19	1,26
16,48	215,15	1,83
19,22	276,11	2,43
21,97	319,14	2,94
24,72	347,83	3,30
27,46	358,59	3,49
30,21	351,42	3,51
32,96	329,90	3,37
35,70	301,21	3,12
38,45	268,94	2,82
41,20	233,08	2,48
43,94	204,40	2,16
49,44	154,19	3,55
54,93	114,75	2,66
60,42	86,06	1,99
65,91	64,55	1,49
71,41	46,62	1,10
76,90	35,14	0,81
82,39	26,89	0,61
96,12	12,91	0,98
109,86	6,45	0,48
123,59	3,23	0,24
137,32	1,43	0,12
Total 10⁶ m3		48,11

El caudal máximo con los valores de cotas y caudales señalados en la tabla anterior, fue de 358,59 m³/s para un tiempo de 27,46 horas; a su vez se necesita conocer cuál es el volumen considerado para dicho caudal, el cual fue de 3,49 10⁶ m³ y finalmente se puede conocer que el volumen total de descarga es 48,11 10⁶ m³, valor que se lo determina mediante la siguiente fórmula:

$$V_{total} = \sum_{t=0}^{t=138} Volumen(t)$$

A.1. Cálculo de cargas sobre el vertedero

Se considera que el embalse está en el nivel normal de operación (NAMO = 68,05 m.s.n.m) en el inicio de la crecida, para determinar el valor del volumen de descarga en dicho punto, se utiliza las ecuaciones Cota vs Volumen del embalse antes indicadas, y a partir, que el Nivel Máximo de Operación se encuentra entre las cotas 55 y 85 se empleará la segunda ecuación, que es la que se indica a continuación:

$$y = 0,0015x^3 - 0,1718x^2 + 8,8223x - 164,92$$

Para determinar la carga sobre el vertedero, y por consiguiente, el ancho (b) del mismo se considera las siguientes fórmulas:

- Variación de Altura (m):

$$\Delta H = Cota_{final} - Cota_{inicial}$$

- Variación de volúmenes 10^6 (m³):

$$\Delta V = Volumen_{final} - Volumen_{inicial}$$

- Caudal de descarga (m³/s):

$$Q_x = Q_{max} * \left(1 - \frac{Va}{Vt}\right)$$

$$\text{Donde } Va = \Delta V$$

- Ancho b (m):

$$b = \frac{Q}{m} * H^{3/2} * \sqrt{2 * g}$$

El máximo valor de caudal de descarga es de 233,09 m³/s en 70,55 m.sn.m para una altura de 2,5 m y el ancho del vertedero correspondiente a dicho valor es de 28 m.

A partir de los valores indicados en la siguiente tabla, se genera la gráfica Volumen vs Cota la misma que se utilizará para predecir valores, en cálculos posteriores, de cota y volumen de descarga.

Tabla 85.- Cálculo del ancho del vertedero para $Tr= 1000$ años

Carga sobre el vertedero					
Cota	Volumen embalse	H	Δ Volumen Embalse	Qx (caudal de descarga)	b
m.sn.m	10^6 (m ³)	m	10^6 (m ³)	m ³ /s	m
68,05	112,67	0	0,00	358,59	0
68,55	115,84	0,5	3,17	334,54	436
69,05	119,09	1	6,42	309,98	143
69,55	122,40	1,5	9,73	284,88	72
70,05	125,78	2	13,11	259,26	43
70,55	129,24	2,5	16,57	233,09	28
71,05	132,76	3,00	20,09	206,37	19
71,55	136,36	3,50	23,69	179,08	13
72,05	140,04	4,00	27,37	151,23	9
72,55	143,79	4,50	31,12	122,81	6
73,05	147,62	5,00	34,95	93,79	4
73,55	151,53	5,5	38,86	64,18	3
74,05	155,52	6	42,85	33,97	2
74,55	159,59	6,5	46,92	3,15	1

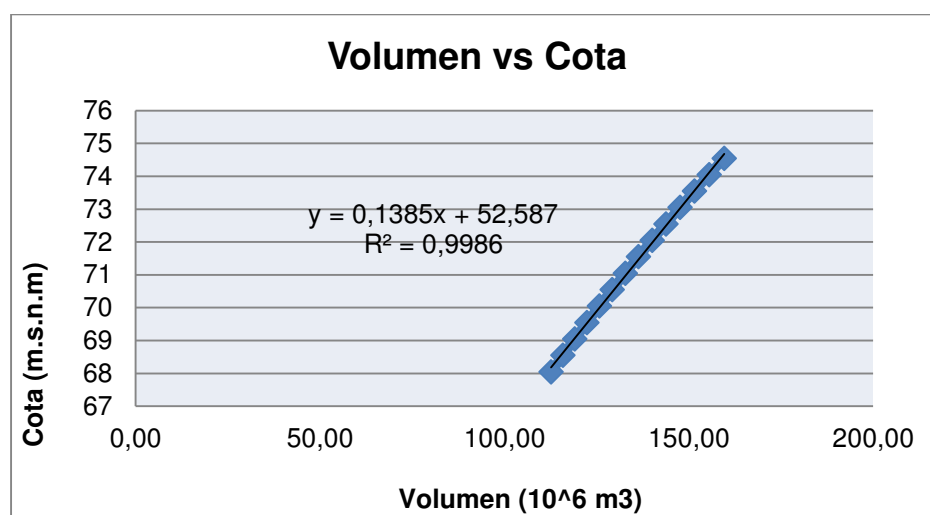


Figura No. 42.- Curva Volumen del Embalse vs Cota para $Tr = 1000$ años

- **Cálculo de caudal de diseño**

El cálculo de caudal de diseño se lo realiza a partir del valor obtenido como ancho del vertedero, el cual por facilidad de proceso constructivo se lo ha redondeado a 30 m.

El proceso iterativo comienza determinando el valor del caudal del vertedero mediante la siguiente formula:

$$Q_{vert} = Q_{x2} = b * m * H^{3/2} * \sqrt{2 * g}$$

Dónde:

- m = Coeficiente de gasto o caudal
- b = Ancho del vertedero
- H = Tirante o carga del vertedero

Paso seguido, se procede a calcular el volumen del embalse empleando la ecuación obtenida previamente en la gráfica volumen vs cota, es decir:

$$y = 0,1385x + 52,587$$

Finalmente, se debe igualar los valores de Q_{vert} y Q_{x2} a partir de la ecuación obtenida de la gráfica Volumen del embalse vs Caudal del vertedero, como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 86.- Cálculo de Volumen del Embalse y Caudal del vertedero

H	Qvert	Cota	Volumen del embalse	Qx ² (ecuación)
m	m ³ /s	m.s.n.m	m ³	m ³ /s
0,00	0,00	68,05	111,65	-9,84
0,10	2,00	68,15	112,37	-3,56
0,20	6,00	68,25	113,09	3,08
0,30	11,00	68,35	113,81	10,07
0,40	16,00	68,45	114,53	17,43
0,50	23,00	68,55	115,26	25,15
0,60	30,00	68,65	115,98	33,24
0,70	38,00	68,75	116,70	41,68
0,80	47,00	68,85	117,42	50,48
0,90	56,00	68,95	118,14	59,65
1,00	65,00	69,05	118,87	69,18
1,10	75,00	69,15	119,59	79,06
1,20	86,00	69,25	120,31	89,31
1,30	97,00	69,35	121,03	99,92
1,40	108,00	69,45	121,75	110,89
1,50	120,00	69,55	122,48	122,22
1,60	132,00	69,65	123,20	133,92
1,70	144,00	69,75	123,92	145,97
1,80	157,00	69,85	124,64	158,38
1,90	171,00	69,95	125,36	171,16
2,00	184,00	70,05	126,09	184,30
2,10	198,00	70,15	126,81	197,79
2,20	212,00	70,25	127,53	211,65
2,30	227,00	70,35	128,25	225,87
2,40	242,00	70,45	128,97	240,45
2,50	257,00	70,55	129,70	255,40
2,60	273,00	70,65	130,42	270,70
2,70	289,00	70,75	131,14	286,36
2,80	305,00	70,85	131,86	302,39
2,90	322,00	70,95	132,58	318,78
3,00	338,00	71,05	133,31	335,52
3,10	355,00	71,15	134,03	352,63
3,20	373,00	71,25	134,75	370,10
3,30	390,00	71,35	135,47	387,93
3,40	408,00	71,45	136,19	406,12

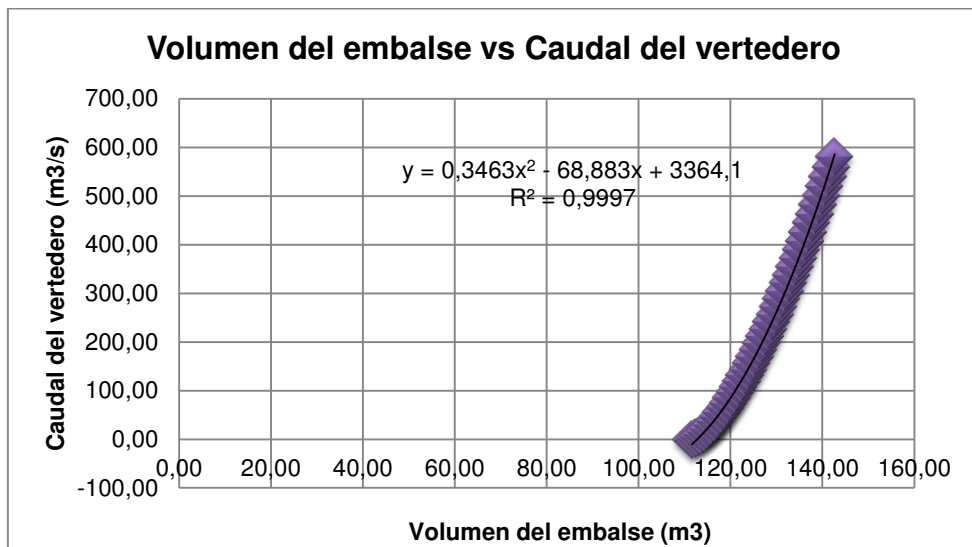


Figura No. 43.- Curva Volumen del Embalse vs Caudal para Tr = 1000 años

se procede a calcular el caudal del diseño y el nivel máximo de operaciones. Para el cálculo de V_2 se emplean la siguiente fórmula:

$$V_2 = \frac{V_1 + (Q_1 + Q_2)}{2 * \Delta T} - \frac{(Q_{X1} + Q_{X2})}{2 * \Delta T}$$

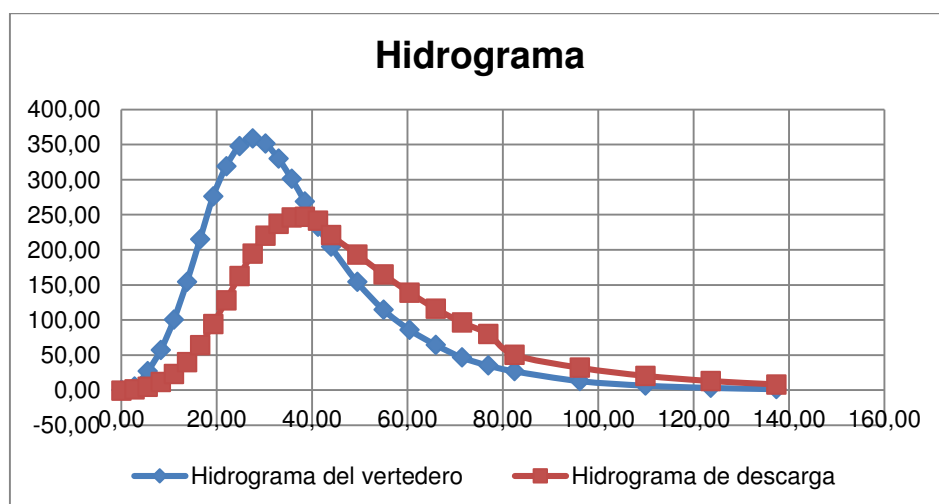


Figura No. 44.- Hidrogramas para Tr = 1000 años

Tabla 87.- Cálculo del caudal de diseño

Δt	Q_1	Q_2	$(Q_1 + Q_2) / 2$	Q_{x1}	Q_{x2}	$(Q_{x1} + Q_{x2}) / 2$	V1	V2	Qx	Cota
seg	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	10 ⁶ (m ³)	10 ⁶ (m ³)	m ³ /s	m.s.n.m
9887,107	0,00	5,38	2,69	0,00	-0,56	-0,28	112,67	112,70	-0,56	68,20
9887,107	5,38	26,89	16,14	-0,56	0,90	0,17	112,70	112,86	0,90	68,22
9887,107	26,89	57,37	42,13	0,90	4,57	2,74	112,86	113,25	4,57	68,27
9887,107	57,37	100,40	78,89	4,57	11,43	8,00	113,25	113,95	11,43	68,37
9887,107	100,40	154,19	127,30	11,43	22,78	17,11	113,95	115,04	22,78	68,52
9887,107	154,19	215,15	184,67	22,78	39,93	31,36	115,04	116,55	39,93	68,73
9887,107	215,15	276,11	245,63	39,93	63,89	51,91	116,55	118,47	63,89	68,99
9887,107	276,11	319,14	297,63	63,89	93,98	78,94	118,47	120,63	93,98	69,29
9887,107	319,14	347,83	333,49	93,98	127,92	110,95	120,63	122,83	127,92	69,60
9887,107	347,83	358,59	353,21	127,92	162,67	145,30	122,83	124,89	162,67	69,88
9887,107	358,59	351,42	355,00	162,67	194,45	178,56	124,89	126,63	194,45	70,13
9887,107	351,42	329,90	340,66	194,45	219,89	207,17	126,63	127,95	219,89	70,31
9887,107	329,90	301,21	315,56	219,89	237,14	228,51	127,95	128,81	237,14	70,43
9887,107	301,21	268,94	285,08	237,14	245,95	241,54	128,81	129,24	245,95	70,49
9887,107	268,94	233,08	251,01	245,95	247,80	246,88	129,24	129,28	246,80	70,49
9887,107	233,08	204,40	218,74	247,80	241,52	244,66	129,28	129,03	241,52	70,46
19774,21	204,40	154,19	179,29	241,52	220,87	231,20	129,03	128,00	220,87	70,32
19774,21	154,19	114,75	134,47	220,87	192,37	206,62	128,00	126,57	192,37	70,12
19774,21	114,75	86,06	100,40	192,37	165,11	178,74	126,57	125,03	165,11	69,90
19774,21	86,06	64,55	75,30	165,11	139,02	152,06	125,03	123,51	139,02	69,69
19774,21	64,55	46,62	55,58	139,02	116,03	127,52	123,51	122,08	116,03	69,50
19774,21	46,62	35,14	40,88	116,03	96,36	106,19	122,08	120,79	96,36	69,32
19774,21	35,14	26,89	31,02	96,36	80,09	88,23	120,79	119,66	80,09	69,16
49435,54	26,89	12,91	19,90	80,09	50,44	65,27	119,66	117,42	50,44	68,85
49435,54	12,91	6,45	9,68	50,44	31,91	41,18	117,42	115,86	31,91	68,63
49435,54	6,45	3,23	4,84	31,91	20,34	26,13	115,86	114,81	20,34	68,49
49435,54	3,23	1,43	2,33	20,34	12,98	16,66	114,81	114,10	12,98	68,39
49435,54	1,43	0,00	0,72	12,98	8,13	10,56	114,10	113,62	8,13	68,32

Terminado este proceso se obtuvieron los siguientes valores como resultado:

Q_x (max)	m³/s	246,80
H (max)	m	2,44
P₁	m	1,00
N A M E	m.s.n.m	70,49
N A M O	m.s.n.m	68,05
Volumen de descarga	m³/s	129,28

B. Volumen de descarga en el vertedero y del embalse para Tr = 10 000 años

Siguiendo las indicaciones dadas para el cálculo del volumen de descarga en el vertedero y del embalse para un periodo de retorno de 10.000 años y de igual manera para el apartado anterior, obtenemos la siguiente tabla, en la cual escogemos un ancho de vertedero de 35 metros.

Tabla 88.- Cálculo de la carga sobre el vertedero

Cota vs volumen		Carga sobre el vertedero			
Cota	Volumen embalse	H	Delta V. Embalse	Qx (caudal de descarga)	b
m.sn.m	10 ⁶ (m ³)	m	10 ⁶ (m ³)	m ³ /s	m
68,05	112,67	0	0,00	443,38	0
68,55	115,84	0,5	3,17	413,65	540
69,05	119,09	1	6,42	383,28	177
69,55	122,40	1,5	9,73	352,25	89
70,05	125,78	2	13,11	320,56	53
70,55	129,24	2,5	16,57	288,21	34
71,05	132,76	3,00	20,09	255,17	23
71,55	136,36	3,50	23,69	221,43	16
72,05	140,04	4,00	27,37	187,00	11
72,55	143,79	4,50	31,12	151,85	8
73,05	147,62	5,00	34,95	115,97	5
73,55	151,53	5,5	38,86	79,36	3
74,05	155,52	6	42,85	42,00	2
74,55	159,59	6,5	46,92	3,89	1

Siguiendo las instrucciones del apartado anterior obtuvimos los siguientes resultados:

Tabla 89.- Cálculo de Volumen del Embalse y Caudal del vertedero

H	Qvert = Qx	Cota	V embalse	Qx2 (ecuacion)
m	m ³ /s	m.s.n.m	m ³	m ³ /s
0,00	0,00	68,05	111,65	-11,75
0,10	2,00	68,15	112,37	-4,42
0,20	7,00	68,25	113,09	3,34
0,30	12,00	68,35	113,81	11,52
0,40	19,00	68,45	114,53	20,12
0,50	27,00	68,55	115,26	29,13
0,60	35,00	68,65	115,98	38,58
0,70	44,00	68,75	116,70	48,44
0,80	54,00	68,85	117,42	58,72
0,90	65,00	68,95	118,14	69,42
1,00	76,00	69,05	118,87	80,55
1,10	88,00	69,15	119,59	92,09
1,20	100,00	69,25	120,31	104,06
1,30	113,00	69,35	121,03	116,44
1,40	126,00	69,45	121,75	129,25
1,50	140,00	69,55	122,48	142,48
1,60	154,00	69,65	123,20	156,13
1,70	168,00	69,75	123,92	170,20
1,80	183,00	69,85	124,64	184,70
1,90	199,00	69,95	125,36	199,61
2,00	215,00	70,05	126,09	214,94
2,10	231,00	70,15	126,81	230,70
2,20	248,00	70,25	127,53	246,87
2,30	265,00	70,35	128,25	263,47
2,40	282,00	70,45	128,97	280,49
2,50	300,00	70,55	129,70	297,93
2,60	318,00	70,65	130,42	315,79
2,70	337,00	70,75	131,14	334,07
2,80	356,00	70,85	131,86	352,77

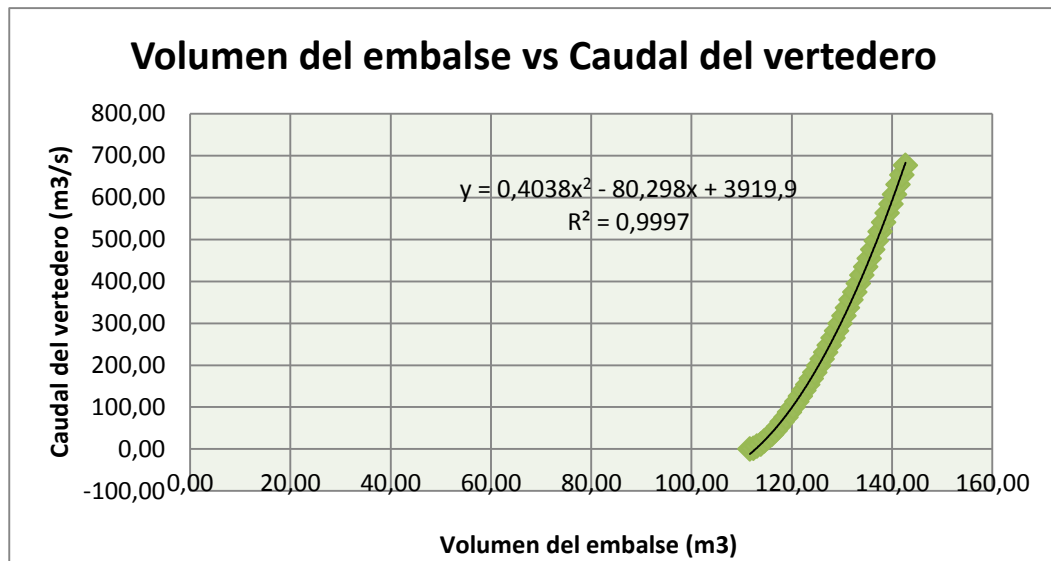


Figura No. 45.- Volumen del Embalse vs Caudal del vertedero $T_r=10\ 000$

Una vez que se ha generado la ecuación a partir de la gráfica Volumen del Embalse vs Caudal del vertedero, se procede a calcular el caudal del diseño y el nivel máximo de operaciones.

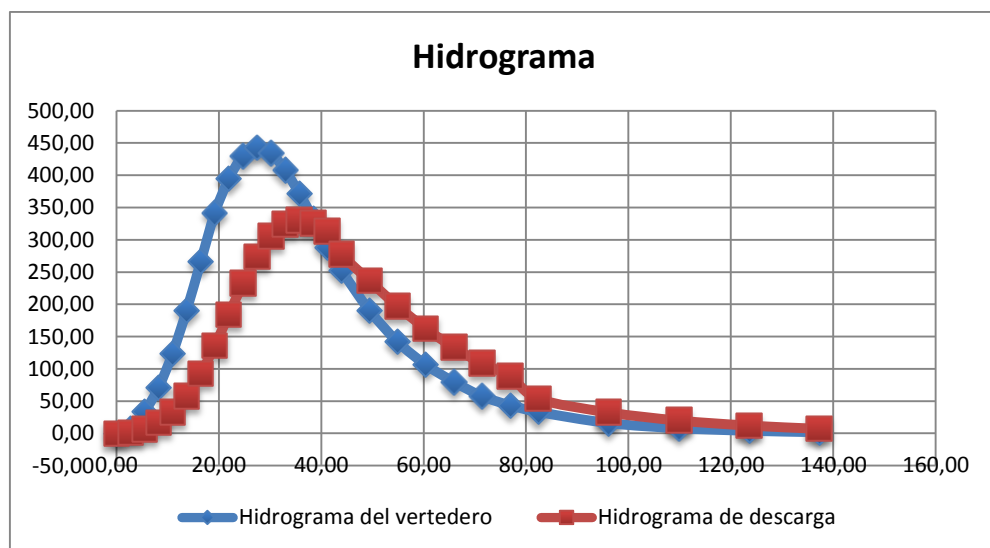


Figura No. 46.- Hidrogramas para $T_r = 10\ 000$ años

Tabla 90.- Cálculo del caudal de diseño Tr=10 000

Δt	Q_1	Q_2	$(Q_1 + Q_2) / 2$	Q_{x1}	Q_{x2}	$(Q_{x1} + Q_{x2}) / 2$	V1	V2	Qx	Cota
seg	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	m ³ /s	10 ⁶ (m ³)	10 ⁶ (m ³)	m ³ /s	m.s.n.m
9887,107	0,00	6,65	3,33	0,00	-0,82	-0,41	112,67	112,71	-0,82	68,20
9887,107	6,65	33,25	19,95	-0,82	1,28	0,23	112,71	112,90	1,28	68,22
9887,107	33,25	70,94	52,10	1,28	6,56	3,92	112,90	113,38	6,56	68,29
9887,107	70,94	124,15	97,54	6,56	16,44	11,50	113,38	114,23	16,43	68,41
9887,107	124,15	190,66	157,40	16,44	32,82	24,63	114,23	115,54	32,82	68,59
9887,107	190,66	266,03	228,34	32,82	57,70	45,26	115,54	117,35	57,70	68,84
9887,107	266,03	341,41	303,72	57,70	92,49	75,10	117,35	119,61	92,49	69,15
9887,107	341,41	394,61	368,01	92,49	135,94	114,22	119,61	122,12	135,94	69,50
9887,107	394,61	430,08	412,35	135,94	184,17	160,06	122,12	124,62	184,17	69,85
9887,107	430,08	443,38	436,73	184,17	232,20	208,18	124,62	126,88	232,20	70,16
9887,107	443,38	434,52	438,95	232,20	274,26	253,23	126,88	128,71	274,26	70,41
9887,107	434,52	407,91	421,22	274,26	305,64	289,95	128,71	130,01	305,64	70,59
9887,107	407,91	372,44	390,18	305,64	324,23	314,94	130,01	130,75	324,23	70,70
9887,107	372,44	332,54	352,49	324,23	330,54	327,39	130,75	131,00	330,54	70,73
9887,107	332,54	288,20	310,37	330,54	326,03	328,29	131,00	130,83	326,03	70,71
9887,107	288,20	252,73	270,46	326,03	313,74	319,89	130,83	130,34	313,74	70,64
19774,21	252,73	190,66	221,69	313,74	278,00	295,87	130,34	128,87	278,00	70,44
19774,21	190,66	141,88	166,27	278,00	236,52	257,26	128,87	127,07	236,52	70,19
19774,21	141,88	106,41	124,15	236,52	196,99	216,76	127,07	125,24	196,99	69,93
19774,21	106,41	79,81	93,11	196,99	162,47	179,73	125,24	123,53	162,47	69,70
19774,21	79,81	57,64	68,72	162,47	133,04	147,76	123,53	121,96	133,04	69,48
19774,21	57,64	43,45	50,55	133,04	108,54	120,79	121,96	120,57	108,54	69,29
19774,21	43,45	33,25	38,35	108,54	88,75	98,65	120,57	119,38	88,75	69,12
49435,54	33,25	15,96	24,61	88,75	53,74	71,25	119,38	117,08	53,74	68,80
49435,54	15,96	7,98	11,97	53,74	32,69	43,22	117,08	115,53	32,69	68,59
49435,54	3,99	1,77	2,88	20,01	12,21	16,11	114,53	113,87	12,21	68,36
49435,54	1,77	0,00	0,89	12,21	7,20	9,71	113,87	113,44	7,20	68,30

Terminado este proceso se obtuvieron los siguientes valores como resultado:

Q_x (max)	m³/s	330,54
H (max)	m	2,68
P₁	m	1,00
N A M E	m.s.n.m	70,73
N A M O	m.s.n.m	68,05
Volumen de descarga	m³/s	131,00

Sabiendo que, la cota del cauce es 31.46 m.s.n.m; se ha determinado:

H hasta el cauce	m	6,46
Factor de suelo limoso arcilloso	-	0,85
q_p (Caudal Unitario Permitido)	m³/s	13,55
q (Caudal Unitario)	m³/s	9,44

Siendo que el valor del caudal permitido es mayor que el caudal unitario en gran proporción, podemos disminuir el valor del ancho del vertedero a $b = 30\text{m}$.