

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESA
A CONSTRUIR EN JAMA Y COAQUE”**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentado por:

DIEGO ALEJANDRO VALAREZO TANDAZO

JOSÉ MICHAEL VALAREZO RIVERA

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2014

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por siempre guiarme y haberme ayudado a finalizar esta etapa de mi vida. A mis padres Pedro Valarezo Calderón y Elsi Tandazo Maza, hermanos y hermanas, Cristian, Gabriela, Jessica, Keli, Jairo, que siempre me brindaron apoyo para culminar esta etapa de mi vida. A mi

director de tesis Dr. Miguel Ángel Chávez que nos brindó sus conocimientos y apoyo. A mis profesores y compañeros que me brindaron su amistad en mi vida universitaria en ESPOL.

Diego Alejandro Valarezo Tandazo.

DEDICATORIA

A Dios, a mis padres, hermanos y hermanas, a mis amigos por su apoyo incondicional.

Diego Alejandro Valarezo Tandazo.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme bendecido permitiéndome llegar a este punto importante en mi vida.

A mis padres Jorge Orlando Valarezo y Elida Beatriz Rivera, cuyo esfuerzo forjo la motivación que diariamente me acompaño a lo largo de mi carrera.

A mis hermanos, Andrés Santiago Valarezo y Orlando Mauricio Valarezo, quienes me brindaron su apoyo.

A mi director de Tesis Dr. Miguel Ángel Chávez, por guiarnos académicamente en el desarrollo de esta tesis. A mis profesores cuyos conocimientos y disposición ayudo en mi formación y a mis compañeros por la amistad y apoyo imperecedero.

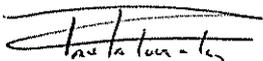
José Michael Valarezo Rivera.

DEDICATORIA

A mis padres a quienes estaré agradecido perpetuamente por haberme enseñado el significado del esfuerzo y la dedicación. Por ser las personas más admirables e importantes en mi vida.

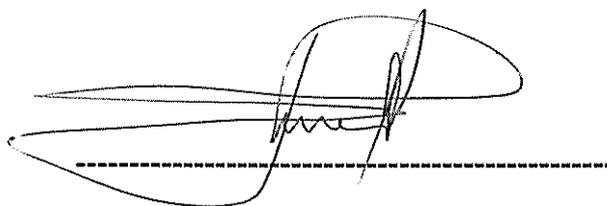
José Michael Valarezo Rivera.

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



Dra. Paola Leonor Romero Crespo.

PRESIDENTA DEL TRIBUNAL.



Dr. Miguel Ángel Chávez Moncayo.

DIRECTOR DE TESIS.



Dr. Mijail Eduardo Arias Hidalgo.

VOCAL ALTERNO.

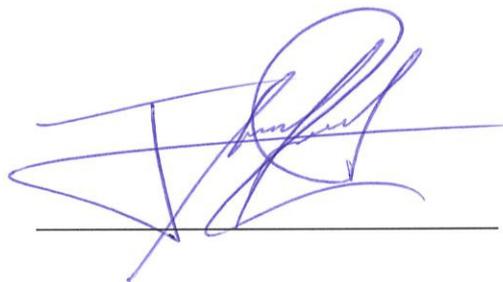
DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad por los hechos y doctrinas expuestas en este Proyecto de Graduación, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”.

(Reglamento de Graduación de la ESPOL).



Diego Alejandro Valarezo Tandazo



José Michael Valarezo Rivera

RESUMEN

Al estudiar proyectos de presas de embalse, luego de que se han realizado las investigaciones de ingeniería básica, se deben efectuar otras investigaciones de ingeniería aplicada con la finalidad de llegar a concretar el tipo de presa más conveniente a diseñar y posteriormente a construir.

En el presente trabajo se demuestra que existen cierto tipo de investigaciones y parámetros que prevalecen frente a otros para elegir el tipo de presa más conveniente.

Uno de los análisis más importantes constituye la evaluación del tipo de macizo rocoso, sus condiciones geotécnicas que casi siempre están ligadas a las características topográficas. El presente análisis se ha aplicado a dos proyectos de presa denominados Coaque y Jama, considerados de propósito múltiple por los servicios que van a prestar.

Se han estudiado dos sitios de presa emplazados en rocas tipo basáltico, cuyos macizos rocosos difieren sustancialmente en su calidad geomecánica, ya que en un sitio de presa las rocas son poco meteorizadas duras y resistente, en tanto que en el otro son bastante meteorizada, consecuentemente de menor resistencia.

Evidentemente las presas de hormigón son las más costosas que las presas de tierra y enrocado, sin embargo dependiendo de las condiciones topográficas, geológicas, la necesidad de construir un aliviadero incorporado al cuerpo de la presa o independiente de esta, puede significar criterios importantes para la elección del tipo de presa.

Basándose en los estudios previos realizados por la consultora INASSA para SENAGUA, la presente Tesis tiene como objetivo realizar un análisis aplicando criterios de selección válidos, que permitan determinar el tipo de presa más conveniente a construir en los proyectos Jama y Coaque. Se proponen los diseños del cuerpo de la presa a nivel de prefactibilidad y un presupuesto estimado para su construcción.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	VII
TABLA DE CONTENIDO	IX
ABREVIATURAS	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS	XVII
CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES	1
1.1. INTRODUCCIÓN.	1
1.2. ANTECEDENTES.....	6
CAPÍTULO 2	10
2. INFORMACIÓN EXISTENTE Y ANÁLISIS.	10
2.1. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.	10
2.2. DETERMINACIÓN DE LOS SITIOS DE PRESA.	17
a) PROYECTO DE PRESA COAQUE.	18
b) PROYECTO DE PRESA JAMA	23
2.3. TIPOS DE PRESAS.	32
a) PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.	32
b) PRESAS DE HORMIGÓN.	44
CAPÍTULO 3	50
3. ESTUDIO DE LOS SITIOS DE PRESA.....	50
a) PRESA COAQUE.....	50

3.1.	CARACTERIZACIÓN TOPOGRÁFICA.	50
3.2.	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.	54
3.3.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	63
3.4.	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO.	65
3.5.	ENSAYOS DE LABORATORIO.	86
3.6.	CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.	98
b)	PRESA JAMA.....	107
3.7.	CARACTERIZACIÓN TOPOGRÁFICA.	107
3.8.	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.	110
3.9.	ESTUDIO HIDROLÓGICO.....	117
3.10.	INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO.	120
3.11.	ENSAYOS DE LABORATORIO.	127
3.12.	CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.	129
CAPÍTULO 4.		139
4.	CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESA.....	139
a)	PROYECTO DE PRESA COAQUE.	139
b)	PROYECTO DE PRESA JAMA.	147
CAPÍTULO 5.		160
5.	DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD.....	160
a)	PRESA COAQUE.....	160
b)	PRESA JAMA.....	176

CAPÍTULO 6.	199
6. PRESUPUESTO ESTIMADO PARA LA CONSTRUCCIÓN.	199
a) PRESA COAQUE.....	200
b) PRESA JAMA.....	201
CAPÍTULO 7.	202
7. CONCLUSIONES.	202
CAPÍTULO 8.	206
8. RECOMENDACIONES.	206
a) PRESA COAQUE.....	206
b) PRESA JAMA.....	207
CAPÍTULO 9.	210
9. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.....	210

ABREVIATURAS

CRM	Centro de Rehabilitación de Manabí
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
INERHI	Instituto Nacional Ecuatoriano de Recursos Hídricos
CONADE	Coordinación del Consejo Nacional de Desarrollo
JILCA	Agencia Internacional de Cooperación del Gobierno de Japón
PHIMA	Plan Integral de Desarrollo de los Recursos Hídricos de la provincia de Manabí
SENAGUA	Secretaría Nacional del Agua
MNN	Nivel máximo normal
NAP	Niveles de avenida de proyecto
NAE	Niveles de avenida extrema
MPA	Mega Pascales
Ha	Hectáreas

m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
NEC	Norma Ecuatoriana de la construcción
NAN	Nivel Máximo Normal
NCP	Nivel en Avenida de Proyecto
NAM	Nivel en Avenida Extrema
NC	Nivel de coronación de la presa
NP	Nivel de coronación del pretil resistente
SOM	Sobreelevación producida por la ola máxima sobre el nivel medio de embalse
SOA	Sobreelevación producida por la ola en avenida sobre el nivel medio del embalse
SOS	Sobreelevación producida por la ola sísmica sobre el nivel medio del embalse

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Coordenadas de los perfiles geológicos descritos en campo.	59
Tabla 2: Descripción de la roca según el grado de meteorización.	61
Tabla 3: Coordenadas de las estaciones geomecánicas.	62
Tabla 4: Registro de datos de fracturas en la cerrada C1.	82
Tabla 5: Conductividad hidráulica en la cerrada C1.	84
Tabla 6: Cálculo de filtraciones.	85
Tabla 7: Resistencia de la roca intacta a compresión simple. Valoración de 0 a 15.	87
Tabla 8: RQD (Rock Quality Designation). Valoración de 0 a 20.	87
Tabla 9: Espaciado de las juntas. Valoración de 0 a 20.	87
Tabla 10: Condición y estado de las juntas. Valoración de 0 a 30.	88
Tabla 11: Presencia de agua. Valoración de 0 a 15.	88
Tabla 12: Categoría de la roca según la clasificación RMR.	89
Tabla 13: R.Q.D: Índice de calidad de la roca.	89
Tabla 14: J_n = Índice de diaclasado que indica el grado de fracturación.	90
Tabla 15: J_r = Índice de que contempla la rugosidad, relleno y continuidad de las discontinuidades.	90
Tabla 16: J_a = Índice de alteración de las discontinuidades.	91
Tabla 17: J_w = Coeficiente reductor por la presencia de Agua.	91
Tabla 18: SRF (Stress reduction factor) es el coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional sobre el macizo rocoso.	92
Tabla 19: Índice Q.	93
Tabla 20: Parámetros geotécnicos de las rocas (cerrada C1).	96

Tabla 21: Parámetros geotécnicos de los materiales empleados para la construcción del terraplén de la presa (cerrada C1).	97
Tabla 22: Caudales para varios periodos de retorno (cerrada C1).....	104
Tabla 23: Área y volumen de embalse (cerrada C1).....	104
Tabla 24: Cotas y caudales punta de entrada y salida al embalse.	132
Tabla 25 Cálculo de conductividad hidráulica.	135
Tabla 26 Caudal de filtración.....	136
Tabla 27: Sobreelevación por ola sísmica	180
Tabla 28: Comprobación de resguardos en presas de hormigón.....	182
Tabla 29: Resultados del empuje hidrostático en Ton/m	185
Tabla 30: Resultante del diagrama de subpresiones en Ton/m	187
Tabla 31: Sismo de Proyecto (TP) = Terremoto muy raro (Tr = 1.000 años).	190
Tabla 32: Sismo Extremo (TE) = Terremoto Extremadamente raro (Tr = 10.000 años).	191
Tabla 33: Resultados de la Presa Jama.	198

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Precipitación Mensual, Pedernales.	3
Figura 1.2: Precipitación Anual, Pedernales.	4
Figura 2.1: Provincia de Manabí.	11
Figura 2.2: Ubicación general de los sitios de presa analizados por INASSA (Proyecto de Presa Coaque).	21
Figura 2.3: Esquema hidráulico Alternativa 1. Jama	26
Figura 2.4: Esquema hidráulico Alternativa 2. Yescas	28
Figura 2.5: Esquema hidráulico Alternativa 3. Palalache	30
Figura 2.6: Rellenos de suelos y enrocados utilizados en la construcción de presas.	33
Figura 2.7: Principales alternativas para la construcción de presas de relleno de suelo y relleno de suelo-enrocado.	34
Figura 2.8: Presas homogéneas.	35
Figura 2.9: Presas heterogéneas (zonificadas).	36
Figura 2.10: Presas de pantalla.	38
Figura 2.11: Principales alternativas para la construcción de presas de enrocado	40
Figura 2.12: Elementos de una presa típica de materiales sueltos.	43
Figura 2.13: Presas de hormigón.	45
Figura 2.14: Presas de arco.	47
Figura 3.1: Ubicación de la presa y aliviadero en la cerrada C1.	51
Figura 3.2: Sitio de presa (cerrada C1), el eje está marcado aproximadamente, el vaso se ve al fondo.	52
Figura 3.3: Sitio de presa (Cerrada C1), vista del empotramiento derecho hacia abajo, nótese la existencia de una vía en construcción.	53
Figura 3.4: Afloramiento de andesitas basálticas de la Formación Piñón (K)	55

Figura 3.5: Camino que sale en la carretera a Pedernales en la desembocadura del río Coaque y llega a Quiauaque.....	56
Figura 3.6: Vista general del talud del camino a Coaque excavado en el aglomerado volcánico alterado.	57
Figura 3.7: Geología general relacionada al sitio de la Cerrada C1.	58
Figura 3.8: Localización de la cuenca del río Coaque.	63
Figura 3.9: Límites hidrográficos de la cuenca del río Coaque.	65
Figura 3.10: Vista aérea de la localización de la cerrada C1 en el río Coaque.	66
Figura 3.11: Ubicación de las cinco líneas sísmicas.	73
Figura 3.12: Perfil geotécnico CLT-3 (cerrada Coaque).	75
Figura 3.13: Perfil geológico CLT-5 (cerrada Coaque).	76
Figura 3.14: Leyenda.	77
Figura 3.15: Interpretación geotécnica cercana al eje de la cerrada C1.	80
Figura 3.16: Zona de estudio (cerrada C1).	99
Figura 3.17: Plano topográfico disponible (cerrada C1).	100
Figura 3.18: Modelo digital del terreno (cerrada C1).	101
Figura 3.19: Vista 3D de los ríos Coaque y San José (cerrada C1).	102
Figura 3.20: Perfil transversal de los ríos San José y Coaque (cerrada C1).	103
Figura 3.21: Topografía y cerrada Jama.	108
Figura 3.22: Perfil de la cerrada Jama.	109
Figura 3.23: Vista aérea de la cerrada Jama.	109
Figura 3.24: Geología de la cerrada Jama.	110
Figura 3.25: Geología del vaso de la cerrada Jama.	116
Figura 3.26: Cuenca del río Jama.	117
Figura 3.27: Límites hidrográficos de la cuenca del río Jama.	119
Figura 3.28: Levantamiento de fracturas (cerrada Jama).	120

Figura 3.29: Perfil geofísico ubicado aproximadamente en el eje de presa propuesto (cerrada Jama).	125
Figura 3.30: Perfil geotécnico ubicado aproximadamente en el eje de presa propuesto (cerrada Jama)	126
Figura 3.31: Laminación hidrograma para un periodo de retorno de 5000 años.	132
Figura 3.32: Laminación hidrograma para un periodo de retorno de 1000 años.	133
Figura 3.33: Fracturas del macizo rocoso de la presa Jama.	138
Figura 4.1: Implantación de la presa y aliviadero en la cerrada C1.	145
Figura 4.2 Tipo de cuerpo de presa que se propone en la cerrada C1.	146
Figura 4.3: Perfil topográfico tomado a unos 168m aguas abajo de la confluencia del estero Venado.	151
Figura 4.4: Perfil topográfico tomado a unos 213 m aguas abajo la confluencia del estero Venado.	151
Figura 4.5: Perfil topográfico tomado a unos 248 m aguas debajo de la confluencia del estero Venado	152
Figura 4.6: Perfil topográfico tomado a unos 283 m aguas abajo la confluencia del estero Venado.	153
Figura 4.7: Perfil topográfico tomado a unos 320 m aguas abajo la confluencia del estero Venado.	153
Figura 4.8: Perfil geotécnico general en el eje propuesto (cerrada Jama).	155
Foto 4.9: Vista de la cerrada, en dirección aguas abajo, con el empotramiento derecho en el mismo lado de la foto.	157
Figura 5.1 Modelo de análisis del Método de Morgenstern-Price.	167
Figura 5.2: Fuerzas horizontales en el Método de Morgenstern-Price.	168
Figura 5.3: Modelo empleado para el diseño.	170
Figura 5.4: Red de flujo.	170
Figura 5.5: Sin embalse aguas abajo.	172
Figura 5.6: Sin embalse aguas arriba.	172
Figura 5.7: Con Embalse aguas abajo.	173
Figura 5.8: Con Embalse aguas arriba.	173

Figura 5.9: Con embalse aguas abajo sismo 0.30g	174
Figura 5.10: Con embalse aguas arriba sismo 0.30g	174
Figura 5.11: Con embalse aguas abajo sismo 0.50g	175
Figura 5.12: Con embalse aguas arriba sismo 0.50g	175
Figura 5.13: Resultados del diseño (presa Jama)	197

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN Y ANTECEDENTES.

1.1. INTRODUCCIÓN.

Dentro del grupo de Proyectos emblemáticos del Gobierno de Ecuador se ha considerado al Proyecto Multipropósito Jama y Coaque como uno de ellos, los cuales tienen como propósito impulsar el desarrollo económico, el bienestar social, en conjunto con la conservación del medio ambiente del área intervenida (1).

El proyecto Multipropósito Jama y Coaque está considerado dentro de la Estrategia Nacional de Cambio Climático 2010-2030 como una medida de mitigación y prevención. (2).

¹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013.

² MINISTERIO DEL AMBIENTE, 2008, política y estrategia nacional sobre el cambio climático para el Ecuador.

En Ecuador cada vez se manifiestan con mayor intensidad variaciones climáticas, que generan fuertes lluvias o ardientes sequías, bajas y altas temperatura, y alteran los vientos de manera temporal y espacial.

Como resultado de estas variaciones climáticas se tienen impactos mayormente negativos, ya que inciden sobre los ciclos naturales que sostienen la forma de vida de varias poblaciones que debido a su escases de recursos no son capaces de afrontar estos fenómenos de la naturaleza (3).

El sector productivo en conjunto con las áreas de la población del cantón Pedernales, Jama, Chone y San Vicente se han visto muy afectados, no solo por el cambio climático en la provincia, sino también por falta de obras de infraestructura, superestructura y sobre todo la falta de un plan integral para el manejo de los recursos hídricos de la zona (4).

³ MINISTERIO DEL AMBIENTE, 2008, política y estrategia nacional sobre el cambio climático para el Ecuador.

⁴ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013.

El índice promedio mensual de precipitación para Pedernales es de 79.33 mm de lluvia, de lo cual para los meses de Enero a Mayo se tienen precipitaciones de 76.22 mm a 206.16 mm de lluvia y para los meses de Junio a Diciembre las precipitaciones son entre 46.69 mm a 12.72 mm de lluvia (5). Estas precipitaciones son en base a información desde 1965 a 1996.

En base a estos datos, se observa el déficit hídrico que existe en la provincia de Manabí, el cual se ha generalizado en los últimos años.

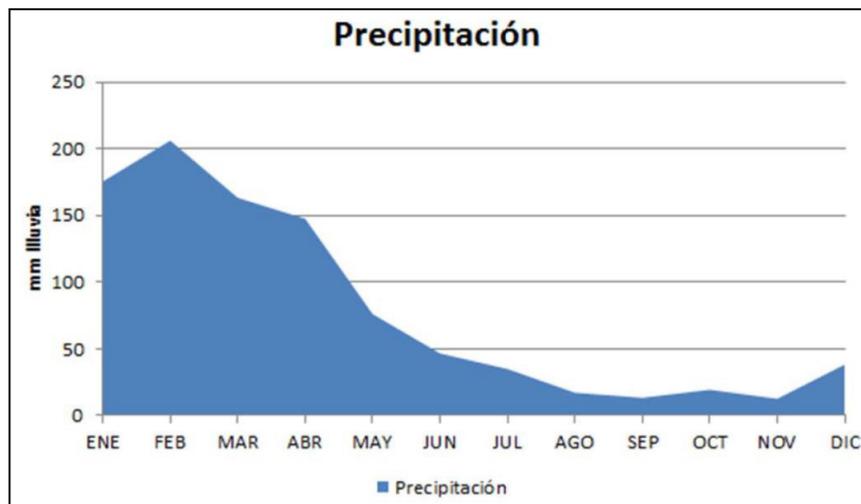


Figura 1.1: Precipitación Mensual, Pedernales.

Fuente: Tabla dinámica con información de la base de datos SENAGUA, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología – Secretaría Nacional Del Agua (2012).

⁵INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA (INAMHI) - Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2012, precipitaciones mensuales, Pedernales.

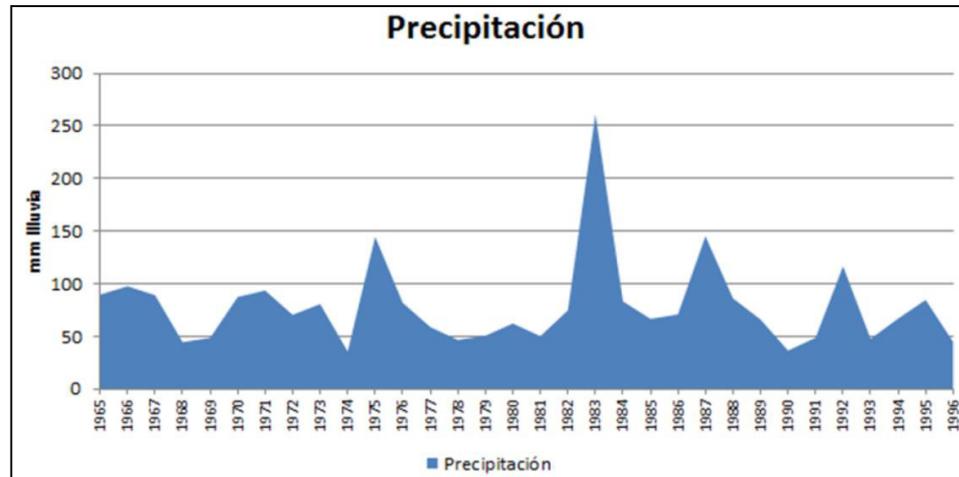


Figura 1.2: Precipitación Anual, Pedernales.

Fuente: Tabla dinámica con información de la base de datos SENAGUA, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología – Secretaría Nacional Del Agua (2012).

A continuación se detallan los beneficios del proyecto.

El Proyecto Multipropósito Coaque beneficiaría a la población de Manabí en lo siguiente:

- Disposición de caudal suficiente para la transformación en regadío de 2284 Ha, repartidas en el cantón Pedernales: zonas regables de Chamera de Coaque (642 Ha) y Pedernales (1642 Ha) ⁽⁶⁾.

⁶ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

- Disposición de caudal suficiente para el consumo humano de las poblaciones de Pedernales, Cojimies, Coaque, Atahualpa y 10 de Agosto (⁷).

Mientras que el Proyecto Multipropósito Jama tiene como objetivo disponer de agua regulada en la cuenca el río Jama que permita el desarrollo agrícola, hidroeléctrico, y abastecimiento de agua para el consumo humano en la zona de actuación. Concretamente los objetivos se han establecido en:

- Disposición de caudal suficiente para la transformación en regadío de 6.600 ha, repartidas en los cantones de Jama: zonas regables de Jama (1.150 ha) y Don Juan (950 ha), Chone: zona regable de San Ramón (1.500 ha) y San Vicente: zona regable de Briceño (3.000 ha) (⁸).
- Disposición de caudal suficiente para el consumo humano de las poblaciones de: Jama y Don Juan (Cantón Jama), San Isidro (Cantón Sucre), Eloy Alfaro (Cantón Chone), Canoa, Briceño y San Ramón (Cantón San Vicente) (⁹).

⁷ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

⁸ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

⁹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

- Disposición de caudal para el desarrollo hidroeléctrico con instalación de 10 MW de hidroelectricidad ⁽¹⁰⁾.

Estos beneficios quedan supeditados a la garantía de mantenimiento de los caudales ecológicos del río Coaque y del río Jama de forma que el desarrollo indicado no suponga una alteración de los factores medioambientales.

1.2. ANTECEDENTES.

Los estudios preliminares del Proyecto Multipropósito Jama y Coaque comenzaron en el año 1965, dentro de un Programa de Cooperación Técnica entre la Organización de las Naciones Unidas (ONU) y el Gobierno de Ecuador. Posteriormente en 1979, el CRM (Centro de Rehabilitación de Manabí) mejoró la información básica de hidrología, topografía y geología por medio de algunos estudios realizados ⁽¹¹⁾.

En 1985 el Instituto Nacional Ecuatoriano de Recursos Hídricos (INERHI) introdujo nuevos elementos a las alternativas propuestas.

¹⁰ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

¹¹ CRM - INERHI - CONADE, plan integral de desarrollo de los recursos hídricos de la provincia de Manabí.

Para el periodo 1986-1987 dentro del Programa Presupuesto se aprobó el Programa de Cooperación técnica que incluyó un Proyecto de Estudio de Desarrollo Hidráulico de la Provincia de Manabí. La Secretaría General de la Organización de los Estados Americanos y el Gobierno de Ecuador firman el 13 de Marzo de 1987 el Acuerdo de Cooperación Técnica para generar un Plan Integral de Desarrollo de los Recursos Hídricos de la Provincia de Manabí elaborado por el Centro de Rehabilitación de Manabí (12)

El Proyecto se orientará específicamente a la formulación de un Plan Integral de Desarrollo de los Recursos Hídricos de la Provincia de Manabí (PHIMA) y la institución que ejecutara dicho Proyecto será el Centro de Rehabilitación de Manabí (CRM) junto con el apoyo del Instituto Nacional Ecuatoriano de Recursos Hídricos (INERHI) y la Coordinación del Consejo Nacional de Desarrollo (CONADE), esto según decisión del Gobierno de Ecuador (13)

Para la ejecución de dicho proyecto se estableció dos fases:

- La Fase I se inició el 27 de Noviembre de 1987 y concluyó en Junio de 1989 con la entrega de sesenta y tres (63) documentos o

¹² CRM - INERHI - CONADE, plan integral de desarrollo de los recursos hídricos de la provincia de Manabí.

¹³ CRM - INERHI - CONADE, plan integral de desarrollo de los recursos hídricos de la provincia de Manabí.

informes sectoriales en los que se hace un diagnóstico actualizado y consolidado de la región y de su problemática hidráulica, a la vez que se formulan las metas y estrategias para las cinco (5) zonas de desarrollo en que se dividió la provincia, se identifican también programas y proyectos. Previamente el grupo nacional inicio la preparación de un pre-diagnóstico del área del Proyecto (14).

- La Fase II inició el 25 de Enero de 1989 con la incorporación al Proyecto de la “Agencia Internacional de Cooperación del Gobierno de Japón” (JICA) en cooperación con OEA y el Gobierno de Ecuador, y concluye el mes de Diciembre **del mismo año** con la formulación del Plan Hidráulico de Manabí (15).

El informe final del (PHIMA) recomendó el desarrollo del Estudio de Factibilidad del Proyecto Multipropósito Jama y Coaque, para dar solución al déficit hídrico en la zona de desarrollo de la provincia de Manabí, dicho informe fue entregado en Enero de 1990 por JICA.

En agosto de 2012, el Gobierno Ecuatoriano, a través de la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) contrata los Servicios de consultoría para la elaboración de los estudios del Proyecto Multipropósito Jama y

¹⁴ CRM - INERHI - CONADE, plan integral de desarrollo de los recursos hídricos de la provincia de Manabí.

¹⁵ CRM - INERHI - CONADE, plan integral de desarrollo de los recursos hídricos de la provincia de Manabí.

Coaque a fin de analizar la viabilidad técnica, económica, social y ambiental del proyecto en las fases de Prefactibilidad, Factibilidad y Diseños Definitivos en los componentes de: riego, agua para consumo humano y generación de energía hidroeléctrica.

CAPÍTULO 2

2. INFORMACIÓN EXISTENTE Y ANÁLISIS.

2.1. LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO.

El Proyecto Multipropósito Jama y Coaque se encuentra ubicado en la Provincia de Manabí, la cual está ubicada en la región litoral o costa en el emplazamiento centro-noroeste del Ecuador continental en Ecuador.

Manabí es la tercera provincia más poblada de Ecuador ⁽¹⁶⁾, su capital es Portoviejo, la ciudad más poblada es Manta, la cual es un importante centro pesquero y de transferencia de carga del Ecuador. Limita al norte con la provincia de Esmeraldas, al sur con la provincia de Santa Elena y de Guayas, al este con la provincia de Guayas, Santo Domingo de los Tsáchilas y Los Ríos, al oeste con el Océano Pacífico.

¹⁶ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Censo de población de vivienda 2010.

Específicamente las zonas de estudio se localizan en el área de Pedernales-Coaque y los cantones de Jama, San Vicente, Chone y Sucre (San Isidro).

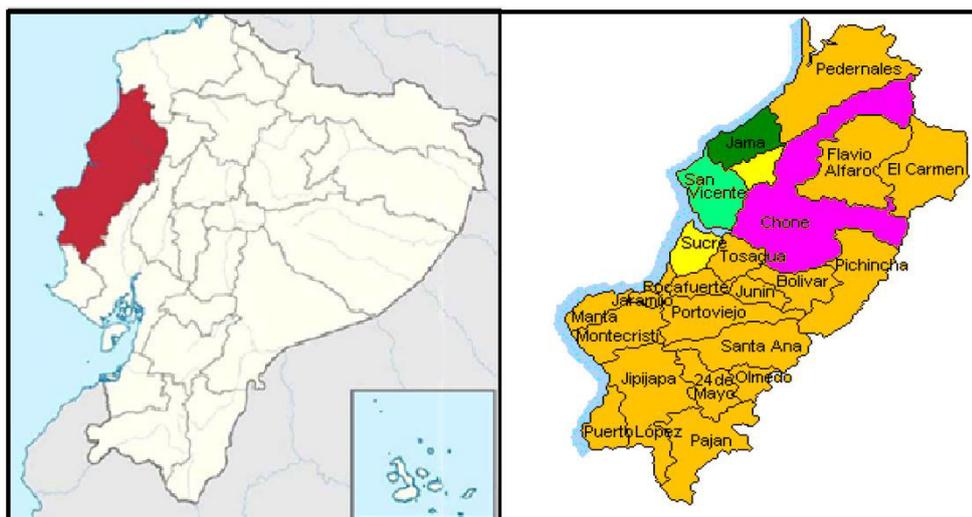


Figura 2.1: Provincia de Manabí.

La zona de estudio se ubica en la Demarcación Hidrográfica de Manabí (zona terrestre y marina compuesta por una o varias cuencas hidrográficas vecinas y las aguas de transición, subterráneas y costeras asociadas a dichas cuencas), que tiene un área de aproximadamente 11.670 km², y está localizada en el centro-noreste del Ecuador continental, los límites naturales son: por el norte las cuencas del río Muisne y del río Balzar, por el sur las cuencas del río Manglaralto y río

Valdivia, por el este en su mayor parte por la cuenca del río Daule y parte por el río Blanco y al oeste el Océano Pacífico.

Debido a su caudal, el río más importante es el Chone, el cual nace en las faldas occidentales de la cordillera de Balzar y desemboca en Bahía de Caráquez. Tiene como afluentes a los ríos Mosquito, Garrapata y San Lorenzo por el margen derecho y el río Tosagua con sus afluentes el Canuto y el Calceta por el margen izquierdo, siendo una de las cuencas más importantes de la provincia. El río Quinindé nace al noroeste del cantón Chone, proveniente de la vertiente del río Esmeraldas, sigue hacia el oriente y el norte, recibiendo las aguas de ríos importantes como el Piojito y el Mongoya. Otros ríos de importancia son el río Jama con su tributario el Mariano y el Canoa, que recibe las aguas del Tabuchilla y del Muchacho ⁽¹⁷⁾.

El río Portoviejo nace en las montañas de Paján y Puca y desemboca en la Bahía de Charapotó.

Otro río de importancia es el río Portoviejo, que nace en el embalse de Poza Honda, y que transcurre por Santa Ana creando entre su nacimiento

¹⁷ Asociación para la Cooperación con recursos para el desarrollo (ACORDES), Escuela para niños / as, adolescentes y centro de capacitación para mujeres de la ciudad de Pedernales.

y este cantón una serie de lindísimos Balnearios, continuando su recorrido por la capital Portoviejo, cruzándola, para a partir de ahí regar uno de los graneros del Ecuador, el Valle que lleva el nombre del mismo río cruzando Rocafuerte y Charapotó donde se produce el mejor arroz del país, para desembocar en el Pacífico al sur del Balneario San Jacinto, no sin antes dejarnos una zona ecológica maravillosa como es su Estuario y Manglar “La Boca”, dormitorio y hábitat de muchas especies de aves, reptiles y crustáceos ⁽¹⁸⁾.

Se describe a continuación los distintos cantones incluidos dentro de la zona de actuación del proyecto de presa Jama y Coaque con indicación de las parroquias beneficiadas y su respectiva componente (riego, abastecimiento e hidroelectricidad).

CANTÓN PEDERNALES.

El cantón Pedernales tiene una superficie de 1907.25 Km² con una población de 55.128 habitantes distribuida en 4 parroquias ⁽¹⁹⁾.

1 parroquia urbana:

- Pedernales (Cabecera cantonal)

¹⁸ Univialeaecuador.wordpress.com (ECUADOR TOURIST).

¹⁹ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Censo de población de vivienda 2010.

3 parroquias rurales:

- Cojimés.
- 10 de Agosto.
- Atahualpa.

CANTÓN JAMA.

El Cantón Jama tiene una superficie de 575 km² y una población de 23.253 habitantes distribuidos en una única parroquia ⁽²⁰⁾.

1 parroquia urbana:

- Jama (riego, abastecimiento, hidroelectricidad)

CANTÓN CHONE.

El Cantón Chone tiene una superficie de 3.570,60 km² y una población de 233.588 habitantes distribuidos en 9 parroquias ⁽²¹⁾.

2 parroquias urbanas:

- Chone

²⁰ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Censo de población de vivienda 2010.

²¹ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Censo de población de vivienda 2010.

- Santa Rita

7 parroquias rurales:

- Canuto (la más poblada y antigua del cantón).
- Convento
- Chibunga
- San Antonio
- Eloy Alfaro (abastecimiento)
- Ricaurte (riego)
- Boyacá (riego)

CANTÓN SAN VICENTE.

El Cantón San Vicente tiene una superficie de 715 km² y una población de 19.116 habitantes distribuidos en 2 parroquias ⁽²²⁾.

1 parroquia urbana:

- San Vicente (riego y abastecimiento)

²² Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Censo de población de vivienda 2010.

1 parroquia rural:

- Canoa (riego y abastecimiento)

CANTÓN SUCRE.

El Cantón Sucre tiene una superficie de 764 km² y una población de 57.159 habitantes distribuidos en 4 parroquias ⁽²³⁾.

2 parroquias urbanas:

- Bahía de Caráquez
- Leonidas Plaza Gutiérrez

2 parroquias rurales:

- Charapotó
- San Isidro (abastecimiento)

La parroquia de San Isidro, beneficiada por este proyecto, está separada del resto del Cantón por la desembocadura del río Chone y el Cantón San Vicente.

²³ Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), Censo de población de vivienda 2010.

Las zonas de riego por desarrollar en el proyecto de presa Jama se sitúan en las siguientes localizaciones:

- Zona de Riego Jama (1.150 ha). Cuenca baja del río Jama.
- Zona de Riego Don Juan (950 ha). Cuenca del arroyo Don Juan, ubicada al norte de la cuenca del río Jama y zonas regables de arroyos independientes situados más al norte.
- Zona de Riego San ramón (1.500 ha). Cuenca del arroyo San Ramón – Río Rancho Viejo, afluente del río Chone por margen derecha. Se sitúa al sur de la cuenca del río Jama.
- Zona de Riego Briceño (3.000 ha). Cuenca del río Briceño situada al sur-oeste de la cuenca del río Jama.

2.2. DETERMINACIÓN DE LOS SITIOS DE PRESA.

Cuando se va a seleccionar un determinado sitio para la construcción de una gran obra de ingeniería como es el caso de una presa se deben considerar varios aspectos tales como: funcionalidad, topografía, geología, geotecnia, estudio hidrológico, factor económico, factor social y cultural, impacto ambiental entre otros, teniendo siempre en cuenta la relación costo-beneficio.

La presente tesis se basa en un estudio llamado “MULTICRITERIO” realizado por INASSA, en el cual realizó una evaluación a varios posibles sitios de presa para el Proyecto Multipropósito Jama y Coaque y se seleccionó el sitio de presa más apropiado considerando los siguientes factores: factor funcional, factor económico, aspectos ambientales, entre otros.

A continuación se hace una breve descripción de los posibles sitios de presa analizados.

a) PROYECTO DE PRESA COAQUE.

Se analizaron tres posibles sitios de presa.

- **La Cerrada C1** es la solución más económica, tiene captación en el cauce del río Coaque, aguas arriba de la confluencia con el San José, tiene una cerrada topográficamente muy favorable con buenas condiciones geológico-geotécnicas y un vaso también favorable. Esta solución no afecta a la población de Atahualpa, sin embargo sus aspectos negativos son: la necesidad de realizar una importante elevación de agua, ya que se sitúa a cota baja. Aparentemente se pueden producir deslizamientos potenciales en el embalse, aunque estos a priori se producirían en la zona de cola del vaso y no deben presentar una gran influencia en la factibilidad

de la obra. Por otra parte inunda una pequeña zona regable de extensión reducida, en el entorno de 100 hectáreas ⁽²⁴⁾.

- **La Cerrada C4** tiene captación y regulación en el cauce del río Coaque, aguas arriba de Atahualpa. Es la única opción que no necesita que se realice una elevación de agua ya que se encuentra a cota suficientemente elevada para suministrar el agua por gravedad a todas las zonas regables. Otra ventaja es que da mayor protección frente a potenciales inundaciones. Sin embargo es muy costosa en relación a las otras dos soluciones y presenta mayores riesgos geológicos con potenciales deslizamientos que pudieran producirse en el embalse y en la propia cerrada ⁽²⁵⁾.

- **La Cerrada S1** tiene captación y regulación en el arroyo del río San José, en las proximidades de la desembocadura al río Coaque, es la solución más económica en el arroyo San José. Su costo es mayor que la solución C1, pero menor que la solución C4, afecta al núcleo de Santa Rosa pero no a la población mayor de Diez de Agosto. No presenta el mismo peligro geológico que las otras dos alternativas en cuanto a potenciales deslizamientos pero si consta de presencia de fallas. Cabe recalcar que las obras en estudio se encuentran en una zona en la que la problemática al

²⁴ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios multicriterio del proyecto Coaque.

²⁵ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios multicriterio del proyecto Coaque.

respecto es elevada y resaltándose que todos los embalses presentan zonas de falla y que se ha evitado la ubicación de las estructuras del cuerpo de presa sobre cualquier zona fallada, debe hacerse notar que en esta alternativa destaca la presencia de una falla de importancia (la misma que atraviesa el embalse en la alternativa C1) que si bien es cierto no afecta a la cerrada, si lo hace con respecto a la ubicación prevista para el aliviadero en un collar situado en la margen derecha, en el que en cualquier caso es necesario ubicar un pequeño dique de cierre de unos cinco o seis metros de altura de agua, y que en caso de activarse podría provocar la rotura de este pequeño dique y el vaciado del embalse que en esta altura es donde almacena un porcentaje importante del volumen de agua de esta solución ⁽²⁶⁾.

²⁶ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios multicriterio del proyecto Coaque.

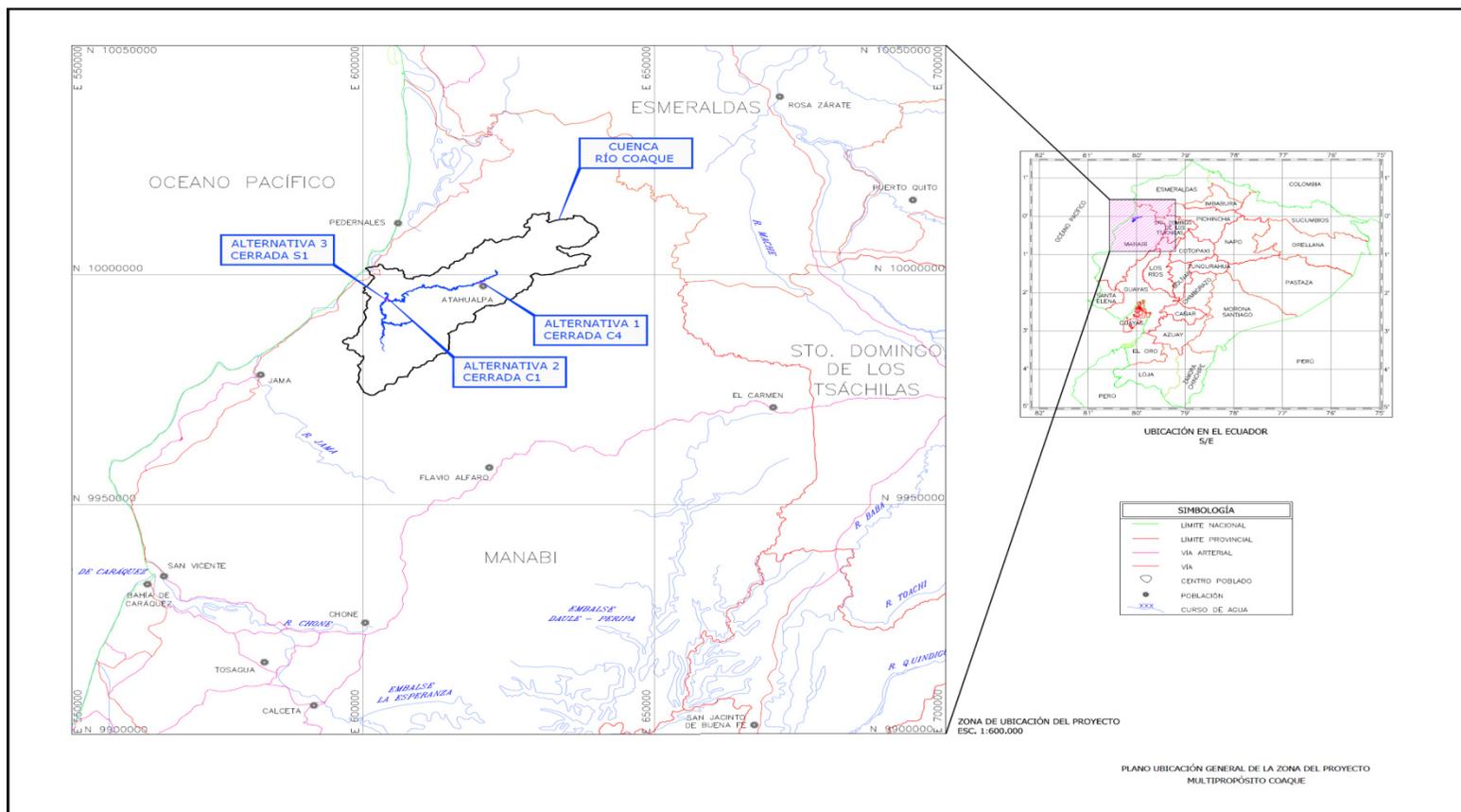


Figura 2.2: Ubicación general de los sitios de presa analizados por INASSA (Proyecto de Presa Coaque).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

RESULTADOS DEL ESTUDIO MULTICRITERIO Y ALTERNATIVA SELECCIONADA (CERRADA C1).

Finalmente de los resultados obtenidos del análisis Multicriterio se llegó a la conclusión que el sitio de presa más apropiado para el desarrollo de los estudios de factibilidad y diseños definitivos es la cerrada C1 con una calificación en negativo de -34.5% a comparación de las otras dos alternativas que obtuvieron -37.3% y -35.7%. ⁽²⁷⁾.

Para los futuros análisis de esta tesis se hace referencia al estudio efectuado por INASSA seleccionando la cerrada C1 como el sitio más conveniente, debido a que alrededor de este se ha recolectado la mayor parte de información topográfica, geológica y geotécnica necesaria para realizar un análisis, que permita finalmente determinar el tipo de presa más conveniente a construir en la cerrada.

²⁷ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios multicriterio del proyecto Coaque.

b) PROYECTO DE PRESA JAMA

En estudios previos se ha considerado tres sitios de cierre válidos, que disponen de características hidrológicas y topográficas convenientes para considerarlos como posibles cerradas para el desarrollo del proyecto.

- **Alternativa 1: JAMA.** Presa de Jama. Se corresponde con la ubicación de la presa en el sitio denominado Jama y ya fue considerada en el PHIMA 1990. La ubicación se sitúa en el río Jama, unos 400 m aguas abajo de la confluencia del río Venado con el río Jama, y antes de la zona de rápidos conocida como los Saltos del Jama. Precisamente estos saltos son los que proporcionan un mayor interés desde el punto de vista de producción hidroeléctrica aunque en el proyecto Jama esta producción estará supeditada a los excedentes resultantes de los usos principales como son el abastecimiento de agua a población y el desarrollo de transformación en regadío ⁽²⁸⁾.

- **Alternativa 2: YESCAS.** Presa de Yescas. Se corresponde con la ubicación de la presa en el sitio denominado Yescas y ya fue considerada en el PHIMA 1990. La ubicación se sitúa en el arroyo

²⁸ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

Yescas, en la parte alta de la cuenca del río Jama, aguas arriba de la confluencia de los arroyos Balzar y Yescas ⁽²⁹⁾.

- **Alternativa 3: PALALACHE.** Presa de Yescas + Presa de Palalache. Esta nueva alternativa es complementaria de la Alternativa 2, debido a su escasez de aportaciones, mediante el aporte conjunto de un nuevo embalse situado en la cuenca alta del río Jama aguas abajo de la confluencia del río Palalache con el río Jama ⁽³⁰⁾.

El planteamiento de los esquemas hidráulicos ha sido similar en las tres alternativas del proyecto de presa Jama mediante la configuración de sus infraestructuras hidráulicas principales, que se desarrollan en los apartados siguientes:

- Presa y embalse.
- Trasvases a Zonas de Riego.

²⁹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

³⁰ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA 1: JAMA

A partir de los parámetros de dimensionamiento de la alternativa, esta comprende las siguientes infraestructuras:

Presa de Jama.

- Trasvases a zona regable: Trasvase Presa Jama - Briceño - San Ramón, y trasvase Presa Jama - Jama - Don Juan. Los trasvases indicados constan a su vez de los siguientes elementos constitutivos de la red en alta:
 - Toma en el Embalse
 - Circuito hidráulico en túnel de baja presión
 - Descarga en balsa reguladora de riego por cada zona: Briceño, San Ramón y Jama- Don Juan.
 - Central hidroeléctrica de Jama. Se configurará a partir del túnel Presa Jama – Jama– Don Juan y aprovecha el desnivel natural correspondiente a los saltos del Jama.
 - Red de riego. La red de riego se configura mediante ramificaciones de conducciones a presión, evitándose la pérdida de agua y garantizándose en

cada parcela una presión en hidrante entre 40 - 50 m.c.a.

- Estaciones de bombeo. Para la consecución del objetivo anterior, en el estudio de prefactibilidad se prevé necesario el establecimiento de un sistema de bombeo para el escalón superior de la superficie regable en cada una de las zonas previstas ⁽³¹⁾.

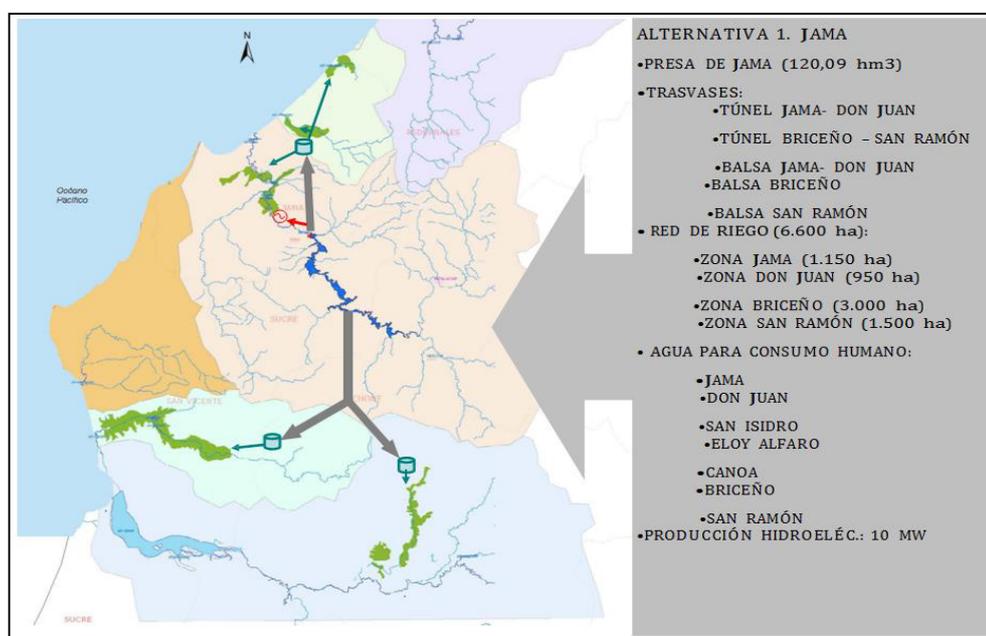


Figura 2.3: Esquema hidráulico Alternativa 1. Jama

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

³¹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA 2: YESCAS

A partir de los parámetros de dimensionamiento de la alternativa ésta comprende las siguientes infraestructuras ⁽³²⁾:

Presa de Yescas.

- Azud de Jama.
- Traslases a zona regable: Traslase San Ramón, y traslase Jama– Don Juan. Los traslases indicados constan a su vez de los siguientes elementos constitutivos de la red en alta:
 - Toma en el Embalse de Yescas o Azud de Jama.
 - Circuito hidráulico en túnel de baja presión
 - Descarga en balsa reguladora de riego por cada zona: San Ramón y Jama-Don Juan.
 - Red de riego. La red de riego se configura mediante ramificaciones de conducciones a presión, evitándose la pérdida de agua y garantizándose en cada parcela una presión en hidrante entre 40 - 50 m.c.a.

³² Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

- Estaciones de bombeo. Para la consecución del objetivo anterior, en el estudio de prefactibilidad se prevé necesario el establecimiento de un sistema de bombeo para el escalón superior de la superficie regable las zonas de Jama y Don Juan.
- Por motivos de regulación no es posible el desarrollo de la zona regable de Briceño ni los correspondientes abastecimientos de agua para consumo humano asociados.
- No se consigue producción hidroeléctrica adecuada por lo que no se plantea la disposición central en esta alternativa.

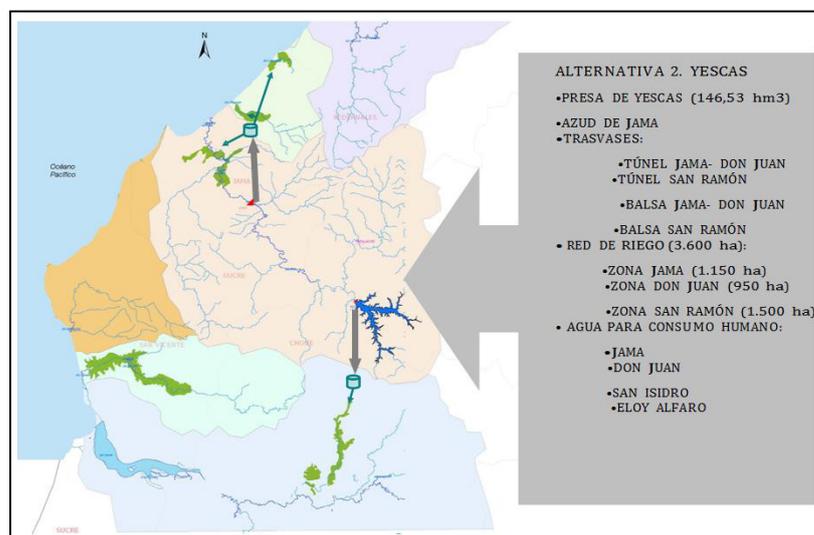


Figura 2.4: Esquema hidráulico Alternativa 2. Yescas

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA 3: PALALACHE

A partir de los parámetros de dimensionamiento de la alternativa ésta comprende las siguientes infraestructuras ⁽³³⁾:

Presa de Palalache

- Presa de Yescas.
- Azud de Jama.
- Traslase desde el embalse de Palalache al embalse de Yescas.
- Traslases a zona regable: Traslase Briceño - San Ramón, y traslase Jama– Don Juan. Los traslases indicados constan a su vez de los siguientes elementos constitutivos de la red en alta:
 - Toma en el Embalse de Yescas o Azud de Jama.
 - Circuito hidráulico en túnel de baja presión
 - Descarga en balsa reguladora de riego por cada zona: Briceño, San Ramón y Jama- Don Juan.
 - Red de riego. La red de riego se configura mediante ramificaciones de conducciones a presión,

³³ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

evitándose la pérdida de agua y garantizándose en cada parcela una presión en hidrante entre 40-50 m.c.a.

- Estaciones de bombeo. Para la consecución del objetivo anterior, en el estudio de prefactibilidad se prevé necesario el establecimiento de un sistema de bombeo para el escalón superior de la superficie regable las zonas de Jama y Don Juan.
- Por motivos de regulación no es posible el desarrollo completo de la zona regable de San Ramón.
- No se consigue producción hidroeléctrica adecuada por lo que no se plantea la disposición central en esta alternativa.

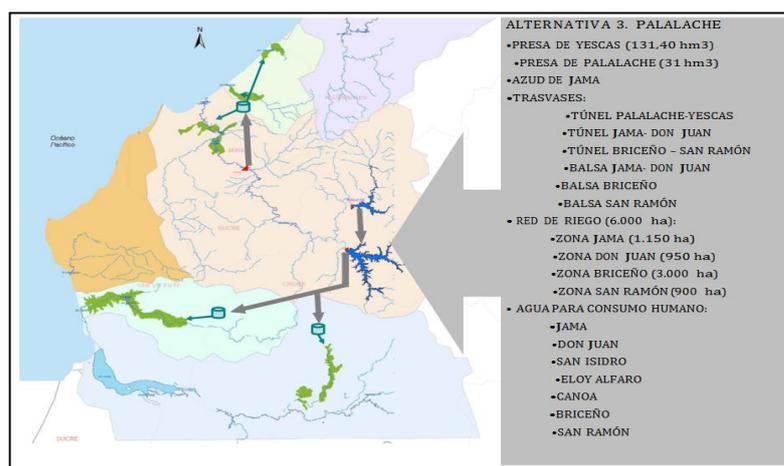


Figura 2.5: Esquema hidráulico Alternativa 3. Palalache

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

RESULTADOS DEL ESTUDIO MULTICRITERIO Y ALTERNATIVA SELECCIONADA EN JAMA.

El estudio Multicriterio realizado por la consultora INASSA, evalúa las alternativas descritas en tres aspectos; Medioambiente, Funcionalidad y Economía.

Considerando la funcionalidad como la cualidad más importante otorgándole un peso de 60%, el medioambiente y la economía tienen un peso de 20% respectivamente, luego del análisis se selecciona la alternativa 1 (Presa Jama) como la más conveniente logrando beneficios superiores a las demás alternativas en los tres aspectos evaluados, es decir los resultados son independientes de los pesos asignados a cada aspecto.

Para los futuros análisis de esta tesis se hace referencia al estudio efectuado por INASSA seleccionando la cerrada Jama como el sitio más conveniente, debido a que alrededor de este se ha recolectado la mayor parte de información topográfica, geológica y geotécnica necesaria para realizar un análisis, que permita finalmente determinar el tipo de presa más conveniente a construir en la cerrada.

2.3. TIPOS DE PRESAS.

Se procede a describir los tipos de presas para la construcción del Proyecto Multipropósito Jama y Coaque.

a) PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Este tipo de presas son las más utilizadas en los países subdesarrollados ya que son menos costosas, y para su construcción se requieren materiales naturales los cuales son obtenidos generalmente cerca del sitio de presa, que por sus características se utilizan como volumen de relleno para el cuerpo de la presa. Estos materiales se compactan mecánicamente sin necesidad de adicionar ningún tipo de agente ligante, por ende la construcción del cuerpo de la presa es un proceso casi continuo y muy mecanizado que utiliza mayormente equipos mecánicos ⁽³⁴⁾.

Este tipo de presas son construidas por lo general en las regiones llanas y semimontañas con valles anchos, lo cual es un indicador de malas condiciones geomecánicas que a su vez se tiene relación con un alto grado de meteorización ⁽³⁵⁾.

³⁴ MODELOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE INFILTRACIÓN EN PRESAS DE MATERIAL SUELTO. ANÁLISIS DE SU USO Y SENSIBILIDAD (TESIS REYNA).

³⁵ Mecánica de Suelos Práctica, 2da Edición mejorada, Ing. Carmen Terreros De Varela.

Tipos de presa según los materiales empleados en su construcción.

Se clasifican en presas de relleno de suelo y de enrocado (escollera).

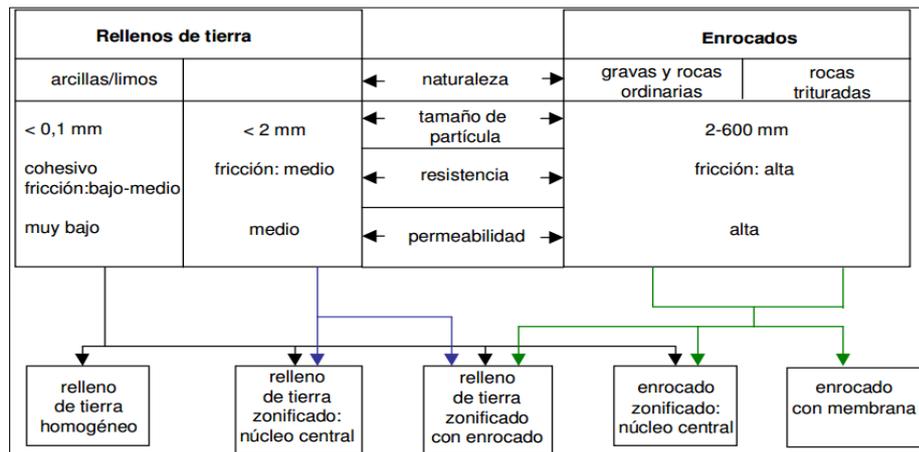


Figura 2.6: Rellenos de suelos y enrocados utilizados en la construcción de presas.

Fuente: (P. Novak y otros, 2001).

1) Presas de Suelo.

Los materiales usados en la construcción de estas presas son muy permeables por lo que es necesario añadirles un elemento impermeabilizante, tienen como característica que el material compactado representa más del 50% del volumen del material colocado, y son compactados en capas más o menos delgadas de manera uniforme e intensiva con un contenido de humedad controlado. Deben cumplir con requisitos menos rigurosos si se

compara con otros tipos de presas ⁽³⁶⁾. Sin embargo pueden sufrir graves daños o incluso ser destruidas por rebose por coronación en caso de no disponer de un aliviadero con capacidad suficiente.

A continuación se presentan diversas secciones más comunes de este tipo de presas.

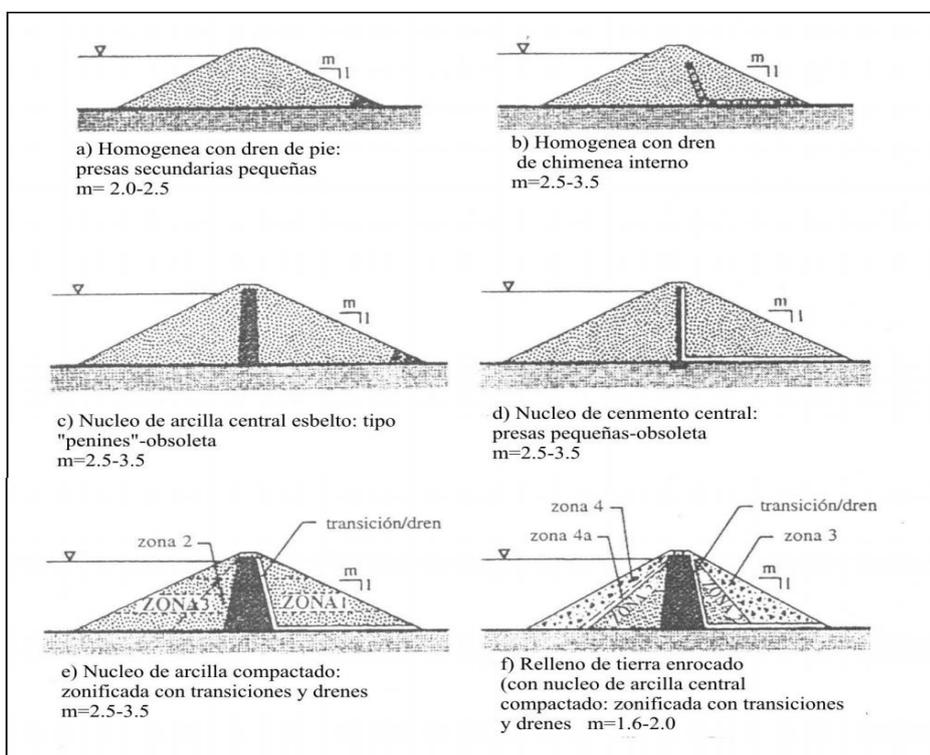


Figura 2.7: Principales alternativas para la construcción de presas de relleno de suelo y relleno de suelo-enrocado.

Fuente: (P. Novak y otros, 2001).

³⁶ MODELOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE INFILTRACIÓN EN PRESAS DE MATERIAL SUELTO. ANÁLISIS DE SU USO Y SENSIBILIDAD (TESIS REYNA).

- **Presas Homogéneas:** son construidas con suelos compactados generalmente de baja permeabilidad y resistentes para proporcionar una estanqueidad y estabilidad adecuada, para garantizar la estabilidad de la presa, los taludes deben ser lo suficientemente tendidos, estas presas constan de un enrocado de protección contra el oleaje aguas arriba del cuerpo de la presa, además poseen un filtro en la base del terraplén aguas abajo, el cual está formado con arena bien graduada cuyo objetivo es que el flujo de agua a través de la masa de suelo no intercepte el talud aguas abajo (37).

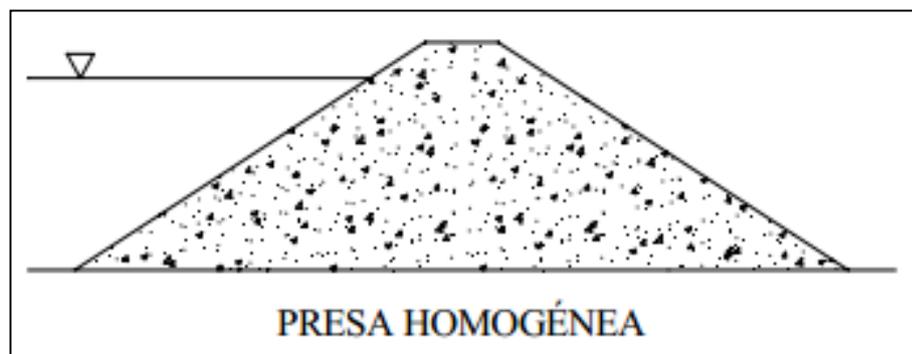


Figura 2.8: Presas homogéneas.

- **Presas Heterogéneas o Zonificadas:** La presa se considera heterogénea si el ancho en horizontal del material

³⁷ Mecánica de Suelos Práctica, 2da Edición mejorada, Ing. Carmen Terreros De Varela.

impermeable en cualquier punto es mayor o igual que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa y no menor a 3.0 m. Tienen un núcleo central impermeable protegido por materiales más permeables. Si la sección de la presa presenta un aumento progresivo de la permeabilidad que va desde el centro hacia cada uno de los taludes, los materiales permeables aguas arriba de la presa darán mayor estabilidad en los desembalses rápidos y aguas abajo actuarán como dren para controlar la filtración. El ancho máximo del material impermeable está condicionado por los criterios de estabilidad y filtración, así como de la disponibilidad de material ⁽³⁸⁾.

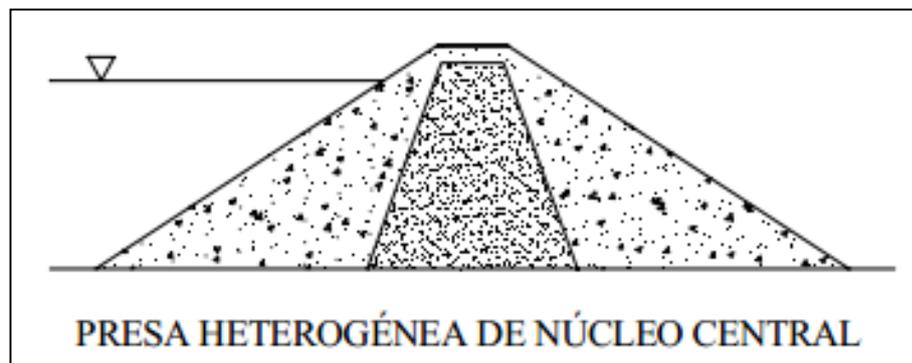


Figura 2.9: Presas heterogéneas (zonificadas).

³⁸ Instituto Tecnológico de Costa Rica (ICOTEC), Análisis técnico-económico comparativo entre dique construido en material granular compactado y dique en gaviones en el embalse del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco (P. H. Cariblanco).

- **Presas de Pantalla:** la estanqueidad en este tipo de presas está garantizada por la presencia de una pantalla delgada de material impermeable, la misma que puede ser colocada en el paramento aguas arriba o en el centro de la presa. Se utilizan materiales impermeables como arena, grava o roca para la construcción del terraplén de presa. Se considera que es una pantalla si el manto o el núcleo central es de suelo y si su espesor horizontal a cualquier altura es menor a 3.0 m o menor que la altura de terraplén que queda por encima, pero si los materiales de suelo impermeable son igual o mayor que este espesor, se considera que es una presa heterogénea ⁽³⁹⁾.

³⁹ MODELOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE INFILTRACIÓN EN PRESAS DE MATERIAL SUELTO. ANÁLISIS DE SU USO Y SENSIBILIDAD (TESIS REYNA).

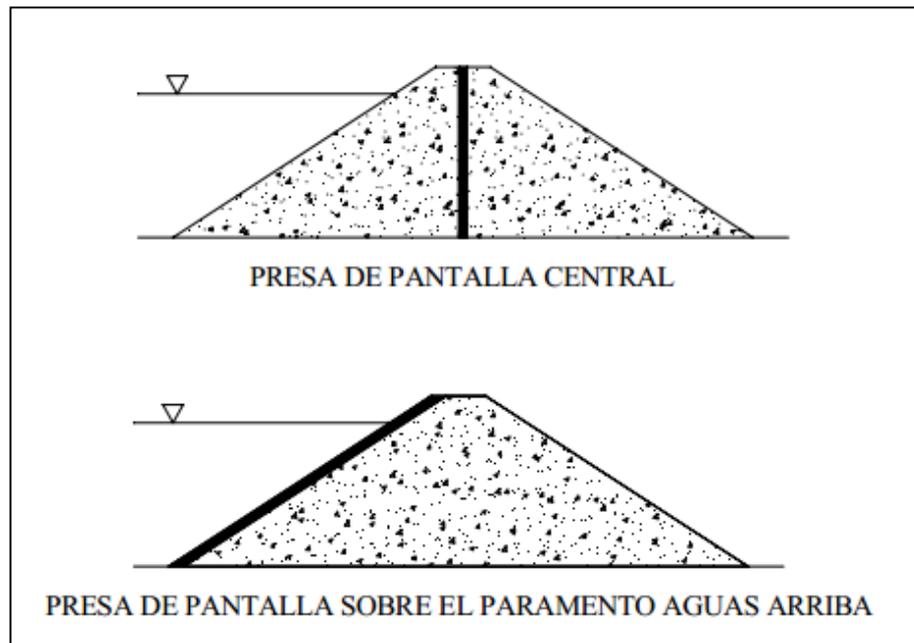


Figura 2.10: Presas de pantalla.

Cabe recalcar que:

El tipo de presas pequeñas más comunes continúan siendo las presas de suelo.

Las grandes presas de suelo por lo general no presentan fallas.

Debido a la falta de cuidado en la construcción las fallas de presas pequeñas continúan siendo algo común.

2) Presas de Enrocado o de Escollera.

Constan de una pantalla impermeable la cual puede ser de relleno de material compactado, concreto o una membrana bituminosa, la misma que evitara la filtración de agua. Permite tener un control de su funcionamiento y realizar reparaciones cuando el nivel del agua baja. Su característica principal es tener conformado más del 50% del material de relleno como roca, es decir material friccional de granulometría gruesa. Las rocas utilizadas en la construcción de estas presas deben tener buena granulometría, de tal manera que se permita una buena compactación ⁽⁴⁰⁾.

Para la construcción de estas presas se utilizan rocas de diversa granulometría de tal manera que se asegure la estabilidad, una pantalla impermeable para darle estanqueidad, además de eso se requieren cimientos que no produzcan asentamientos grandes, los cuales puedan romper la pantalla impermeable, en cuyo caso los únicos cimientos adecuados son: roca, arena, gravas compactas.

⁴⁰ MODELOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA LA DETERMINACIÓN DE INFILTRACIÓN EN PRESAS DE MATERIAL SUELTO. ANÁLISIS DE SU USO Y SENSIBILIDAD (TESIS REYNA).

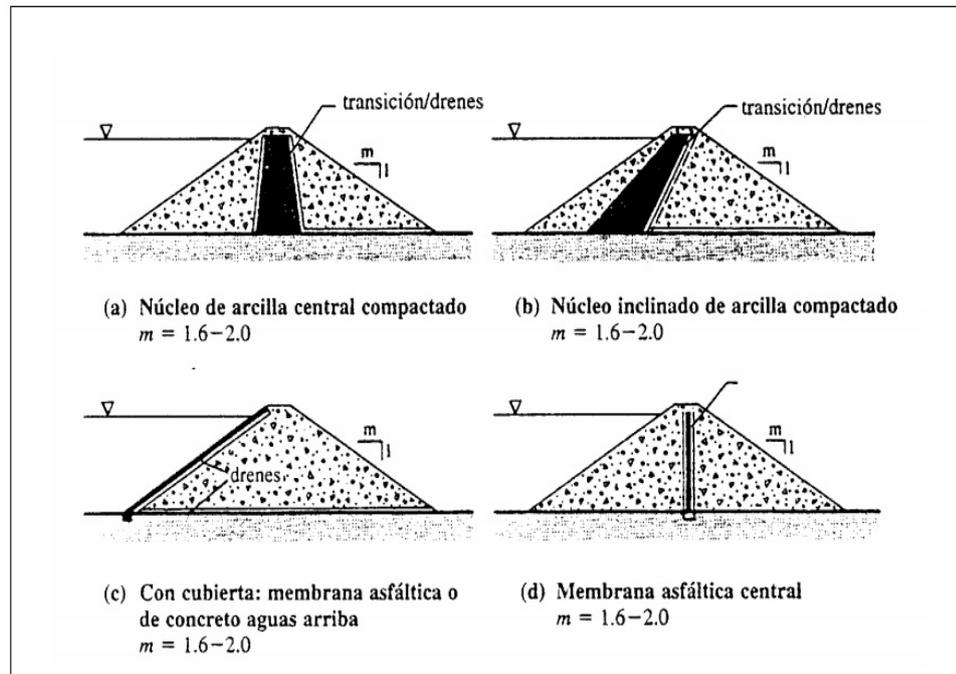


Figura 2.11: Principales alternativas para la construcción de presas de enrocado

Fuente: (P. Novak y otros, 2001).

Debido a las características de los materiales empleados en la construcción de este tipo de presas, no existen problemas de erosión interna y tampoco de subpresiones. Al no existir subpresiones y si se diera el caso que el enrocado se mantenga seco, los movimientos sísmicos no podrán producir presiones intersticiales ⁽⁴¹⁾.

⁴¹ Civil.upb.edu, Enfoques de Diseño de Presas de Enrocado con Membrana Impermeable, 2010.

Las presas de enrocado tienen una mayor resistencia al corte, debido a que los materiales empleados en su construcción tienen mayor fricción, no se considera el problema de presión de poros debido a la alta permeabilidad del material.

ELEMENTOS DE LA PRESA.

Se describen algunos de los elementos de una presa de materiales sueltos.

- Dique o presa: estructura que tiene como objetivo crear un almacenamiento de agua o derivar el río.
- Cerrada o cierre: lugar donde se construirá la presa.
- Altura de presa: distancia vertical máxima entre la cota de coronación (cresta) y la cimentación, lo cual no siempre coincide con la medida desde el cauce del río por la presencia de depósitos aluviales.
- Cresta: superficie superior de la presa que en ciertos casos puede alojar a un camino o la vía de un ferrocarril, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo.
- Talud: plano que constituye la frontera entre los materiales de la presa con el medio circundante.

- Núcleo impermeable: llamado también núcleo de suelo o de arcilla, es el encargado de impedir el paso del agua contenida en el embalse o vaso.
- Respaldos permeables: masas granulares que integran junto con el núcleo impermeable el cuerpo de la presa.
- **Name:** abreviación del nivel de agua, es la elevación del agua en el vaso cuando el vertedero funciona a su máxima capacidad.

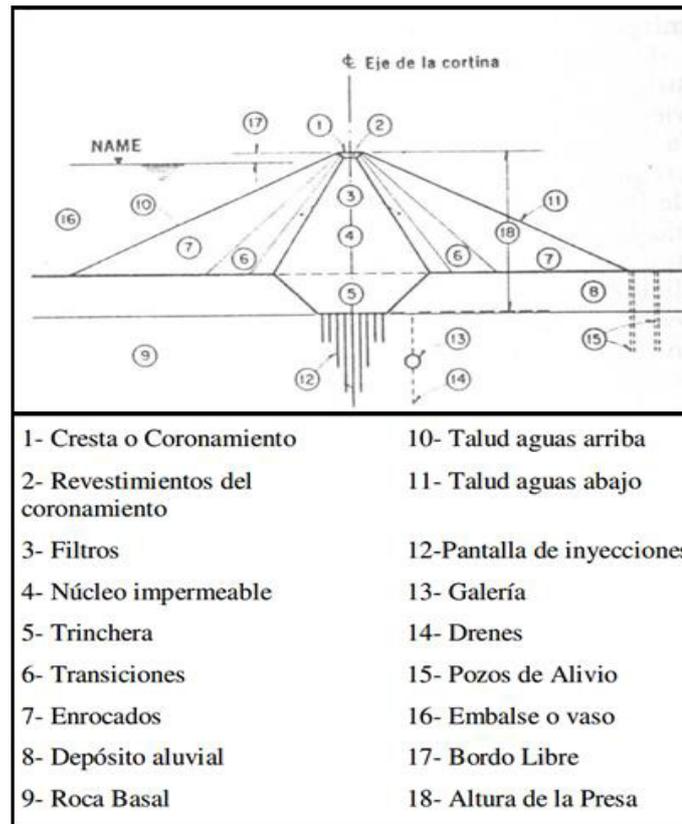


Figura 2.12: Elementos de una presa típica de materiales sueltos.

Fuente: (R. Marsal y otros, 1975).

VENTAJAS DE LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Pueden ser ubicadas en cualquier sitio, desde valles anchos hasta cañones con laderas de baja pendientes.

Los requisitos para la cimentación son menos rigurosos que para otros tipos de presas, pueden ubicarse tanto en roca como en suelos blandos

y compresibles así como en formaciones de suelos relativamente permeables.

Se baja el costo al no tener que transportar material procesado y cemento ya que se usan materiales naturales del lugar.

El diseño es flexible y pueden utilizarse diferentes materiales de relleno siempre y cuando se zonifican apropiadamente en su interior.

El proceso de construcción es mecanizado y continuo.

Con un diseño adecuado se evitan de manera segura las fallas o fracturas generadas por deformaciones debido a asentamientos.

DESVENTAJAS DE LAS PRESAS DE MATERIALES SUELTOS.

Sufren graves daños, incluso pueden ser destruidas por la erosión producida en el caso de un vertido por coronación, lo cual se da cuando el vertedero no es suficiente.

Son vulnerables a filtraciones ocultas, también pueden sufrir daños por la erosión interna de la presa o su cimentación.

b) PRESAS DE HORMIGÓN.

El instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA), clasifica las presas de hormigón según su forma en:

- De gravedad
- De contrafuertes
- De arco
- De bóvedas o arcos de doble curvatura
- Mixta

Presa de gravedad:

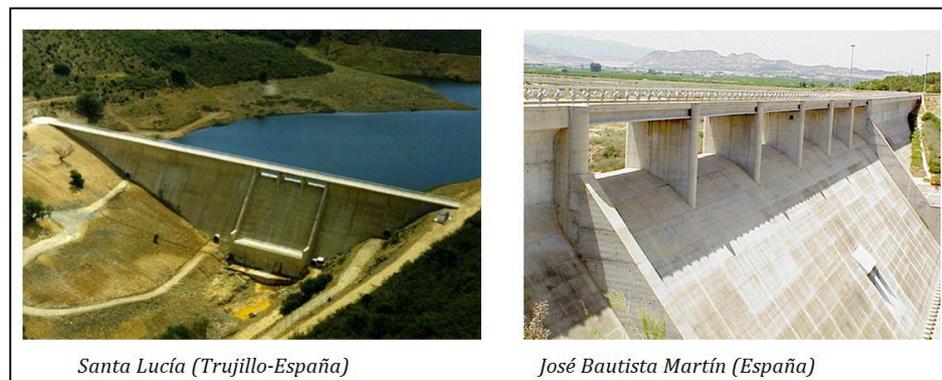


Figura 2.13: Presas de hormigón.

Fuente: IECA, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

La estabilidad de este tipo de presas está ligado al propio peso de la superestructura. Las cargas provenientes del peso son transmitidas hacia la cimentación requiriendo que el macizo rocoso donde se construya tenga buenas características geomecánicas que le permitan soportar la presa, debido a que las propiedades elásticas del hormigón no le permiten asimilar

grandes deformaciones, las cuales pueden provocar agrietamiento y el fallo de la presa. Son durables y no requieren un mantenimiento constante.

El aliviadero en una presa de hormigón puede estar incorporado directamente en el cuerpo de la presa, debido a que no se tienen problemas de erosión por el flujo, pero se puede requerir que se realicen proyectos de estabilización de taludes, en los empotramientos de la presa aun por encima de la corona, de tal manera que si por condiciones no previstas el nivel del flujo sobrepasa la corona, se tiene un mecanismo de protección impidiendo que se produzca erosión en las partes superiores de los estribos.

- Escollera, tierra homogénea, tierra zonificada, CFRD (grava con losa de hormigón), de roca.
- De hormigón tipo HRC (hormigón compactado con rodillo) y hormigón convencional.

Debido a la distribución de los empujes provenientes del embalse, las presas de gravedad generalmente tienen una forma triangular con una base ancha en la cimentación que se va reduciendo a medida que se avanza a la superficie. Los mayores esfuerzos estarán ubicados en zonas relativamente cercanas a cimentación requiriendo que la presa sea más ancha a mayor profundidad, se

deben desarrollar soluciones de control de subpresiones, ya que si el macizo rocoso se encuentra fracturado en un alto rango la subpresiones actuarán en sentido contrario a la estabilidad al deslizamiento de la presa. Soluciones actuales al control del flujo debajo de la presa es instalar estaciones de drenaje o realizar inyecciones de impermeabilización del macizo rocoso.

Presas de arco:

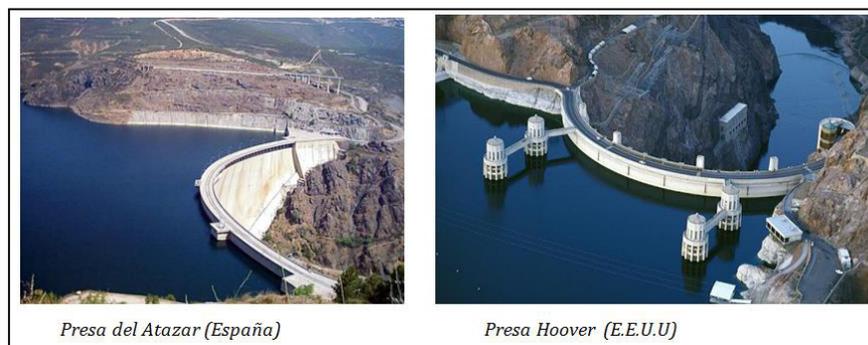


Figura 2.14: Presas de arco.

Fuente: IECA, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

La distribución de estas presas les permiten transferir los esfuerzos hacia los estribos de la presa y consecuentemente al macizo rocoso en concentraciones elevadas, requiriendo construirse en rocas resistentes con buenas características geomecánicas, además dependiendo del grado de meteorización de la roca donde se construirán los estribos se requerirá mejorar las características de resistencia de la roca, con técnicas como inyecciones de

consolidación o con tratamientos al macizo rocoso hasta tener la condición suficiente para soportar los esfuerzos concentrados.

Presa de arco-gravedad:

Combina características de las presas de arco y las presas de gravedad y se considera una solución de compromiso entre los dos tipos. Tiene forma curva para dirigir la mayor parte del esfuerzo contra las paredes de un cañón o un valle, que sirven de apoyo al arco de la presa. Además, el muro de contención tiene más espesor en la base y el peso de la presa permite soportar parte del empuje del agua. Este tipo de presa precisa menor volumen de relleno que una presa de gravedad ⁽⁴²⁾.

Presa de bóveda o de doble arco:

Cuando la presa tiene curvatura en el plano vertical y en el plano horizontal, también se denomina de bóveda. Para lograr sus complejas formas se construyen con hormigón y requieren gran

⁴² IECA, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

habilidad y experiencia de sus constructores que deben recurrir a sistemas constructivos pocos comunes ⁽⁴³⁾.

⁴³ IECA, Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.

CAPÍTULO 3

3. ESTUDIO DE LOS SITIOS DE PRESA.

a) PRESA COAQUE.

3.1. CARACTERIZACIÓN TOPOGRÁFICA.

TOPOGRAFÍA DEL SITIO DE PRESA DE LA ALTERNATIVA SELECCIONADA (CERRADA C1).

En el sitio elegido para cierre de presa, la topografía varía desde una altura de 20 m.s.n.m. hasta 140 m.s.n.m., lo que demuestra que si fuese el caso la presa podría tener más de 100 m de altura. Sin embargo esto se elige como empotramiento de la presa, las alturas del valle comprendidas entre los 40 y 60 m en cota.

Se hace esta consideración teniendo en cuenta que la población de ATAHUALPA asentada aguas arriba de este cierre se encuentra aproximadamente sobre la cota 55 por lo que en principio puede asumirse que la máxima cota de embalse podría elegirse entre 50 y 55,

lo cual dependerá de las características de la obra de excedencia (aliviadero).

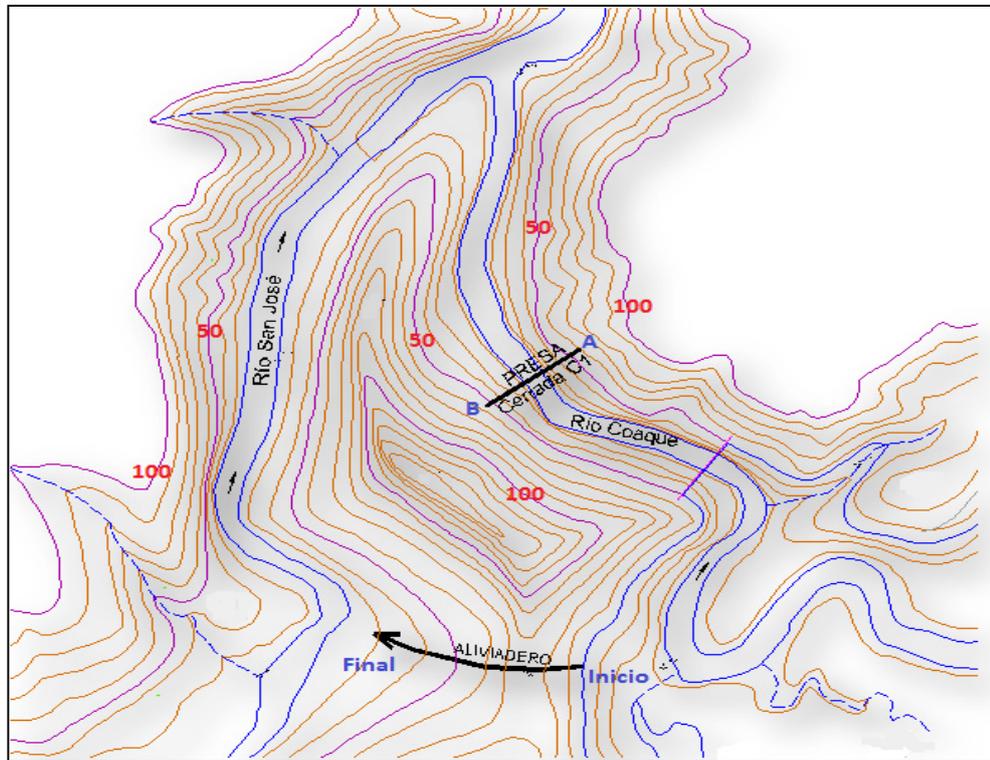


Figura 3.1: Ubicación de la presa y aliviadero en la cerrada C1.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA)

La ubicación aproximada del eje de presa seleccionado es:

- Empotramiento derecho (A): coordenada X=604211.10, coordenada Y=9994714.40.

- Empotramiento izquierdo (B): coordenada $X=604093.91$,
coordenada $Y=9994634.50$.

En tanto que la ubicación aproximada del aliviadero es:

- Punto inicial: coordenada $X=604221.03$, coordenada
 $Y=9994222.48$.
- Punto final: coordenada $X=603943.79$, coordenada
 $Y=9994280.22$.



Figura 3.2: Sitio de presa (cerrada C1), el eje está marcado aproximadamente, el vaso se ve al fondo.



Figura 3.3: Sitio de presa (Cerrada C1), vista del empotramiento derecho hacia abajo, nótese la existencia de una vía en construcción.

Analizando la forma del valle se tiene como característica una forma en “U” ligeramente abierta. Si se asume como coronación de la presa la cota 60, la longitud de la presa en su eje será aproximadamente de 190 m, en este caso se está teniendo en cuenta el cierre más angosto y los taludes más inclinados.

Para determinar el cierre definitivo de la presa se debe tener en cuenta si esta va a ser un terraplén o una estructura de hormigón, siendo este último caso la presa de menor longitud.

Si se observan las características de las curvas de nivel se tienen condiciones favorables ya que en la margen izquierda , a pocos cientos de metros aguas arriba del cierre se tiene una excelente posibilidad de emplazar el aliviadero, que al ser independientes de la presa constituye la mejor solución.

3.2. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.

Tanto el proyecto de presa Jama y Coaque se encuentran ubicados sobre la formación Piñón (unidad K), la cual se describe a continuación.

FORMACIÓN PIÑÓN. UNIDAD K.

El basamento de la costa ecuatoriana está compuesto por un complejo ígneo basáltico y basalto andesítico considerado como una antigua corteza oceánica. Se ha demostrado que tiene afinidades con una serie volcánica de arco insular. Se le atribuye una edad del Aptiense superior – Albense, se trata de un complejo ofiolítico constituido por basaltos

toleíticos, pillow-lavas asociados con sedimentos finos, diques, harzburgitas y metagabros (44).

Se desconoce el espesor de la formación, pero se estima que es de más de 2.000 m.

El grado de meteorización superficial es variable, dependiendo de los afloramientos y su exposición a los agentes meteóricos.



Figura 3.4: Afloramiento de andesitas basálticas de la Formación Piñón (K)

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

⁴⁴ ESTUDIO DE INGENIERÍA DE LA CARRETERA SANTO DOMINGO- ESMERALDAS Y LA ESTRUCTURACIÓN JURÍDICA, TÉCNICA Y ECONÓMICO-FINANCIERA. RE-20-EIS-MTOP-2012, Anexo 3 – Geología y Geotecnia.

Estos afloramientos están en las proximidades de Nalpe (carretera del Achote a Pedernales), que es usado en la actualidad como cantera de áridos.



Figura 3.5: Camino que sale en la carretera a Pedernales en la desembocadura del río Coaque y llega a Quiauque.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Se puede notar en la figura 3.5 caídas de material alterado que ha perdido cubierta vegetal.

En superficie estas rocas basálticas aparecen muy alteradas, con un horizonte de alteración de 0.5 m a 1.0 m. con abundante pátina de oxidación por las tonalidades marrón rojiza que toma la roca ⁽⁴⁵⁾.

⁴⁵ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

La Formación Piñón aflora en la Cuenca de Coaque a través de dos fallas inversas, la más oriental es la falla de Jama-Quinindé. Su dirección es NE-SW, y ha sido levantada en un núcleo de antifforma por estas dos fallas inversas. A lo largo de la falla de Jama-Quinindé, esta Formación aflora aunque no de forma constante, lo que puede indicar un cabeceo hacia el NE de la falla inversa, levantándose más donde ha aflorado la Formación Piñón, que en conjunto se sitúa sobre una estructura anticlinal (antiforma) de dirección NE-SW ⁽⁴⁶⁾.



Figura 3.6: Vista general del talud del camino a Coaque excavado en el aglomerado volcánico alterado.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

⁴⁶ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

Cuando este aglomerado volcánico se altera da lugar a depósitos de tipo coluvión muy inestables.

INTERPRETACIÓN GEOLÓGICA APLICADA.

La cerrada C1 se ubica aguas abajo del extremo de una falla inversa que ponen en contacto las Formaciones Piñón y Dos Bocas.

La Formación Piñón presenta variaciones litológicas (rocas de diversos tamaños) que tienen gran incidencia en los diseños de la presa tales como: andesitas basálticas, lavas, pillow lavas, aglomerados, etc. que se tienen en los diferentes afloramientos y que también han sido detectadas internamente a partir de la variación de rangos de velocidad de la onda, lo que se ha obtenido mediante geofísica.



Figura 3.7: Geología general relacionada al sitio de la Cerrada C1.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

En la campaña de campo realizada por INASSA para la caracterización geológica de los materiales del entorno de la cerrada se realizaron los siguientes trabajos: Levantamiento de los perfiles geológicos de observación y realización de estaciones geomecánicas.

LEVANTAMIENTO DE LOS PERFILES GEOLÓGICOS DE OBSERVACIÓN.

Con el fin de estudiar los diferentes afloramientos, se procedió en campo a la descripción de ocho perfiles geológicos, los mismos que fueron descritos por un geólogo especialista en afloramientos rocosos.

Perfil geológico	Coordenada x	Coordenada y	Cota topográfica
P- 1	0604355	9994405	31 m
P- 2	0604345	9994411	31 m
P- 3	0604223	9994578	27 m
P- 4	0604204	9994586	30 m
P- 5	0604177	9994601	24 m
P- 6	0604160	9994626	23 m
P- 7	0604146	9994631	22 m
P- 8	0604154	9994645	20 m

Tabla 1: Coordenadas de los perfiles geológicos descritos en campo.

Fuente: Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

Se procede a la evaluación del grado de meteorización de la roca, para lo cual se utilizó la escala de alteración de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

El grado de meteorización de un afloramiento rocoso permite conocer características importantes de dureza, determinando la metodología de excavación. Este sistema de observación evalúa la meteorización en seis grados que van desde (I) para roca sana hasta (VI) para suelo residual.

La determinación de dicho grado de alteración se ha obtenido en los Puntos de Observación geológica realizados, a partir de la experiencia del técnico que ha realizado la descripción de dicho Punto y de la resistencia de los materiales observados a partir del uso del martillo de geólogo ⁽⁴⁷⁾.

La información obtenida en campo se la comparó con la descripción de la siguiente tabla.

⁴⁷ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

Grado de meteorización	Término descriptivo	Descripción
VI	Suelo residual	Todo el material se ha convertido en suelo cambiar de emplazamiento. Se ha perdido la estructura y la textura. Cambio de volumen apreciable.
V	Completamente meteorizado	El material está completamente meteorizado, pero mantiene intacta la estructura original de la roca
IV	Fuertemente meteorizado	Se ha meteorizado más del 50 por 100 del material. La roca, que puede estar sana o decolorada, está en fragmentos discontinuos.
III	Moderadamente meteorizado	Se ha meteorizado menos del 50 por 100 del material. La roca puede estar sana o decolorada, presentándose en grandes fragmentos.
II	Ligeramente meteorizado	El material presenta un aspecto decolorado u oxidado tanto en las discontinuidades como en la propia roca. La resistencia de la roca es algo menor que la de la roca sana
I	Sano	No se aprecia ningún signo visible de meteorización. Puede admitirse una ligera decoloración.

Tabla 2: Descripción de la roca según el grado de meteorización.

Fuente: Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

Una vez hecha la comparación se procedió a asignar un grado de meteorización a cada uno de los sitios donde se describieron los perfiles geológicos.

REALIZACIÓN DE ESTACIONES GEOMECÁNICAS.

Se realizaron 5 estaciones geomecánicas, Con el fin de estudiar las características geotécnicas de algunos afloramientos rocosos existentes en el entorno de la cerrada.

Las estaciones geomecánicas han sido realizadas por un geólogo especialista en mecánica de rocas.

Estación geomecánica	Coordenada x	Coordenada y	Cota topográfica
EG- 1	0604355	9994405	31 m
EG- 2	0604345	9994411	31 m
EG- 3	0604223	9994578	27 m
EG- 4	0604177	9994601	24 m
EG- 5	0604160	9994626	23 m

Tabla 3: Coordenadas de las estaciones geomecánicas.

Fuente: Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

El levantamiento de las estaciones geomecánicas ha sido realizado en campo por un técnico especialista que por medio de la brújula de geólogo y una plantilla diseñada al efecto, ha tomado datos de las discontinuidades existentes en el macizo rocoso en el entorno próximo de la estación estudiada. En cada medida de discontinuidad, se ha tomado con la brújula de forma sistemática, el valor de la dirección y cantidad de buzamiento, del espaciado de la discontinuidad, superficie, rugosidad, abertura, presencia y tipo de relleno en la junta, presencia de agua y continuidad ⁽⁴⁸⁾.

⁴⁸ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

Los resultados obtenidos se muestran en la parte de ensayos de laboratorio (sección 3.5).

3.3. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

CUENCA DEL RÍO COAQUE.

La cuenca del río Coaque comprende un área total de 691 Km², se encuentra localizada al norte de la provincia de Manabí, al sur del cantón Pedernales, ver figura.

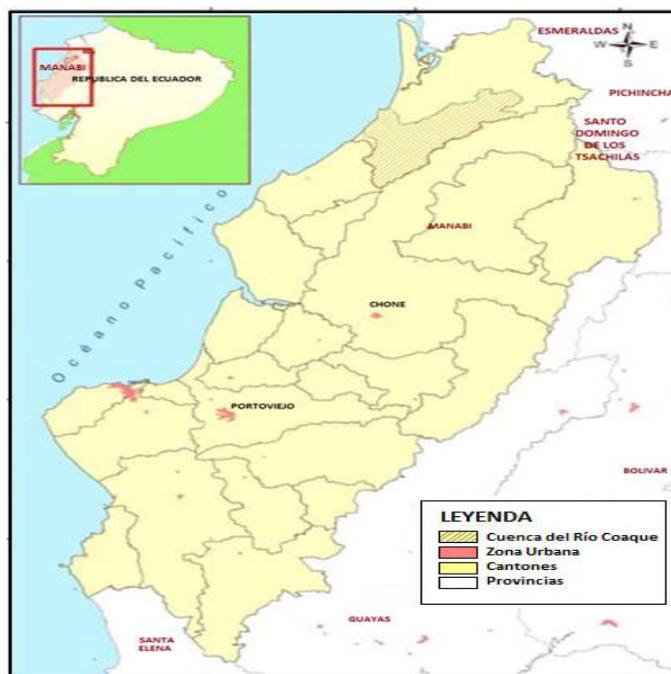


Figura 3.8: Localización de la cuenca del río Coaque.

La cuenca forma parte de la región natural costa o litoral, formada por el territorio comprendido entre la costa y la cordillera de Los Andes. Al norte y noroccidente de dicha región, se desarrolla una pequeña cordillera cuyas alturas no sobrepasan los 800 msnm., donde se destacan, desde el norte, las colinas de Mache, la cuenca de Muisne y las cordilleras de Jama, Coaque y Chindul, así como la depresión central de Chone-Portoviejo.

La cuenca del río Coaque limita al noroeste con la divisoria de aguas de las subcuencas de los ríos San Marcos y Cojimíes, al noreste con la subcuenca del río Blanco perteneciente al sistema fluvial del río Esmeraldas, al sur con las cuencas de los ríos Jama y al suroeste con la cuenca que forma el estero Don Juan como se muestra en la figura.



Figura 3.9: Límites hidrográficos de la cuenca del río Coaque.

El río Coaque nace aproximadamente a 340 msnm, siendo alimentado por numerosos esteros hasta la confluencia con el río San José, su afluente principal.

3.4. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO.

La cerrada C1 está localizada aproximadamente en las siguientes coordenadas:

Coordenada X = 604223., Coordenada Y = 9994578.

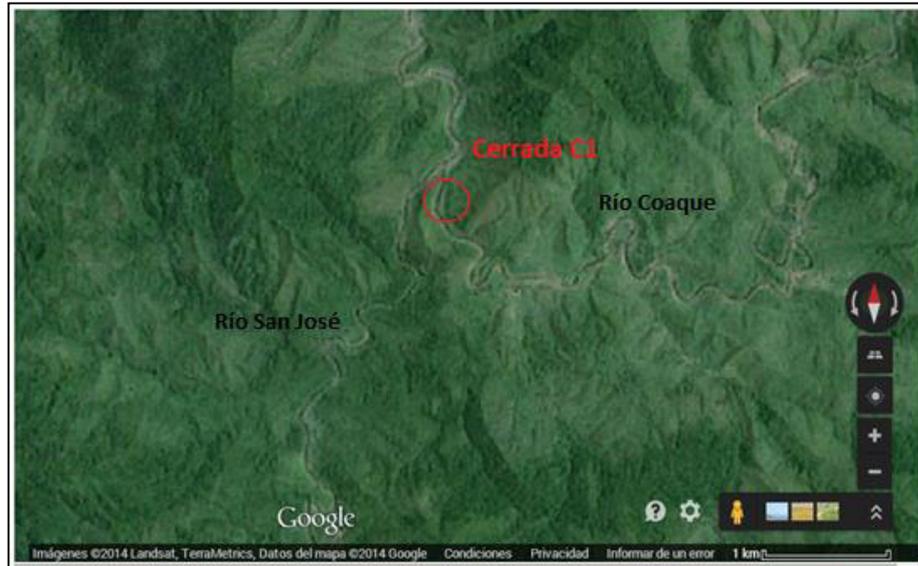


Figura 3.10: Vista aérea de la localización de la cerrada C1 en el río Coaque.

La cerrada C1 se sitúa geotécnicamente sobre los materiales de edad Cretácico correspondientes a la Formación Piñón, la cual está formada principalmente por andesitas basálticas con cantidades secundarias de lavas tipo “aa” y basaltos tipo almohadilla (pillow lavas) que en general presenta mejores características geomecánicas que las rocas sedimentarias del Mioceno, consideradas blandas-muy blandas, tales como Angostura, Onzole, Borbón. También aflora la Formación Cayo, que tiene características geomecánicas intermedias.

En superficie estas rocas basálticas de la Formación Piñón aparecen alteradas, con un horizonte de alteración de 0.50 m hasta 1.00 m. con abundante pátina de oxidación por las tonalidades marrón rojiza que toma la roca ⁽⁴⁹⁾. En las márgenes del río aparecen depósitos aluviales.

Debido a la propia dinámica del río, en el entorno de la cerrada existen muy pocos sedimentos, siendo las gravas de naturaleza variada, incluyendo cantos de basaltos y rocas ígneas, así como cantos de areniscas que se rompen con facilidad ⁽⁵⁰⁾.

Respecto a la disposición geográfica de la cerrada C1 debe resaltarse que se encuentra en el río Coaque, aguas arriba de la confluencia con el río San José pero muy próxima a la misma, en un cañón angosto con la topografía más favorable de todas las cerradas analizadas en el estudio Multipropósito.

Este cañón, en su zona aguas arriba presenta una falla que atraviesa el cauce de forma oblicua, y deberá caracterizarse en posteriores estudios pero a priori, su longitud, de casi cuatrocientos (400) metros, permite desplazar la estructura de regulación a lo largo del mismo y a priori,

⁴⁹ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

⁵⁰ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

bastaría, de acuerdo con el estudio realizado, con no ubicar la presa sobre la falla.

Petrográficamente las rocas de la Formación Piñón se pueden definir como andesitas basálticas o metabasitas, son rocas de grano muy fino que han sufrido un metamorfismo de enterramiento acompañado de cambios importantes en su composición mineralógica debido a la circulación de fluidos ⁽⁵¹⁾. Estos fluidos son los responsables de la aparición de abundantes minerales de baja temperatura, por lo que se puede decir que estas rocas han sufrido procesos de hidrotermalismo, que les confiere un grado de alteración que varía de elevado a muy elevado.

La zona de estudio presenta una gran cantidad de afloramientos, donde se han localizado numerosas fallas, entre las que se incluyen grandes fallas inversas.

Del análisis de las estaciones geomecánicas realizadas, se han reconocido 4 familias de diaclasas que aparecen en todas las estaciones y 2 familias de diaclasas ocasionales que han sido reconocidas en dos de las estaciones realizadas ⁽⁵²⁾.

⁵¹ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

⁵² Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

Los valores de dirección y buzamiento de dichas familias son los siguientes.

- Familia D1: Dirección: 45°-55°; Buzamiento: 65°S- 85°S.
- Familia D2: Dirección: 45°-60°; Buzamiento: 50°N- 75°N.
- Familia D3: Dirección: 165°-180°; Buzamiento: 60°S- 85°S.
- Familia D4: Dirección: 10°-40°; Buzamiento: 15°N- 25°N.

Los valores de las familias ocasionales son los siguientes:

- Familia D5: Dirección: 115°; Buzamiento: 75°S.
- Familia D6: Dirección 120°- 150°; Buzamiento: 40°N- 75°N.

Los problemas geológico-geotécnicos reconocidos en el entorno de la cerrada, así como en el vaso, en fase de Prefactibilidad (en la que no se han realizado investigaciones en el subsuelo) están relacionados con fenómenos de inestabilidad de laderas y con la presencia de una falla en las proximidades de la cerrada ⁽⁵³⁾.

Las inestabilidades de ladera son de dos tipos, dependiendo principalmente de la litología afectada, pudiendo ser: desprendimientos, y deslizamientos rotacionales.

⁵³ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

- **Inestabilidad por desprendimientos.**

En el entorno de la cerrada se producen desprendimientos debido al grado de meteorización de los materiales volcánicos aflorantes.

En los materiales basálticos masivos los desprendimientos se producen por la caída libre de bloques de roca que se desprende a favor de la interacción de las diferentes familias de diaclasas, todo ello acelerado en la época de lluvia por la presencia de agua en los planos de fracturación ⁽⁵⁴⁾.

- **Inestabilidad por deslizamientos rotacionales.**

Se producen en la zona de estudio sobre los materiales sedimentarios del terciario que aparecen en el vaso de la cerrada.

En el entorno de la zona de estudio y en materiales de la Unidad O2, constituida por areniscas, arcillas y conglomerados pueden producirse desplazamientos ladera abajo de masas de suelo y roca ⁽⁵⁵⁾.

Se trata por tanto de deslizamientos rotacionales, cuando la masa de suelo se desplazan sobre una superficie curva, el terreno

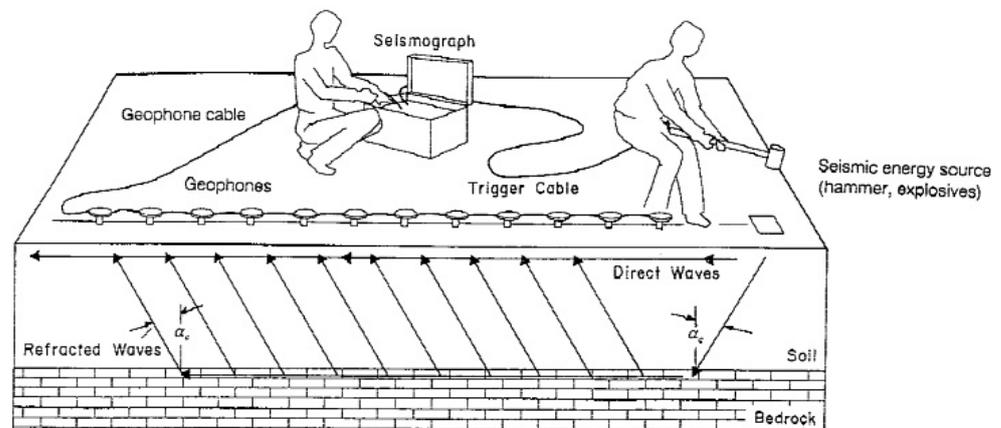
⁵⁴ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

⁵⁵ Anexo 5 - Geología y Geotecnia, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

experimenta un giro según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizante ⁽⁵⁶⁾. Por lo general ocurren en suelos pocos cohesivos y laderas escarpadas.

PROSPECCIÓN GEOFÍSICA.

La prospección geofísica nos permite determinar la velocidad de propagación de una onda sónica a diferentes profundidades del macizo rocoso, entre mayor es la densidad y las propiedades elásticas de un medio mayor es la velocidad de propagación de la onda y, en consecuencia mayores son las características de resistencia de la roca.



Fuente: ASTM D: 5777.

⁵⁶GUÍA DE INSTRUMENTACIÓN EN TALUDES INTERVENIDOS POR UN PROYECTO VIAL (Tesis), 2012, Universidad de Medellín

A nivel de prefactibilidad, se pueden realizar correlaciones entre la velocidad sónica y parámetros de elasticidad y resistencia de la roca (57), como por ejemplo.

Estimación del módulo elástico dinámico.

Una vez obtenida la velocidad de propagación por el medio, es posible correlacionar este parámetro con el módulo elástico dinámico aplicando la siguiente ecuación.

$$E_d = V^2 \rho \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu}$$

Donde. V = Velocidad en km/seg.

ρ = Densidad del hormigón en kg/m³

ν = Relación de Poisson (0.15 para alta resistencia: 0.30 para baja resistencia).

E_d = Módulo elástico dinámico en Mpa.

⁵⁷ ESTUDIO DE LA PROPAGACIÓN DE UNA ONDA ULTRASÓNICA A TRAVÉS DE UN SÓLIDO ELASTOPLÁSTICO. MECOM 2002.

En el estudio hecho por INASSA se realizó la prospección geofísica en la cerrada C1 mediante perfiles longitudinales de 600 m de longitud, CLS-1, CLS-2, CLS-3, CLS-4 y CLS-5, se obtuvo valiosa información, que se utilizó posteriormente para elaborar los perfiles geológicos, ya que cubren prácticamente todo el fondo y los costados del valle en el tramo de interés.

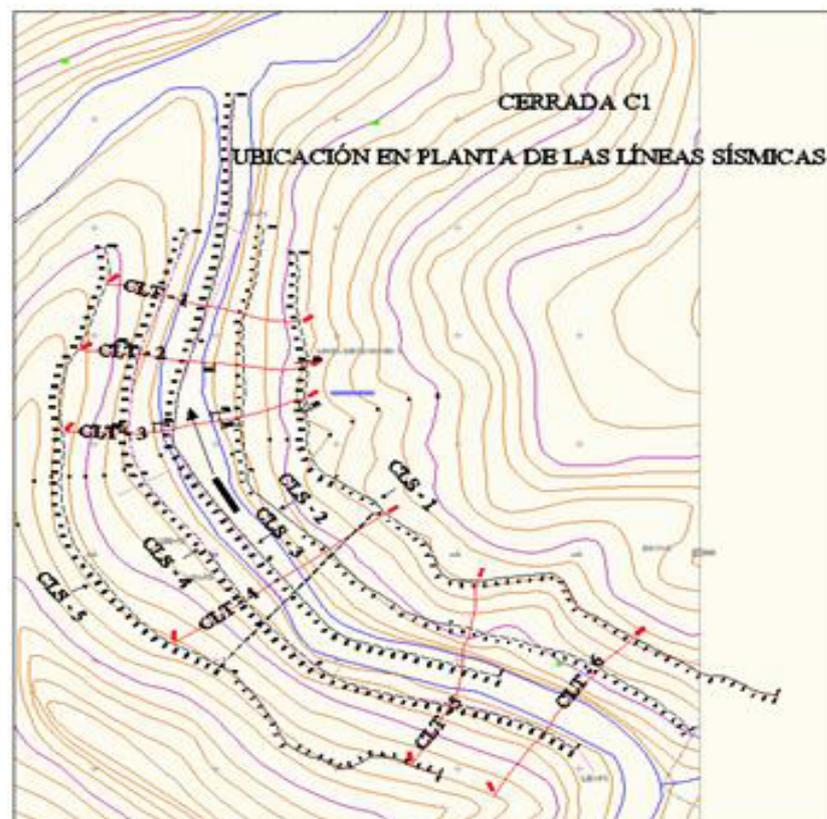


Figura 3.11: Ubicación de las cinco líneas sísmicas.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Se obtuvo una mejor visualización de la distribución de las diferentes litologías de la Formación Piñón al elaborar los perfiles geofísicos transversales al valle, denominados también cortes geosísmicos transversales.

Los más representativos y que ayudan a inferir el mejor emplazamiento de la presa son los CLT-3, CLT-4 y CLT-5, los que se presentan a continuación son: CLT-3 y CLT-5:

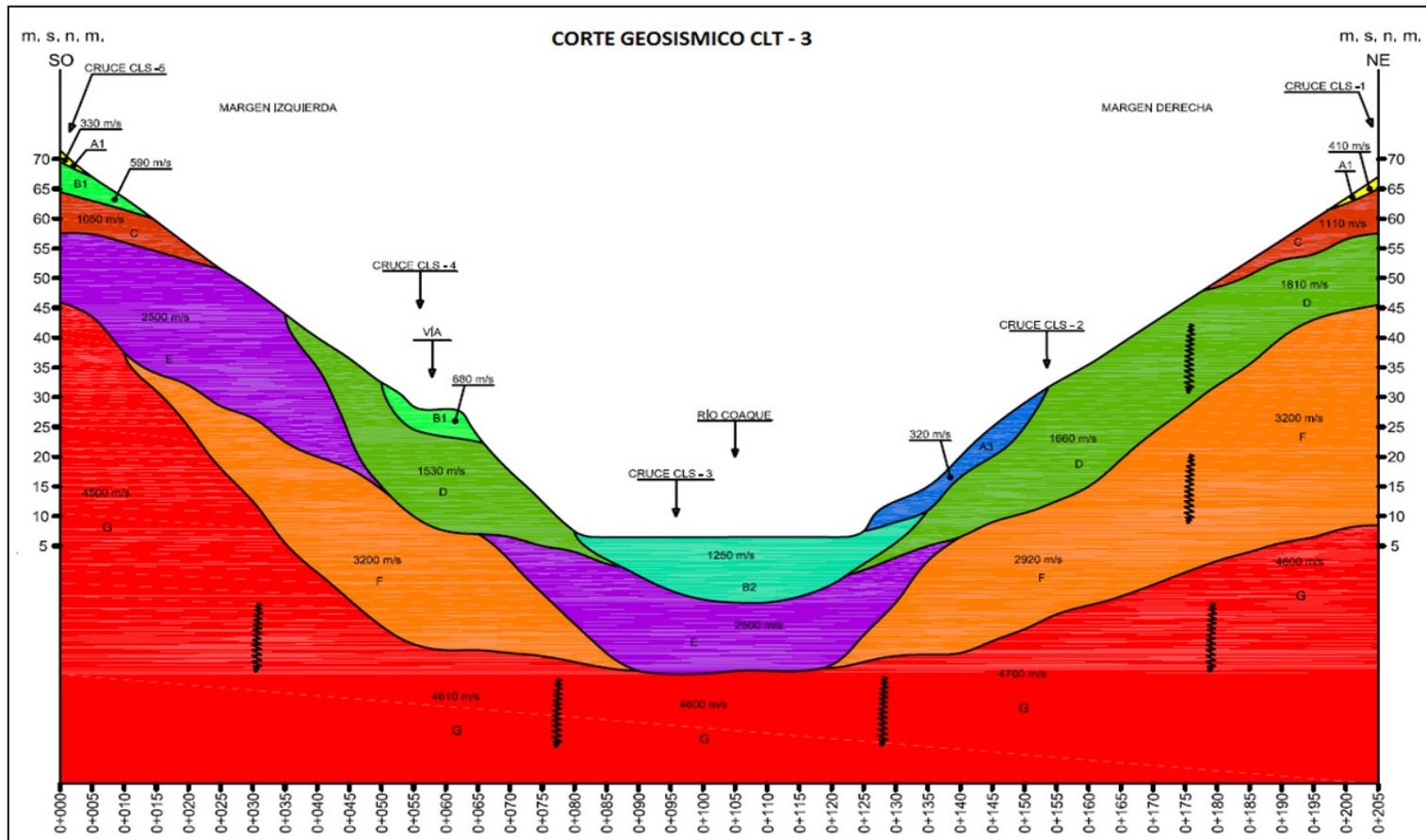


Figura 3.12: Perfil geotécnico CLT-3 (cerrada Coaque).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

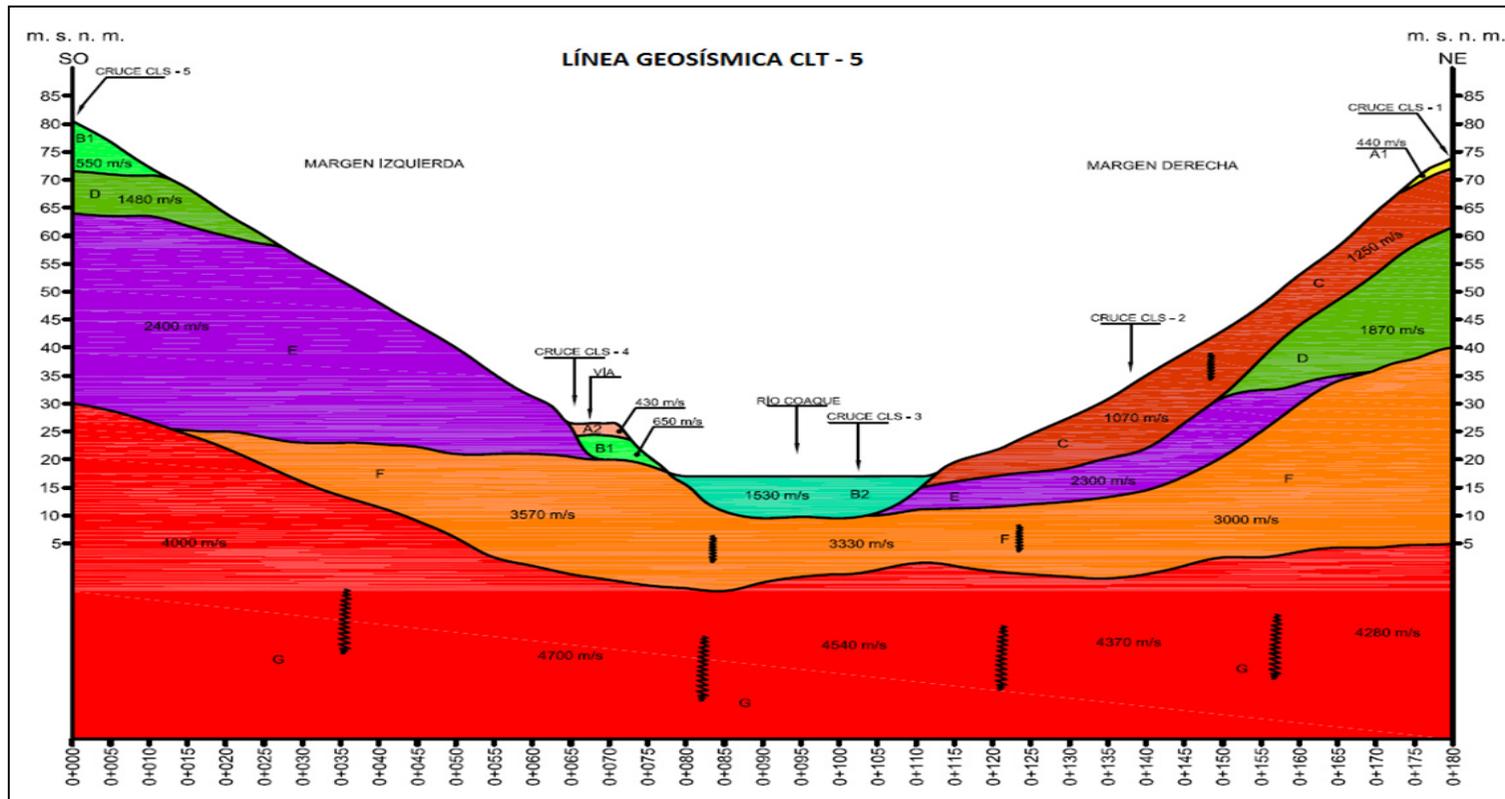


Figura 3.13: Perfil geológico CLT-5 (cerrada Coaque).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

COMPLEJOS SÍSMICOS	INTERVALOS DE VELOCIDAD	VELOCIDAD PROMEDIO V_p	CORRESPONDENCIA GEOLÓGICA APROXIMADA	SIGNOS CONVENCIONALES
	$V_p = 310 - 450$ m/s	380 m/s	SUELO LIMO ARCILLOSO.	 SUPERFICIE DEL TERRENO.
	$V_p = 300 - 480$ m/s	390 m/s	MATERIAL DE RELLENO.	 UBICACIÓN DE GEÓFONOS.
	$V_p = 300 - 380$ m/s	340 m/s	DEPÓSITOS ALUVIALES COMPUESTOS POR: ARENA, LIMOS.	 FRONTERA SÍSMICA CALCULADA.
	$V_p = 510 - 760$ m/s	635 m/s	DEPÓSITOS ALUVIALES COMPUESTOS POR: ARENAS, GRAVA Y BOLEOS.	 CAMBIO LATERAL DE FACIES.
	$V_p = 500 - 800$ m/s	650 m/s	DEPÓSITOS COLUVIAL.	 SISTEMA DE DISCONTINUIDAD GEOFÍSICA (FALLA Y/O CIZALLA)
	$V_p = 1250 - 1660$ m/s	1455 m/s	DEPÓSITOS ALUVIALES COMPUESTOS POR: LIMOS, ARENAS, GRAVA Y BOLEOS SATURADOS.	 DIRECCIÓN DE LA LÍNEA SÍSMICA.
	$V_p = 830 - 1330$ m/s	970 m/s	ROCA ALTAMENTE ALTERADA Y FRACTURADA ANDESITA BASALTICA Y AGLOMERADOS VOLCÁNICOS, FORMACIÓN PIÑÓN.	m.s.n.m.: METROS SOBRE EL NIVEL DEL MAR.
	$V_p = 1420 - 1870$ m/s	1645 m/s	ROCA MUY ALTERADA Y FRACTURADA ANDESITA BASALTICA Y AGLOMERADOS VOLCÁNICOS, FORMACIÓN PIÑÓN.	ESCALA H - 1 : 500
	$V_p = 2000 - 2770$ m/s	2385 m/s	ROCA MEDIANAMENTE ALTERADA Y FRACTURADA ANDESITA BASALTICA Y AGLOMERADOS VOLCÁNICOS, FORMACIÓN PIÑÓN.	V - 1 : 500
	$V_p = 2920 - 3750$ m/s	3335 m/s	ROCA POCO ALTERADA Y FRACTURADA ANDESITA BASALTICA Y AGLOMERADOS VOLCÁNICOS, FORMACIÓN PIÑÓN.	
	$V_p = 4000 - 4700$ m/s	4350 m/s	ROCA FRESCA ANDESITA BASALTICA Y AGLOMERADOS VOLCÁNICOS, FORMACIÓN PIÑÓN.	

Figura 3.14: Leyenda.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Desde el punto de vista geotécnico es admisible establecer en principio los siguientes tipos de materiales:

1. Suelos residuales en las partes altas, que deben ser considerados para analizar la estabilidad de esos flancos.
2. Rocas de la Formación Piñón, altamente meteorizadas, que deben asumirse como suelos duros para efectos de valorar su estabilidad, en cualquier posición que se encuentren.
3. Suelos coluviales sobre las laderas inclinadas y al pie de las mismas, materiales que deben ser desalojados por su heterogeneidad y comportamiento impredecible.
4. Rocas de diversas litologías y diferente grado de meteorización de la formación Piñón, medianamente meteorizadas que afloran en los taludes rocosos de esa parte del valle y que se repiten, en forma algo irregular en los dos flancos. Estos serían los materiales en los que se apoyaría un alto porcentaje del cuerpo de la presa, por lo que requieren de tratamientos geotécnicos.
5. Rocas poco alteradas y sanas de la Formación Piñón, que al estar dispuestas en profundidad se constituyen en barreras resistentes de apoyo y además, los límites de los tratamientos de impermeabilización.

Es importante remarcar que para disponer de un perfil geológico geotécnico, es imprescindible realizar sondajes mecánicos relacionados al eje del proyecto, lo que debe realizarse en la Fase de Factibilidad.

PERFIL GEOTÉCNICO EN EL EJE DE PRESA DE LA CERRADA C1.

A partir de la prospección geofísica y las observaciones en el terreno, se propone la siguiente interpretación geotécnica preliminar, que tiene que ser revisada, corregida y mejorada, mediante perforaciones que deberán hacerse debidamente ubicadas respecto al eje.

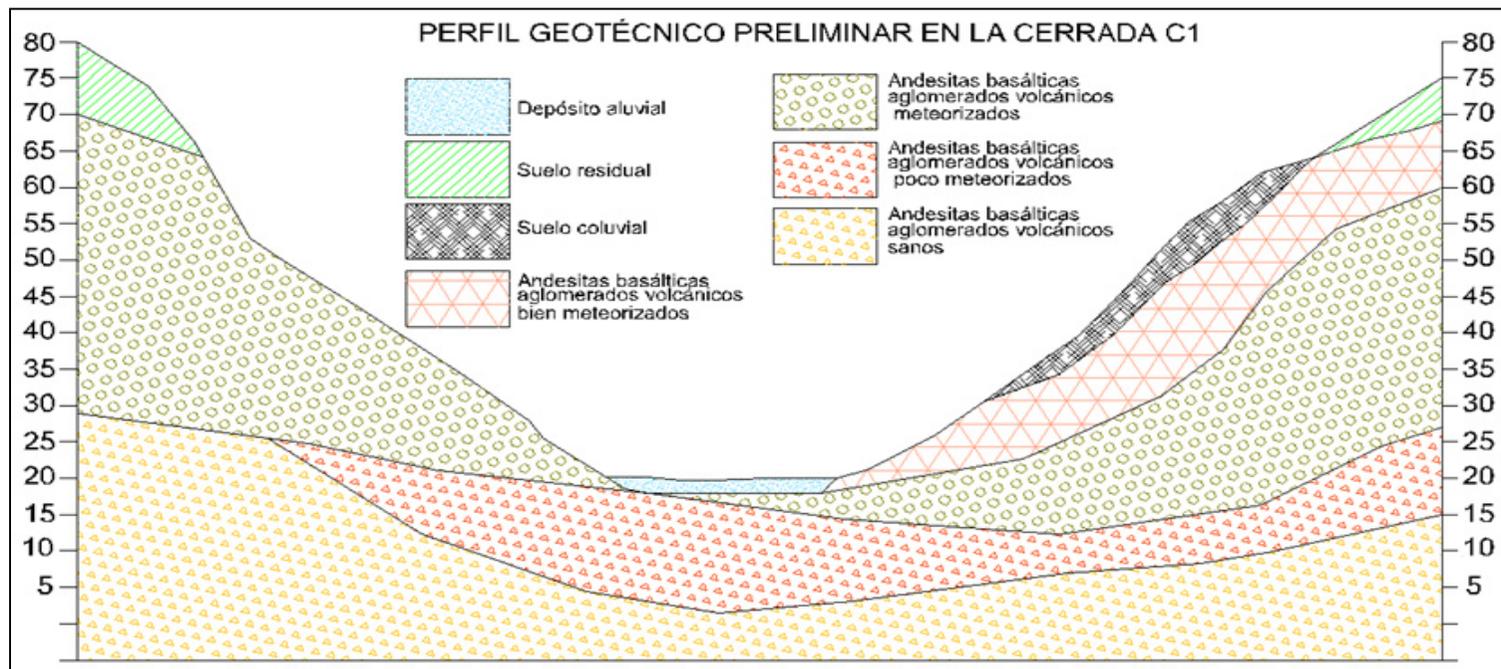


Figura 3.15: Interpretación geotécnica cercana al eje de la cerrada C1.

ANÁLISIS DEL FLUJO EN LAS FRACTURAS.

Este análisis hace posible valorar el comportamiento hidráulico de las fracturas de origen tectónico, cuando están sometidas a cargas de agua por embalsamiento.

Se efectuó un levantamiento preliminar de fracturas en el área de emplazamiento de la presa, correspondiente a la cerrada C1, registrando sus principales características, tales como: espaciamiento entre fracturas y su abertura, observaciones en el tipo de relleno y la disposición de las familias de fracturas.

- Familia D1: Dirección: 45°-55°; Buzamiento: 65°S-85°S.
- Familia D2: Dirección: 45°-60°; Buzamiento: 50°N-75°N.
- Familia D3: Dirección: 165°-180°; Buzamiento: 60°S-85°S.
- Familia D4: Dirección: 10°-40°; Buzamiento: 15°N-25°N.

Los valores de las familias ocasionales son los siguientes:

- Familia D5: Dirección: 115°; Buzamiento: 75°S.
- Familia D6: Dirección 120°-150°; Buzamiento: 40°N-75°N.

A continuación se presenta una tabla de los datos tomados en campo, la cual debe de ser profundizada en la fase de Factibilidad.

REGISTRO DE DATOS DE FRACTURAS			
Proyecto: Presa Coaque, cerrada C1			
DATOS			
Familia	b (cm)	e (cm)	Tipo de relleno
D1	300	0,010	Sin relleno
D2	400	0,012	Sin relleno
D3	200	0,010	Sin relleno
D4	450	0,018	Carbonatico
D5	500	0,015	Limoso
D6	600	0,010	Sin relleno

Tabla 4: Registro de datos de fracturas en la cerrada C1.

Donde:

b = espaciamento promedio entre fracturas de una familia.

e = abertura promedio de las fracturas.

En el siguiente cálculo se aplicó las ecuaciones del Dr. Claude Louis, para lo cual se asumió que debido a la existencia de hasta seis familias de fracturas que, al interceptarse, forman conductos de flujo tanto en las

fracturas abiertas como en aquellas que tienen relleno, asumiendo que este puede salir por el flujo de agua.

En base a la información disponible, se partió del hecho de que el flujo será laminar, lo cual evidentemente es una simplificación del problema, ya que podría ocurrir también flujo turbulento.

A continuación se presentan los cálculos que determinan la conductividad hidráulica en cada familia de fracturas. Y luego, otros con los que se obtuvo una valoración preliminar del flujo que podría ocurrir a través de los empotramientos y la cimentación de la presa.

La conductividad hidráulica depende del rango de esfuerzos, el cálculo que se presenta a continuación es para esfuerzo de rango medio usando la ecuación:

$$Kf = g * \frac{e^3}{12 * v * b}$$

DETERMINACIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA					
Proyecto: Presa Coaque, cerrada C1					
En flujo laminar, fracturas lisas					
Familia	b (cm)	e (cm)	v (cm/seg), a 20°C	g (cm/seg²)	K_f (cm/seg)
D1	300	0,010	0,0101	981	2,698E-05
D2	400	0,012	0,0101	981	3,497E-05
D3	200	0,010	0,0101	981	4,047E-05
D4	450	0,018	0,0101	981	1,049E-04
D5	500	0,015	0,0101	981	5,463E-05
D6	600	0,010	0,0101	981	1,349E-05

Tabla 5: Conductividad hidráulica en la cerrada C1

Donde:

b = espaciamiento promedio entre fracturas de una familia.

e = abertura promedio de las fracturas.

v = viscosidad cinemática del agua.

K_f = conductividad hidráulica.

g = aceleración de la gravedad.

Para calcular el caudal de flujo en las fracturas se consideró cargas hidráulicas equivalentes al 50% de una presa de 40 m de altura.

Se utilizó la siguiente ecuación expresada en vectores:

$$Q_f = S_f * V_f = S_f * K_f * J_f$$

CÁLCULO DE FLUJO EN LAS FRACTURAS INTERCOMUNICADAS				
Proyecto: Presa Coaque, cerrada C1				
En flujo laminar, Coaque, cerrada C1				
FAMILIA	S_f (cm²)	J_f	K_f (cm/seg)	Q_f (cm³/seg)
D1	12,000	0,8889	2,698E-05	2,878E-04
D2	11,520	0,8889	3,497E-05	3,581E-04
D3	7,200	0,6667	4,047E-05	1,943E-04
D4	11,700	0,8333	1,049E-04	1,023E-03
D5	4,500	0,8511	5,463E-05	2,092E-04
D6	3,000	0,8511	1,349E-05	3,444E-05
Total de filtraciones				2,107E-03
Caudal en Litros/seg.m				2,107

Tabla 6: Cálculo de filtraciones.

Donde:

Q_f = caudal que se produce en la fractura.

S_f = superficie de flujo en la fractura, perpendicular al flujo.

V_f = velocidad del flujo.

K_f = conductividad hidráulica direccional de una fractura continua.

J_f = gradiente hidráulico direccional de una fractura.

Los resultados obtenidos demuestran que se tendrían alrededor de 2.11 litros/s, por metro lineal de presa.

3.5. ENSAYOS DE LABORATORIO.

La determinación de la calidad del macizo rocoso, se realizó a partir de la clasificación RMR de Bieniawski y Q de Barton en base a al levantamiento de las estaciones geomecánicas.

La clasificación RMR (Rock Mass Rating, o evaluación del macizo rocoso), establecida por Bieniawski en 1979, es la base directa o indirecta de numerosas aplicaciones para el empleo de rocas en rellenos y excavación de túneles. El índice, obtenido mediante la suma de las calificaciones parciales de cinco parámetros, que son:

Se incluyen en rojo los valores obtenidos a partir de los datos de campo recogidos.

Resistencia de la roca intacta a compresión simple	>250 Mpa	100- 250 MPa	50- 100 MPa	25- 50 MPa	5- 25	1- 5	<1
Valoración	15	12	7	4	2	1	0

Tabla 7: Resistencia de la roca intacta a compresión simple. Valoración de 0 a 15.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

RQD	90%- 100%	75%- 90%	50%- 75%	25%- 50%	< 25%
Valoración	20	17	13	8	3

Tabla 8: RQD (Rock Quality Designation). Valoración de 0 a 20.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Separación entre juntas	> 2 m	0,6- 2 m	200- 600 mm	60- 200 mm	< 60 mm
Valoración	20	15	10	8	5

Tabla 9: Espaciado de las juntas. Valoración de 0 a 20.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Condición de las juntas	Muy rugosas No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de falla o relleno < 5 mm ó separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm ó separación > 5 mm Continuas
Valoración	30	25	20	10	0

Tabla 10: Condición y estado de las juntas. Valoración de 0 a 30.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Flujo de agua en las juntas	Secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Fluyendo
Filtración en 10 m de túnel (l/min)	0	10 < 0,1	10- 25	25- 125	> 125
Razón de presión intersticial	0	10 < 0,1	0,1- 0,2	0,2- 0,5	> 0,5
Valoración	15	10	7	4	0

Tabla 11: Presencia de agua. Valoración de 0 a 15.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

La clasificación RMR agrupa las rocas en cinco categorías distintas según el valor de este índice, obtenido como suma de las valoraciones anteriores. Estas categorías califican a las rocas como muy buenas, buenas, regulares, malas y muy malas.

ROCA	Muy Mala	Mala	Regular	Buena	Muy buena
RMR	0- 20	21- 40	41- 60	61- 80	81- 100

Tabla 12: Categoría de la roca según la clasificación RMR.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

El otro índice estudiado ha sido el Índice Q o Rock Tunnelling Quality Index (Barton y otros 1974) desarrollado por el NGI (Instituto Geotécnico Noruego).

Dicho índice se basa en el reconocimiento de 6 parámetros individuales, que son los siguientes:

Descripción de la calidad del macizo rocoso	<i>R Q D</i>	Observaciones.
Muy pobre	0- 25	Para R.Q.D < 10 se puede tomar R.Q.D.= 10 en la ecuación de Q.
Pobre	25- 50	
Medio	50- 75	
Bueno	75- 90	
Muy Bueno	90- 100	

Tabla 13: R.Q.D: Índice de calidad de la roca.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Índice de Diaclasado J_n	Valor
Roca Masiva	0,5 - 1
Una familia de diaclasas	2
Una familia con otras diaclasas ocasionales	3
Dos familias de diaclasas	4
Dos familias con otras diaclasas ocasionales	6
Tres familias de diaclasas	9
Tres familias con otras diaclasas ocasionales	12
Cuatro o más familias, roca muy fracturada	15
Roca triturada	20

Tabla 14: J_n = Índice de diaclasado que indica el grado de fracturación.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Índice de Rugosidad J_r	Valor
Diaclasas rellenas	1
Diaclasas limpias:	
Discontinuas	4
Onduladas rugosas	3
Onduladas lisas	2
Planas rugosas	1,5
Planas lisas	1
Lisos o espejos de falla	
Ondulados	1.5
Planos	0.5

Tabla 15: J_r = Índice de que contempla la rugosidad, relleno y continuidad de las discontinuidades.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Índice de Alteración J_a	Valor
Diaclasas de paredes sanas	0,75- 1
Ligera alteración	2
Alteraciones arcillosas	4
Con detritos arenosos	4
Con detritos arcillosos preconsolidados	6
Idem poco consolidados	8
Idem expansivos	8- 12
Milonitos (productos de trituración) de roca y arcilla	6- 12
Milonitos de arcilla limosa	5
Milonitos arcillosos gruesos	10- 20

Tabla 16: J_a = Índice de alteración de las discontinuidades.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Coefficiente reductor por la presencia de agua J_w	Presión de agua (Kg/cm ²)	Valor
Excavaciones secas a con < 5 l/min localmente	< 1	1
Afluencia media con lavado de algunas diaclasas	1- 2,5	0,66
Afluencia importante por diaclasas limpias	2,5- 10	0,5
Idem con lavado de diaclasas	2,5- 10	0,33
Afluencia excepcional inicial, decreciente con el tiempo	> 10	0,2- 0,1
Idem mantenida	> 10	0,1- 0,05

Tabla 17: J_w = Coeficiente reductor por la presencia de Agua.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Parámetro SRF	Valor
Zonas débiles	
Multitud de zonas débiles	10
Zonas débiles aisladas, con arcilla o roca descompuesta (cobertura \leq 50 m)	5
Idem con cobertura > 50 m.	2,5
Abundantes zonas débiles en roca competente	7,5
Zonas débiles aisladas en roca competente (cobertura \leq 50 m)	5
Idem con cobertura > 50 m	2,5
Terreno en bloques muy fracturado	5
Roca competente	
Pequeña cobertura ($\sigma_c / \sigma_1 > 200$)	2,5
Cobertura media ($200 > \sigma_c / \sigma_1 > 10$)	1
Gran cobertura ($10 > \sigma_c / \sigma_1 > 5$)	0,5 - 2,0
Terreno fluyente	
Con bajas presiones	5 - 10
Con altas presiones	10 - 20
Terreno expansivo	
Con presión de hinchamiento moderada	5 - 10
Con presión de hinchamiento alta	10 - 1

Tabla 18: SRF (Stress reduction factor) es el coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional sobre el macizo rocoso.

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Se define el Índice **Q** según la siguiente relación:

$$Q: (RQD/J_n). (J_r/J_a). (J_w/SRF)$$

Donde:

El primer coeficiente ($R.Q.D. / J_n$) representa el tamaño de los Bloques.

El segundo coeficiente (J_r/J_a) representa la resistencia al corte entre los bloques.

El tercer y último coeficiente (J_w/SRF) representa el estado tensional del macizo rocoso.

Tabla de clasificacion final	Q
Excepcionalmente malo	< 0,01
Extremadamente malo	0,01- 0,1
Muy malo	0,1- 1
Malo	1- 4
Medio	4- 10
Bueno	10- 40
Muy bueno	40- 100
Extremadamente bueno	100- 400
Excepcionalmente bueno	> 400

Tabla 19: Índice Q

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

La calidad el macizo rocoso se clasifica como:

- Clasificación RMR (Rock Mass Rating, o evaluación del macizo rocoso): 65 (**Roca Buena**).
- Índices Q o Rock Tunnelling Quality Index: 6.92 (**Roca Media**).

Se adjuntan en el presente informe los siguientes ensayos: humedad, densidad peso específico, absorción, porosidad, velocidad sónica, carga puntual, tracción indirecta, Compresión simple, compresión monoaxial, los mismos que presentan rangos de acuerdo a su ubicación.

La humedad de las muestras analizadas fue desde el 0.3% hasta un máximo en una sola muestra de 4.5%, la mayoría de valores son menores que el 1%.

No existen una variación importante entre la densidad (que es desde 2100 Kg/m³, hasta 2600 Kg/m³), y el peso específico, por lo que la porosidad y la absorción son bien bajas.

Se obtuvieron valores de velocidad sónica longitudinal en el rango de 1500 m/s a 4200 m/s, teniéndose también valores de 4700 m/s ⁽⁵⁸⁾.

En los ensayos de tracción indirecta o compresión diametral se obtuvieron valores de 8.5 Kg/cm² hasta 75 Kg/cm².

La resistencia a la carga puntual encontrada varía entre 144 y 360 Kg/cm².

⁵⁸ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

En cuanto a los valores de resistencia a la compresión simple encontrados varían desde 200 Kg/cm², hasta 400 Kg/cm², lo que establece que están altamente meteorizados.

Otros ensayos importantes, realizados en la matriz rocosa, son el ensayo de compresión monoaxial, mediante el cual se determinó, la resistencia última, el módulo de Young o de deformación y el coeficiente de Poisson. La mayoría de las muestras han generado resistencias a la compresión alrededor de 30 Mpa (300 Kg/cm²) y módulos de Young alrededor de 14 GPa.

A continuación se presenta en la siguiente tabla un resumen de los parámetros geotécnicos de las rocas en la presa Coaque y de los materiales usados para la construcción del terraplén de la presa:

Tabla 20: Parámetros geotécnicos de las rocas (cerrada C1).

Descripción	Peso Volumétrico (KN/m ³)	RESISTENCIA AL CORTANTE		ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE			Permeabilidad de la Matriz (cm/seg.)	Conductividad Hidráulica (cm/seg.)
		Cohesión (MPA)	Ángulo de Fricción (Ø)	Resistencia a la Compresión (MPA)	Módulo de Young (MPA)	Coefficiente de Poisson		
Depósito Aluvial	15,6	0	15	-	-	-	1,20E-01	4,05E-05
Andesitas Basálticas Meteorizadas	22,5	0.26	31	26	1,24E+04	0,24	1,01E-04	
Andesitas Basálticas Poco Meteorizados	23,8	0.76	35	30	1,43E+04	0,21	1,27E-05	

Descripción	Peso Volumétrico (KN/m ³)	RESISTENCIA AL CORTANTE		ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE			Permeabilidad de la Matriz (cm/seg.)
		Cohesión (MPA)	Ángulo de Fricción (Ø)	Resistencia a la Compresión (MPA)	Módulo de Young (MPA)	Coefficiente de Poisson	
Núcleo	20.59	0.006	30	3.75	3,13E+02	0,27	5,90E-05
Filtro (e=1 m)	19.10	0	34	15	7,14E+02	0,23	4,80E+00
Pantalla de Inyecciones	22.20	0.045	46	24	1,14E+04	0,21	1,38E-06
Espaldones	22.00	0	41	7.5	6,25E+02	0,26	1,21E-01

Tabla 21: Parámetros geotécnicos de los materiales empleados para la construcción del terraplén de la presa (cerrada C1).

Se seleccionó el valor de conductividad más alto de las familias de fracturas perpendiculares al eje de presa, el cual se utilizó en la etapa de diseño a nivel de Perfectibilidad para hacer el modelo en el programa GeoStudio 2007.

3.6. CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.

En la zona de estudio destinada para la construcción de la presa ocurren fuertes y bajas precipitaciones según la época del año, lo que causa frecuentes inundaciones ciertos periodos, los mismos que a su vez hace que se produzcan deslizamientos peligrosos para las poblaciones que habitan a su alrededor, al contrario que en las épocas de bajas precipitaciones escasea el recurso agua.

Es evidente que los caudales punta de avenida aguas abajo de la presa van a disminuir considerablemente al momento de la construcción de la misma, lo que provocara que los calados máximos alcanzados y la superficie inundada también disminuya.

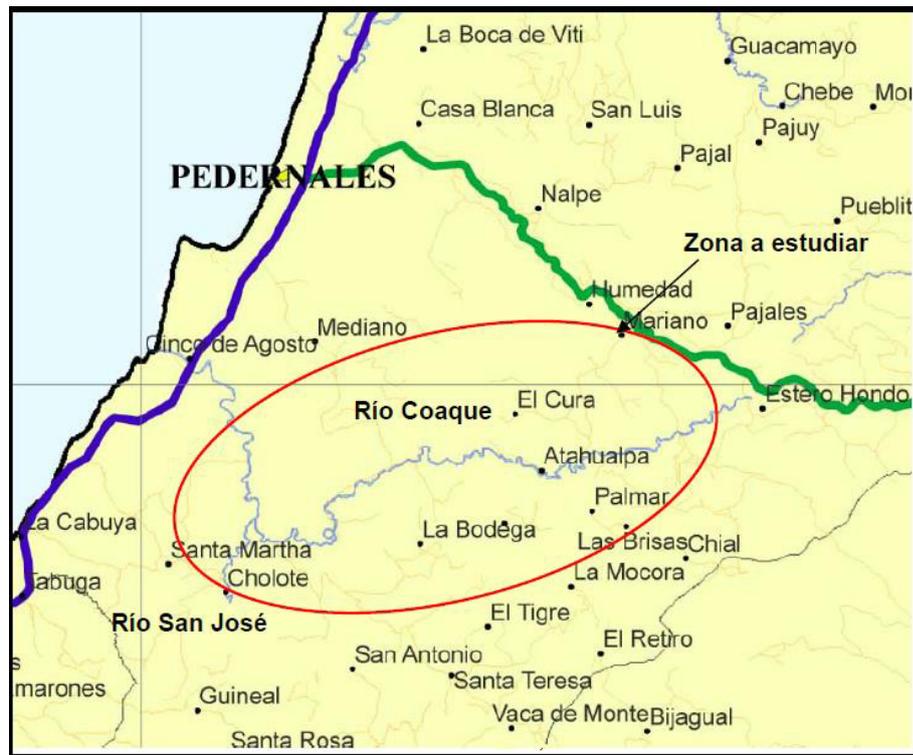


Figura 3.16: Zona de estudio (cerrada C1).

Basados en el estudio realizado por INASSA, donde se realizó un modelo hidráulico para varios periodos de retorno, para lo cual fue necesario disponer de una topografía de la zona de estudio, de los caudales y de su hidrograma para varios periodos de retorno.

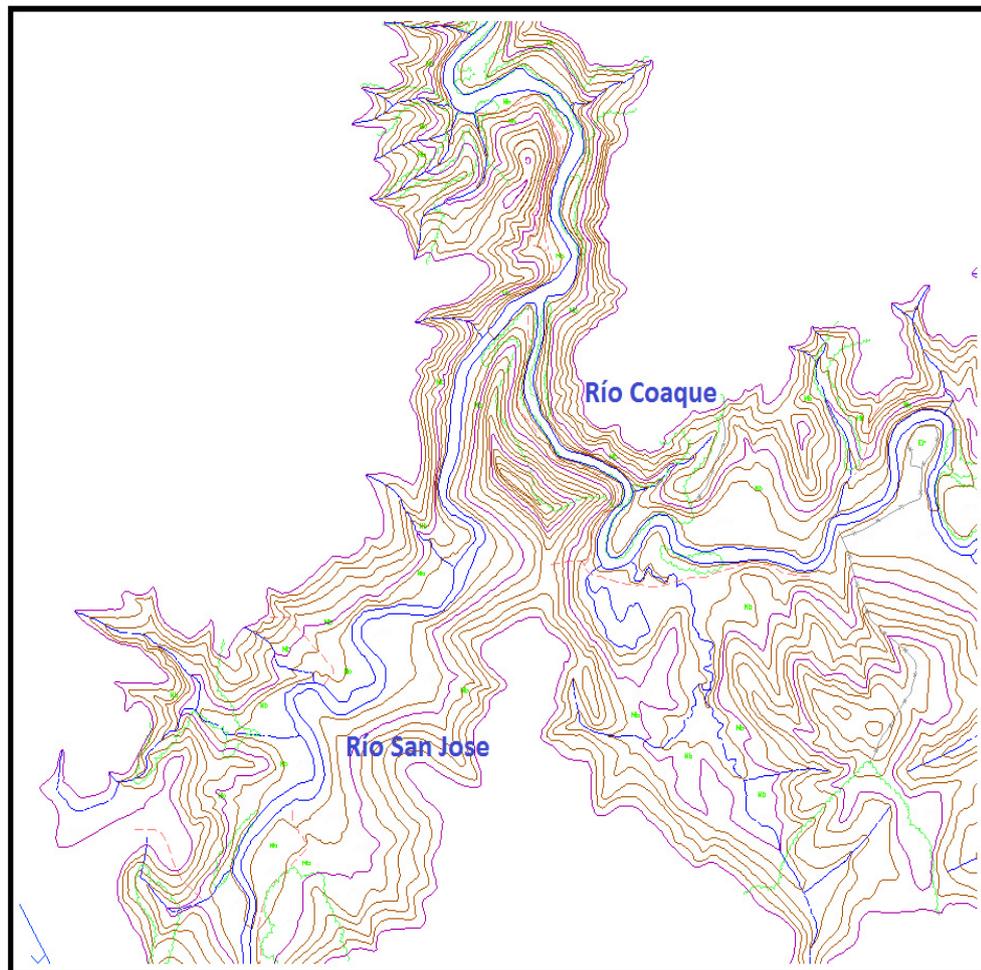


Figura 3.17: Plano topográfico disponible (cerrada C1).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

A partir de esta topografía se realizó un Modelo Digital del Terreno (MDT) con lo que se obtuvo superficies tridimensionales de la zona de estudio.

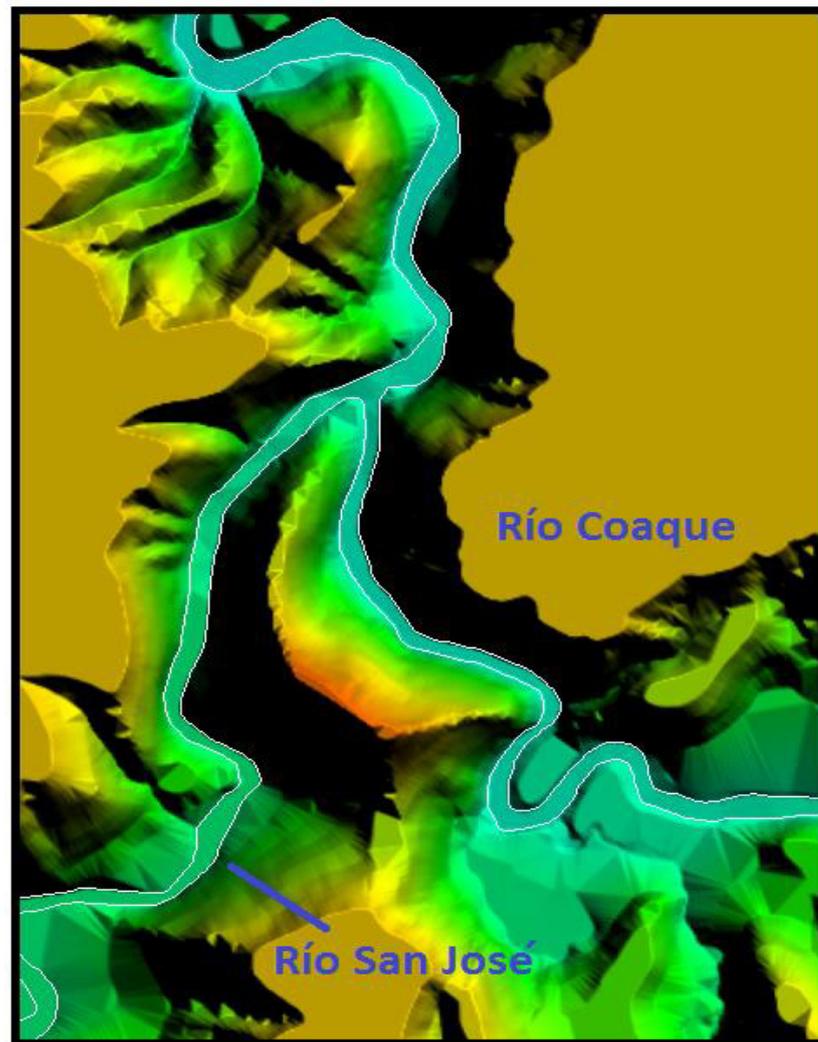


Figura 3.18: Modelo digital del terreno (cerrada C1).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

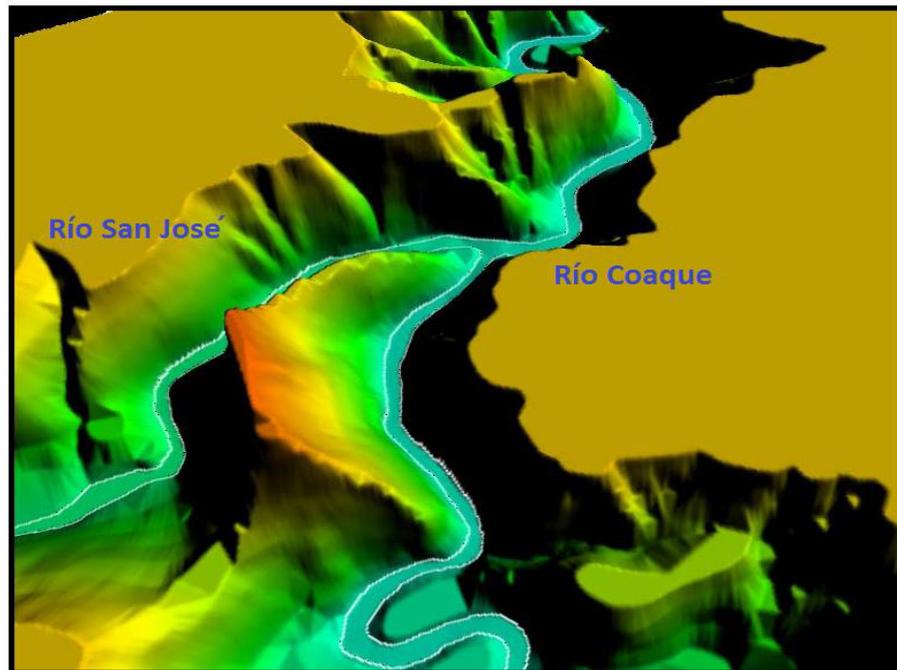


Figura 3.19: Vista 3D de los ríos Coaque y San José (cerrada C1).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Basándose en estos modelos se obtuvieron los perfiles del terreno.

A continuación se presenta el perfil transversal de la zona inmediata aguas arriba de la confluencia del río San José en el río Coaque.

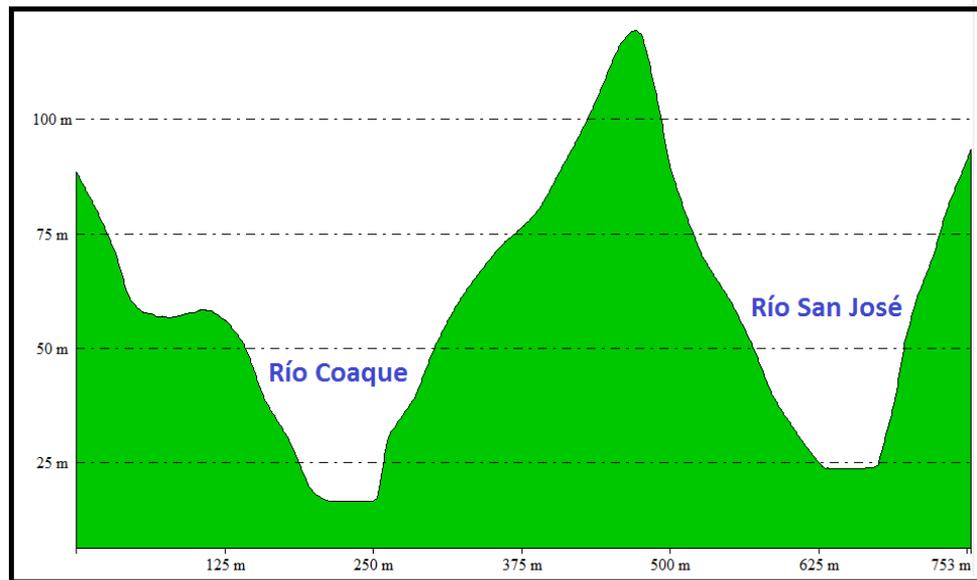


Figura 3.20: Perfil transversal de los ríos San José y Coaque (cerrada C1).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Los valores de caudal se han obtenido del estudio realizado por INASSA, que han considerado las avenidas correspondientes para periodos de retorno de 5, 10, 25, 50, 100, 500, 1000 años además de las láminas para un periodo de retorno de 1000 años.

Cuenca simulada	Periodo de retorno 2 años			Periodo de retorno 5 años		Periodo de retorno 10 años		Periodo de retorno 25 años	
	Superficie cuenca (km ²)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)
Rio Coaque AJ con el río San José (C1)	384,02	140,1	8.120,8	279,2	16.092,2	392,1	22.389,9	559,8	31.821,1

Cuenca simulada	Periodo de retorno 50 años			Periodo de retorno 100 años		Periodo de retorno 500 años	
	Superficie cuenca (km ²)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)
Rio Coaque AJ con el río San José (C1)	384,02	639,5	36.183,9	747,0	42.202,4	955,4	54.315,5

Cuenca simulada	Periodo de retorno 1.000 años			Periodo de retorno 5.000 años		Periodo de retorno 10.000 años		Avenida máxima probable	
	Superficie cuenca (km ²)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)	Caudal máximo PMP (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)
Rio Coaque AJ con el río San José (C1)	384,02	1.194,1	177,8	1.551,5	89.644,0	1.706,0	98.965,4	2.651,2	157.209,4

Tabla 22: Caudales para varios periodos de retorno (cerrada C1).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

Alternativa	Volumen de Embalse	Área de Embalse
CERRADA C1	62,65 hm ³	446,3 ha

Tabla 23: Área y volumen de embalse (cerrada C1).

Fuente: Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA).

El programa utilizado en los estudios de hidráulica fluvial es INFOWORKS RS., obteniendo resultados que han sido estudiados considerando dos puntos de vista:

- Valores máximos de calado en avenida
- Estudio de las zonas de peligrosidad

Los resultados de valores máximos de calada en avenida darán una idea global de esta. Teniendo en cuenta que el método de cálculo es en régimen variable debido a ser un modelo tridimensional y a que el caudal es variable con el tiempo, existirán distintos valores de calado y velocidad en función del tiempo ⁽⁵⁹⁾.

EL estudio de las zonas de peligrosidad sirve para concretar aquellas zonas dentro de la llanura de inundación que presentan valores que pueden provocar daños sobre los habitantes y los bienes. INASSA en su estudio consideró que estos daños ocurren con velocidades mayores a 3.0 m/s, adopto este valor porque es el que puede producir erosiones tales que, a su vez, provocan el socavamiento de la parte baja de las laderas, lo que a su vez genera el deslizamiento de la misma sobre el cauce ⁽⁶⁰⁾.

⁵⁹ Anexo 4 – Hidráulica Fluvial, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

⁶⁰ Anexo 4 – Hidráulica Fluvial, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

Como conclusión principal de estos estudios se puede determinar la gran reducción tanto de caudal como de velocidad de la inundación que se conseguiría con el efecto laminador provocado por la construcción de la presa. Esta situación se ve aún más mejorada debido al retardo en la aparición de la punta de caudales de la avenida, que provocará que la avenida aguas abajo de la confluencia con el río en el que no se construirá la presa, también quede muy laminada (⁶¹).

Se debe considerar además la máxima cota de embalse en la cerrada C1, la cual tiene un limitante que es la población de ATAHUALPA, esta cota de embalse debe garantizar la no inundación de esta población, la misma que fue considerada en la etapa de diseño de la presa (cota 49).

Por otro lado, INASSA estudio en profundidad las zonas de peligrosidad, que han sido definidas para su estudio como aquellas en la que la avenida de 100 años de periodo de retorno provoca velocidades superiores a 3 m/s.

⁶¹ Anexo 4 – Hidráulica Fluvial, estudios de prefactibilidad del proyecto Coaque.

b) PRESA JAMA.**3.7. CARACTERIZACIÓN TOPOGRÁFICA.**

Un factor limitante del proyecto es la cota mínima de inundación de las poblaciones más cercanas, en este caso la cota de las poblaciones San Isidro y Eloy Alfaro determina el nivel máximo de embalse en la cota +130, para tomar la precaución que bajo ni un motivo la construcción de la presa afecte a estas poblaciones⁽⁶²⁾.

En el siguiente perfil topográfico del sitio de cierre, se observan taludes con gran pendiente donde se construirán los empotramientos de la presa. El talud derecho tiene un ángulo aproximado respecto a la horizontal de 67° hasta la cota +111 y de 49° hasta llegar a la corona en la cota 147,9. El talud izquierdo tiene una pendiente casi constante en el sitio de interés formando un ángulo de 49° respecto a un plano horizontal.

⁶² Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) – Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

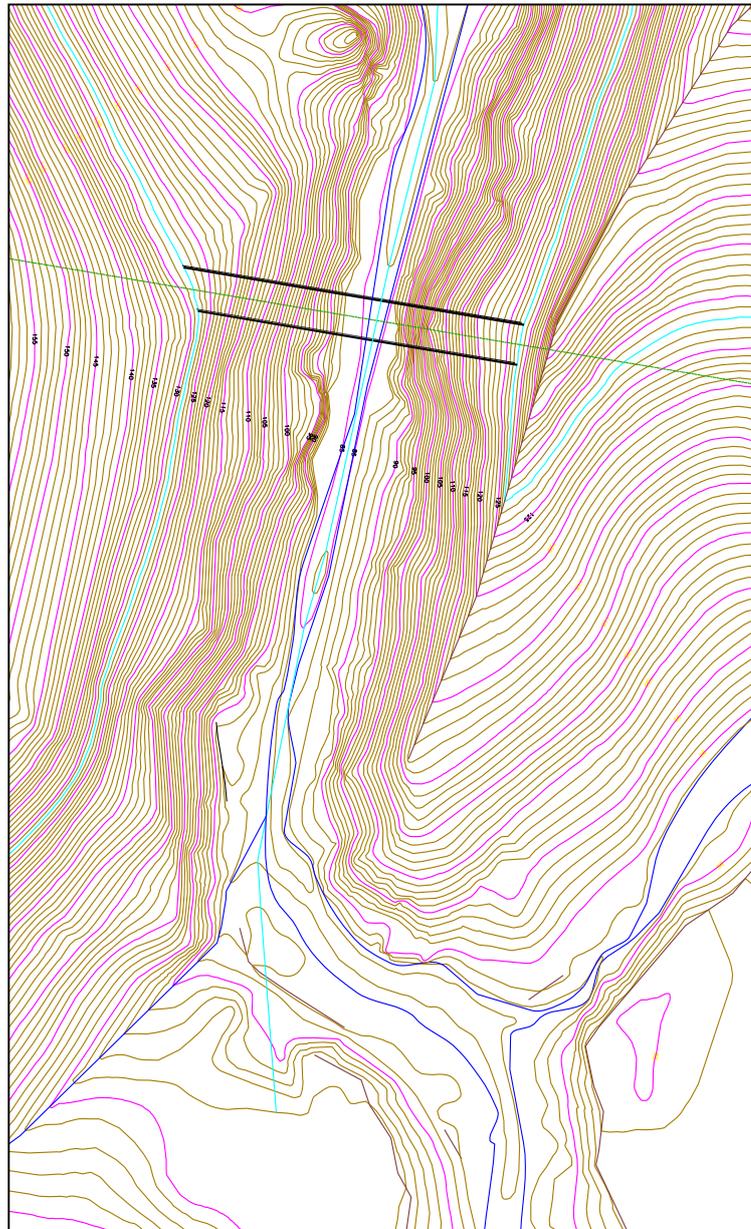


Figura 3.21: Topografía y cerrada Jama

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

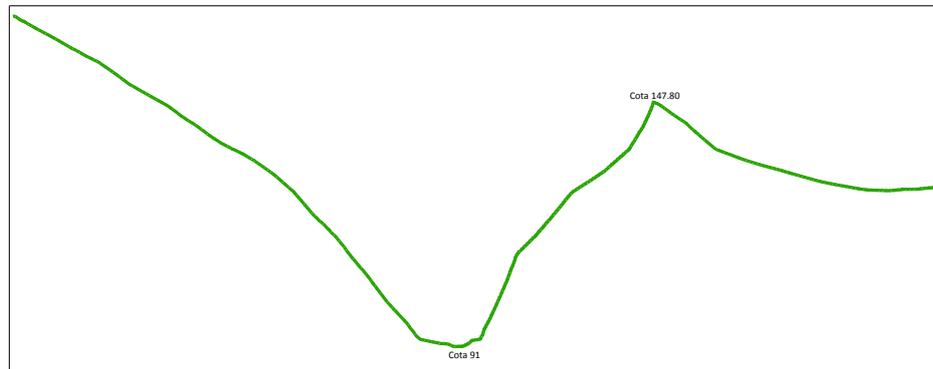


Figura 3.22: Perfil de la cerrada Jama.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).



Figura 3.23: Vista aérea de la cerrada Jama.

En el perfil topográfico de la cerrada es notable el desarrollo de las pendientes fuertes en los sitios de empotramiento formando una V estrangulada, la longitud de coronación considerando el nivel de máximo embalse en la cota +130 sería 71.79 m.

3.8. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA.

CERRADA DE LA PRESA DE JAMA.

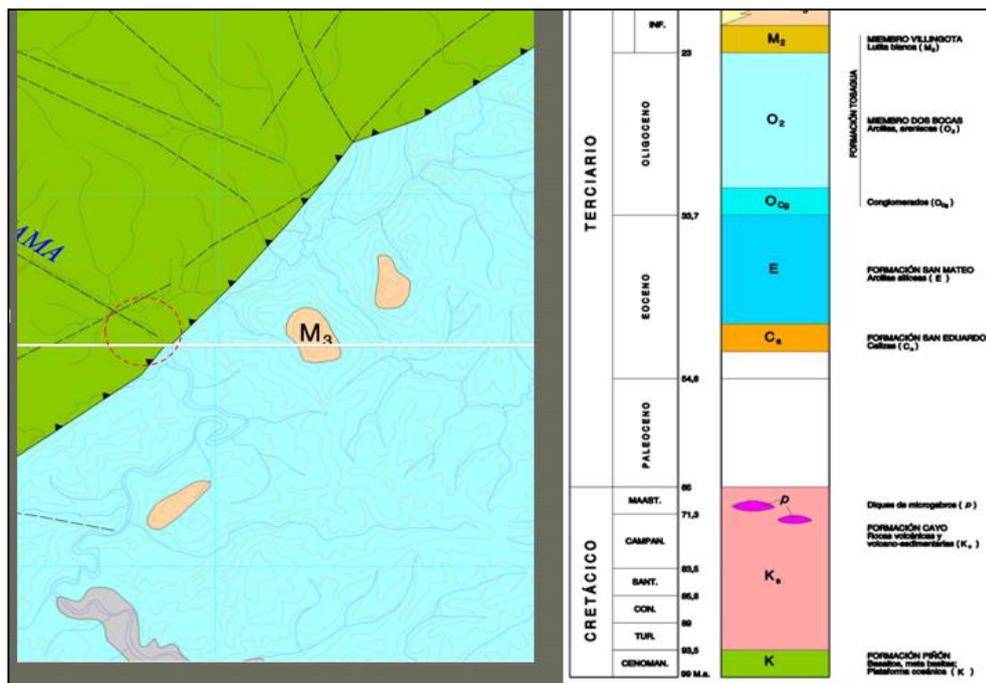


Figura 3.24: Geología de la cerrada Jama.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

El sitio donde se construirá la presa de embalse Jama, se encuentra ubicada en las andesitas basálticas de la formación Ks, (Formación Piñon). Al igual que en el caso en Coaque.

El criterio general que hay que tomar en consideración es que a pesar de las dos presas se construirán en la misma formación geológica no necesariamente el macizo rocoso tendrá las mismas características geomecánicas, lo cual dependerá directamente de su grado de meteorización.

En el cauce de la cerrada, estudios previos como los realizados por la consultora INASSA, determinan que se tendrán horizontes de alteración en el orden de 1 m y en caso de las laderas donde se ubicarán los empotramientos de la presa en el orden de 2 a 3 m.

En cuanto a la fracturación, se han observado tres familias de fracturas cuasiortogonales, que delimitan bloques o bolos en general de gran tamaño (más de 1 m³). Estas diaclasas se observan onduladas y rugosas, prácticamente cerradas, sin relleno y sin agua. Su continuidad es baja ⁽⁶³⁾.

⁶³ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES DE LA CERRADA.

El apoyo de la presa se realizará en estos basaltos sanos, cuyas características geotécnicas estimadas son las siguientes (⁶⁴):

- Resistencia de la roca matriz a compresión > 10 MPa
- Módulo de deformación de la roca matriz > 30 GPa
- Grado de meteorización: I - II
- Fracturación del macizo rocoso (RQD): 50 – 75 %
- Calidad del macizo rocoso (RMR: Rock Mass Rating): Buena (50 a 80)
- Módulo de deformación del macizo rocoso > 2000 MPa
- Coeficiente de Poisson del macizo rocoso: 0.2
- Densidad natural: 26 KN/m³

CIMENTACIÓN.

La cimentación en el cauce y en las laderas se realizará sobre la roca sana, una vez eliminados los suelos y el horizonte de alteración del sustrato rocoso.

⁶⁴ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

Se estima que en la zona del cauce esta excavación necesaria sea del orden de 1-2 m, y en la zona de las laderas del orden de 2-3 m ⁽⁶⁵⁾.

El estudio del apoyo muestra que los materiales del emplazamiento son compatibles con la cimentación de una presa de hormigón.

RIESGOS GEOLÓGICOS EN LA CERRADA JAMA.

En la zona del emplazamiento de la presa y sus obras de excedencia no se han cartografiado deslizamientos de ladera. Se han observado algunos desplomes de bolos o bloques, los cuales se encuentran registrados ⁽⁶⁶⁾.

De acuerdo con la interpretación geológica de la zona, se considera que el cauce del río Jama discurre en esta zona por una falla o discontinuidad del macizo, por lo que, si bien no ha podido ser observada de forma directa, se estima que en el centro del cauce será necesario una sobreexcavación y hormigonado en la zona de apoyo.

EXCAVACIÓN Y REUTILIZACIÓN DE MATERIALES EN LA CERRADA JAMA

⁶⁵ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

⁶⁶ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

Las excavaciones de los suelos y de los niveles más alterados se podrán realizar mediante métodos mecánicos, mientras que los tramos de excavación necesarios en las zonas de macizo sano deberán ejecutarse mediante voladuras.

Los taludes de excavación provisionales en los suelos podrán ejecutarse al 1H: 1V, y en las rocas sanas verticalizarse hasta el 1H: 5V.

Los materiales basálticos podrán en principio ser reutilizados como áridos para la fabricación de hormigones, sin embargo serán necesarios, en fases sucesivas del proyecto, ensayos químicos para determinar la presencia de reactivos que pudieran afectar a los cementos. Los suelos deberán enviarse a vertedero.

VASO DE LA PRESA DE JAMA.

Si la cota máxima de embalse se define mayor o igual a +125 la zona de inundación del vaso corresponde a materiales de las unidades geotécnicas correspondientes a la formación Piñón (unidad K) y a la formación Tosagua, Miembro Dos Bocas (unidad O2). Se verá afectada en la cola del embalse también la formación Angostura (unidad M3) ⁽⁶⁷⁾.

⁶⁷ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

Los materiales cuaternarios de las zonas más bajas y próximas al cauce presentan un mayor desarrollo en la zona del valle, y corresponden a los aluviales de la unidad Q1.

Las permeabilidades de las rocas basálticas son muy bajas, produciéndose infiltración casi exclusivamente a través de la fracturación.

Debido a las características de juntas cerradas y con poca persistencia, se estima que la pérdida de agua por estos materiales sea despreciable.

En cuanto a los materiales de la unidad O2, se trata de arcillas y areniscas cuya permeabilidad se estima entre baja y media, al igual que en el caso de las areniscas y conglomerados de la unidad M³.

RIESGOS GEOLÓGICOS EN EL VASO.

En la zona de las cerradas de las otras alternativas, han sido cartografiados deslizamientos de laderas y escarpes morfológicos en materiales terciarios. Los deslizamientos antiguos conforman grandes movimientos de material, y si bien se consideran estabilizados, este tipo de movimientos puede reactivarse si se modifican las condiciones de carga, pendientes o presiones intersticiales.

Es de esperar que en los materiales terciarios afectados por el vaso, existan este tipo de inestabilidades, similares a las observadas en otras zonas.

En materiales basálticos se esperan desprendimientos de bloques movilizados por el agua, por lo que se deberá realizar un estudio de detalle en próximas fases de análisis.

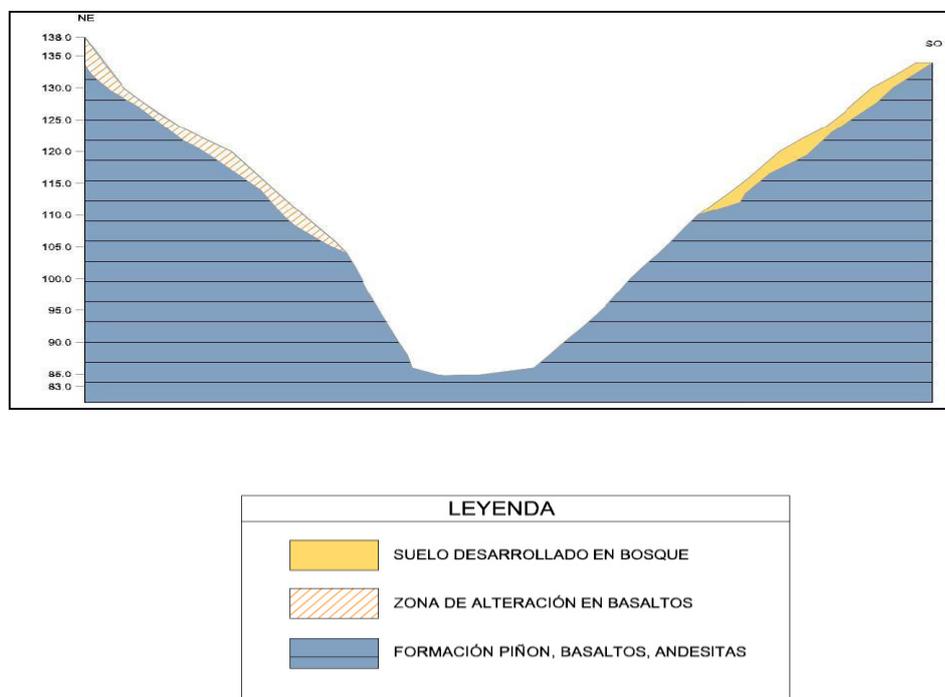


Figura 3.25: Geología del vaso de la cerrada Jama.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

3.9. ESTUDIO HIDROLÓGICO.

CUENCA DEL RÍO JAMA.

La cuenca del río Jama comprende un área total de 1396 km². Se encuentra localizada al norte de la provincia de Manabí, entre los cantones Jama, Pedernales, Chone, Flavio Alfaro, Sucre y San Vicente (Ver gráfico). La zona urbana más importante en la cuenca es la ciudad de Jama, que se encuentra ubicada en la desembocadura del río Jama (68).

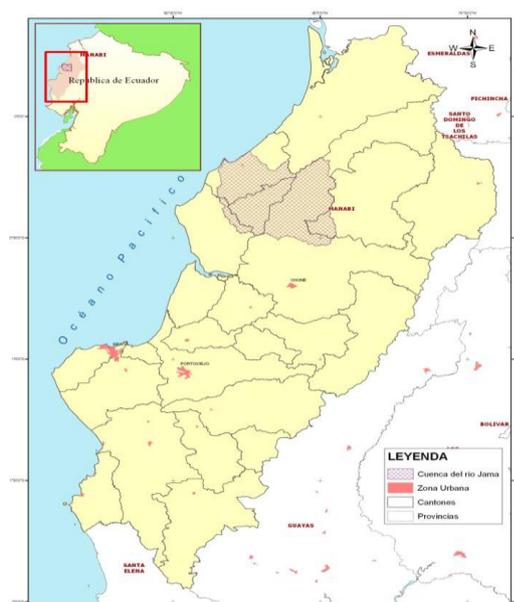


Figura 3.26: Cuenca del río Jama.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

⁶⁸ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

La cuenca hace parte de la región natural costa o litoral, formada por el territorio comprendido entre la costa y la cordillera de Los Andes. Al norte y noroccidente de dicha región, se desarrolla una pequeña cordillera cuyas alturas no sobrepasan los 800 msnm, donde se destacan, desde el norte, las colinas de Mache, la cuenca de Muisne y las cordilleras de Jama, Coaque y Chindul, así como la depresión central de Chone – Portoviejo.

La cuenca del río Jama limita al norte con la divisoria de aguas de las cuencas estero Don Juan, río Coaque y el río Blanco perteneciente al sistema fluvial del río Esmeraldas, al este con la subcuenca del río Daule perteneciente al sistema fluvial del río Guayas, al sur con la cuenca del río Chone y al suroeste con la cuenca del río Briceño y los ríos costaneros.



Figura 3.27: Límites hidrográficos de la cuenca del río Jama.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

El río Jama nace del ramal norte de las Montañas de Jama en las cercanías de la población de Convento. Sus principales afluentes son: río Palalache, Venado, Yescas, San Isidro, Pechichal y el río Mariano que

tiene una participación considerable en la superficie de la cuenca y su valle corre aproximadamente paralelo al curso medio del río Jama.

3.10. INVESTIGACIONES GEOTÉCNICAS DE CAMPO.

LEVANTAMIENTO DE FRACTURAS.

Estas discontinuidades han sido registradas espacialmente en dirección de buzamiento y buzamiento, en afloramientos (se realizaron calicatas en la terraza aluvial), también se ha realizado la medición de espaciamiento entre fracturas de la misma familia y además una estimación de la abertura.

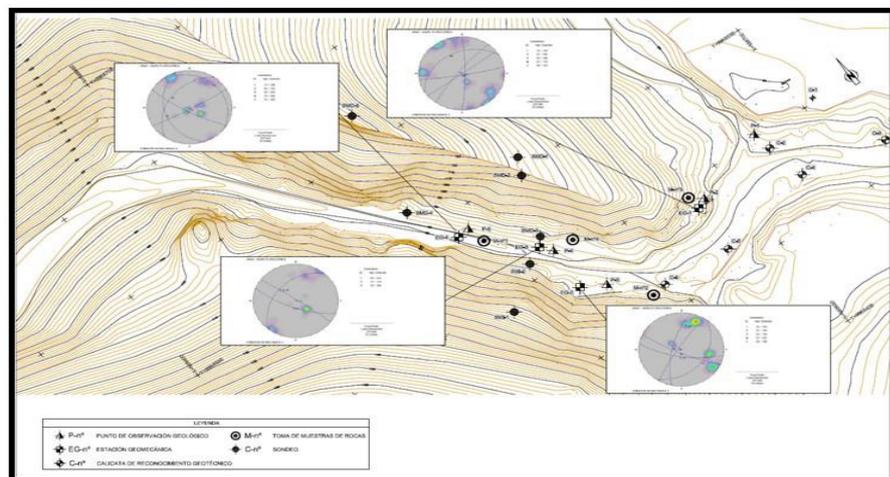


Figura 3.28: Levantamiento de fracturas (cerrada Jama).

En lo concerniente al flujo de agua con carga, a partir de los resultados de la red estereográfica se observa que existen fracturas que se orientan en el sentido del flujo del río, es de decir en el sentido aguas abajo de la Presa. Las fracturas de mayor importancia para permitir el flujo a través de los empotramientos son las dirigidas al noroeste y suroeste que tienen buzamientos poco pronunciados, 15 a 25 grados.

Esas discontinuidades se encuentran presentes, en los dos costados del río, entre 250 y 400 m aguas abajo de la confluencia del estero Venado. En este mismo sector hay fracturas con la misma dirección, aunque sub verticales, de tal manera que tienen altas posibilidades de cortar las de buzamiento más suave y así se pueden intercomunicar hidráulicamente, aun si la persistencia y continuidad de las fracturas sea baja.

Dentro el punto de vista de la estabilidad y también del flujo con carga, se debe tener en cuenta las familias de fractura que se encuentran orientadas al noreste y sureste, con un buzamiento sub vertical; estas forman cuñas de roca con las fracturas antes mencionadas, también se tienen posibilidades de deslizamientos planos y volcamientos, todo esto cuando se producen rupturas en los tramos no abiertos (no continuos) de las fracturas. Los deslizamientos antiguos y que aparecen como cuerpos coluviales, que se tienen en ese sector han ocurrido seguramente por las condiciones mencionadas. Como ya se ha mencionado será necesario

ampliar las investigaciones a este respecto, en los estudios de factibilidad.

Es evidente que si las fracturas no son tratadas, en su capacidad de conducir agua y no es mejorada su resistencia al cortante, con el efecto de la carga de agua embalsada y el peso de las estructuras, dichas discontinuidades podrán tener una incidencia trascendente y negativa para el proyecto.

Un aspecto favorable y de gran importancia que se ha deducido, a pesar de la existencia de numerosas familias de fracturas, es que no se ha encontrado una falla geológica tectónica, en esa parte del cauce del río Jama, en decir, en el futuro emplazamiento de presa.

GEOFÍSICA Y SONDEOS MECÁNICOS.

Estos trabajos realizados por la consultora INASSA. Permiten realizar observaciones y análisis en el interior (en las inmediaciones) de los posibles empotramientos y cimentación de la obra hidráulica de cierre.

El emplazamiento de las líneas sísmicas y los sondeos mediante perforaciones, correlacionados entre sí, permiten tener una evaluación geotécnica bastante apreciable en esta Prefactibilidad.

Una constante encontrada en todas las perforaciones son las fracturas verticales y sub verticales que se observan en los testigos, además de las otras discontinuidades de poco ángulo de inclinación que separan los pedazos de núcleos y que han disminuido su recuperación.

Otro detalle importante que se tiene en todas las perforaciones y que se aprecia sobre el nivel freático, es el flujo subterráneo ocasionalmente presente. Se tiene como evidencias la existencia de oxidaciones y de fracturas con caras untuosas al tacto. Esto también significa que las longitudes de fracturas abiertas son al menos similares en las profundidades, a la que se tienen en los afloramientos superficiales.

Si se correlacionan los sondajes mecánicos con la prospección geofísica sísmica, se tienen también resultados interesantes. La determinación de velocidades sónicas que caracterizan los diferentes tipos de calidad de la roca, señala la existencia de al menos cuatro calidades de roca en los costados del cauce del sitio de presa. La primera capa se tiene desde la a superficie del terreno y se profundiza hacia el interior del macizo presentando, al inicio, cierto paralelismo en áreas con poco declive, pero también en las laderas. Se considera que este es un efecto derivado de la meteorización típica de un valle geológicamente antiguo.

La existencia de esas capas de diferente calidad de la roca lo que se define por la velocidad del viaje de las ondas sísmicas señala una muy

notable diferencia entre la primera capa de algo más 1000m/s, que es la roca muy meteorizada y la más profunda, que es mayor de 5000 m/s. En cambio en las capas intermedias, que serían las directamente alcanzadas por la estructura de la presa, la variación entre rangos de velocidades es menor, por ejemplo de 3500 a 4000 m/s. Ver el siguiente perfil geofísico:

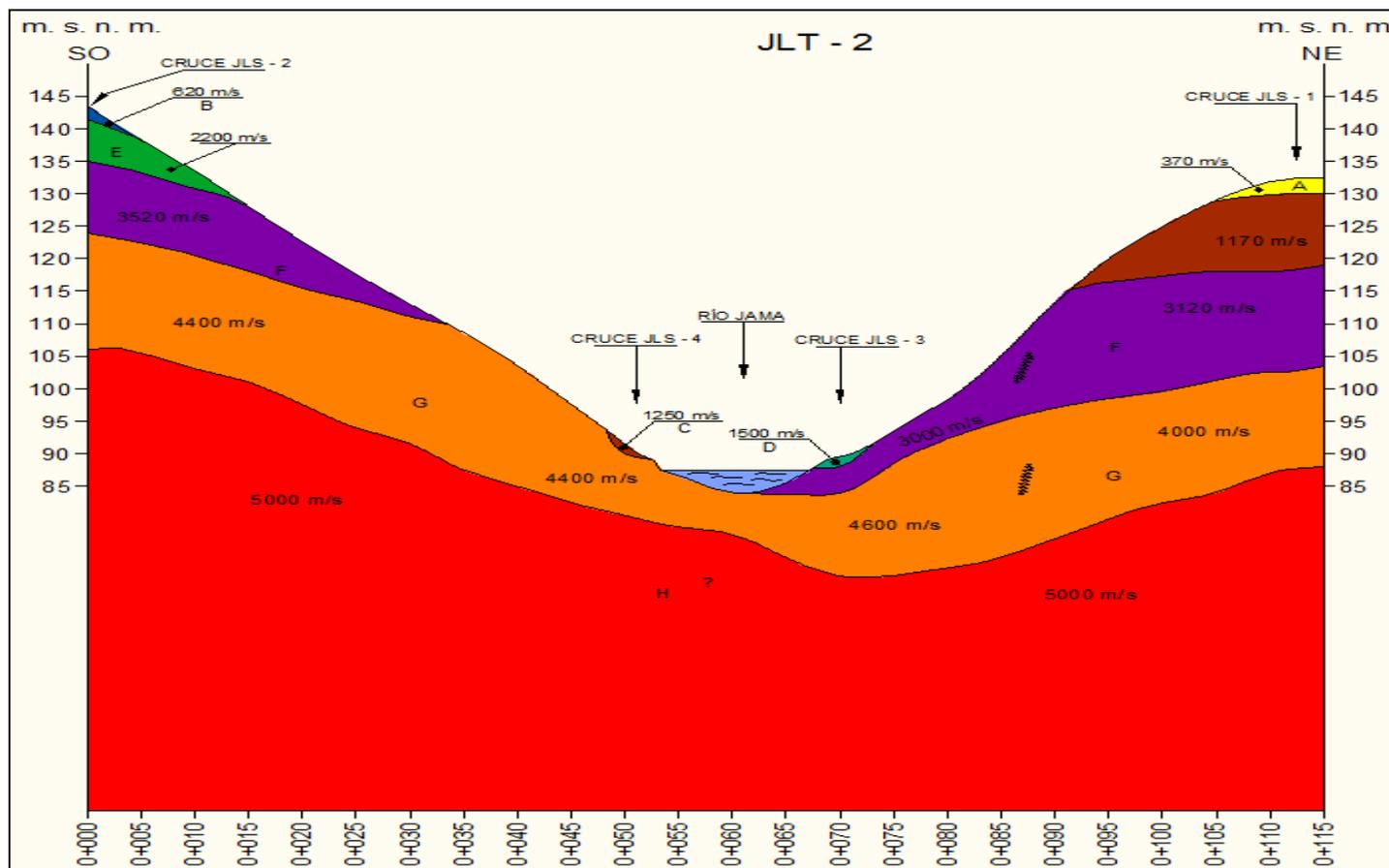


Figura 3.29: Perfil geofísico ubicado aproximadamente en el eje de presa propuesto (cerrada Jama).

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

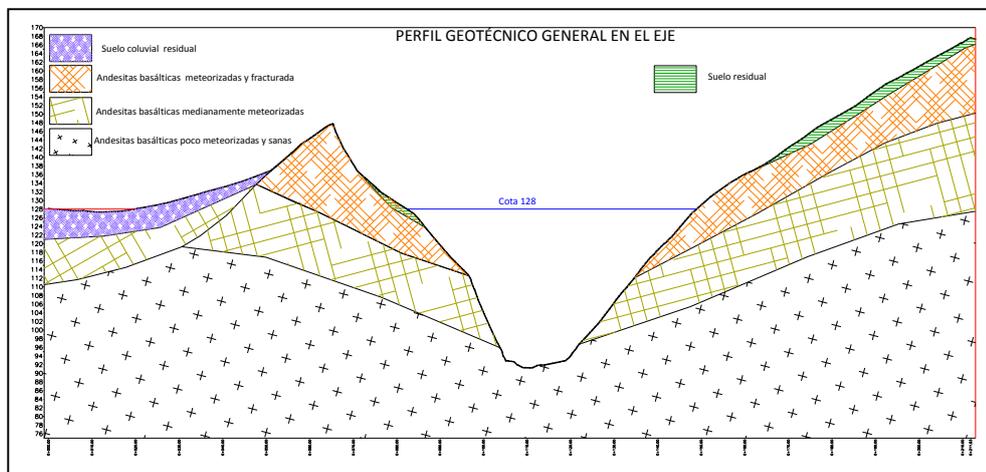


Figura 3.30: Perfil geotécnico ubicado aproximadamente en el eje de presa propuesto (cerrada Jama)

Teniendo en cuenta lo encontrado en las perforaciones, no existen diferencias importantes entre lo que serían las capas intermedias antes mencionadas (las de 3500 a 4000 m/s), en cambio, la roca se mejora notablemente al llegar a la capa de 5000 m/s.

De acuerdo a la geofísica y a los sondajes mecánicos efectuados, además de los otros estudios de campo, se establece, con un grado razonable de certeza, que la mejor área para implantar una presa es la que se encuentra entre los 200 y 350 m aguas abajo la desembocadura del estero Venado.

3.11. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Se adjuntan en el presente informe los siguientes ensayos: humedad, densidad peso específico, absorción, porosidad, velocidad sónica, carga puntual, tracción indirecta, Compresión simple, compresión monoaxial.

La humedad de las muestras analizadas fue desde el 0.3% hasta un máximo en una sola muestra de 4.5%, la mayoría de valores son menores que el 1%.

No existen una variación importante entre la densidad (que es desde 3200 Kg/m³, hasta 4100 Kg/m³), y el peso específico, por lo que la porosidad y la absorción son bien bajas.

Sólo en una muestra se obtuvo una velocidad sónica longitudinal menor que 2000 m/s, la mayoría de muestras presentan valores de entre 4000 y 5000 m/s, teniéndose también valores mayores que 5600 m/s.

En los ensayos de tracción indirecta o compresión diametral se obtuvieron de 57 Kg/cm² hasta valores de 302 Kg/cm².

La resistencia a la carga puntual encontrada varía entre 790 y 2500 Kg/cm², la mayoría de muestras presenta valores intermedios.

En cuanto a los valores de resistencia a la compresión simple encontrados varían desde un mínimo (en el sondaje SMD1), de 200

Kg/cm², pasando por 600 a 800 Kg/cm², hasta llegar a 1400 Kg/cm², presentando en consecuencia una importante dispersión de resultados.

Otros ensayos importantes, realizado en la matriz rocosa, es el ensayo de compresión monoaxial, mediante el cual se determinó, la resistencia última, el módulo de Young o de deformación y el coeficiente de Poisson. La mayoría de las muestras han generado resistencias a la compresión superiores a 60 Mpa (600 Kg/cm²) y módulos de Young superiores a 50 GPa. Una sola muestra ha arrojado resistencias a la compresión de menores que 11 Mpa y Módulos de Young, menores que 20 Mpa.

Los resultados encontrados en muestras de matriz rocosa señalan la existencia de una roca densa a muy densa, que puede ser de resistente a muy resistente, solo ciertas muestras, en la misma perforación señalan propiedades geomecánicas que caracterizan rocas de resistencia media.

Los resultados obtenidos en las muestras de las perforaciones o sondajes, señalan una alta densidad en las masas rocosas y en especial un módulo de Young o módulo de deformación relativamente alto. Esto significa que la obra de presa, debería (debería/podría) ser de hormigón, ya que el módulo de deformación de cualquier terraplén o pedraplén, es de un rango bastante inferior, por lo que se deduce una incompatibilidad

estructural de ese tipo de presas, sobre todo en condiciones dinámicas generadas por los sismos.

Es importante señalar que los denominados parámetros elásticos corresponden a la matriz rocosa. Si se considera el macizo rocoso con sus discontinuidades, dichos parámetros son significativamente menores, en tanto en cuanto el macizo no sea tratado.

Al realizarse el tratamiento, por ejemplo con inyecciones y elementos de soporte, se logra lo que se denomina roca armada, por lo que los mencionados parámetros se incrementan considerablemente y así, la supremacía del módulo de deformación del macizo rocoso tratado, frente a cualquier tipo de terraplén, se mantiene.

3.12. CONSIDERACIONES HIDRÁULICAS.

La presa de Jama ha presentado un condicionante principal motivado por criterios ambientales y sociales que se ha considerado como limitativo del diseño. Este condicionante es la cota de las poblaciones de San Isidro y Eloy Alfaro que se encuentran afectadas por la inundación del embalse y cuya cota mínima urbanizada no permite niveles de inundación superiores a la cota +130,00 m.s.n.m ⁽⁶⁹⁾.

⁶⁹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

Este condicionante presenta asociado otras limitaciones técnicas como es el no aprovechamiento efectivo de la carrera de embalse y con ello la imposibilidad de laminación adecuada de las avenidas de proyecto y extrema. Por tanto, una de las funcionalidades de la regulación del río Jama como es la prevención de inundaciones se ve cumplida de forma mínima. A su vez la necesidad de evacuar grandes volúmenes de avenida convierte a la presa de Jama en una presa vertedero con necesidad de regulación por compuertas

AVENIDA DE PROYECTO.

Los hidrogramas de avenida empleados han sido los correspondientes a los periodos de retorno de $T=5.000$ años para la avenida excepcional y $T=1.000$ años para la avenida de proyecto. En todos los casos se ha considerado una duración del aguacero de 72 horas. ⁽⁷⁰⁾.

Para realizar el estudio de laminación se han utilizado los caudales obtenidos del estudio hidrológico previo los cuales se han visto modificados en un 5% en el estudio definitivo. Estas correcciones serán introducidas en fase posterior del proyecto ⁽⁷¹⁾.

⁷⁰ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

⁷¹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

Cabe destacar que el caudal máximo alcanzado para periodo de retorno de 5.000 años es de 2.890,70 m³/s y para periodo de retorno de 1.000 años de 2.133,1 m³/s.

ESTUDIO DE LAMINACIÓN.

Tomando como datos de partida la curva de embalse, los hidrogramas de entrada para periodo de retorno de 1.000 y 5.000 años y los caudales de desagüe estimados, se ha realizado el estudio de laminación.

De acuerdo con los resultados obtenidos se indican a continuación, las cotas máximas alcanzadas por el agua en el embalse para cada una de las avenidas consideradas, siendo la cota de coronación la 130 m.s.n.m y la cota del máximo nivel normal la 125 m.s.n.m.

Periodo de Retorno	Caudal punta Avenida	Caudal de Salida (m ³ /s)	Cota del agua En el embalse
1.000	2.133,10	1.486,53	129,21
5.000	2.890,70	2.329,99	129,72

Tabla 24: Cotas y caudales punta de entrada y salida al embalse.

A continuación se representan gráficamente los hidrogramas de laminación para ambos periodos de retorno considerados (⁷²).

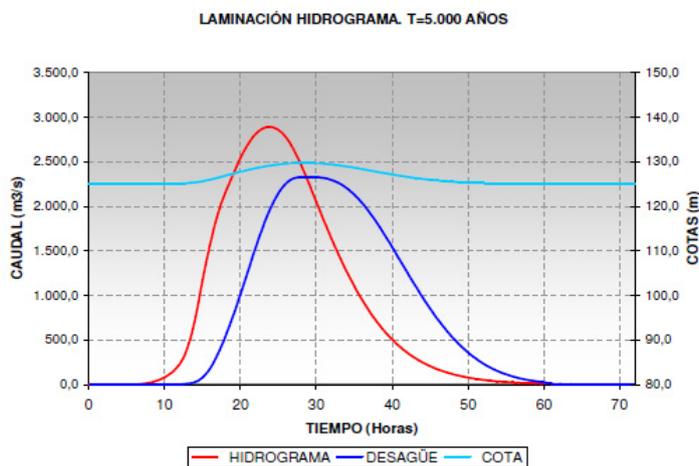


Figura 3.31: Laminación hidrograma para un periodo de retorno de 5000 años.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

⁷² Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), RESUMEN EJECUTIVO 2013, Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

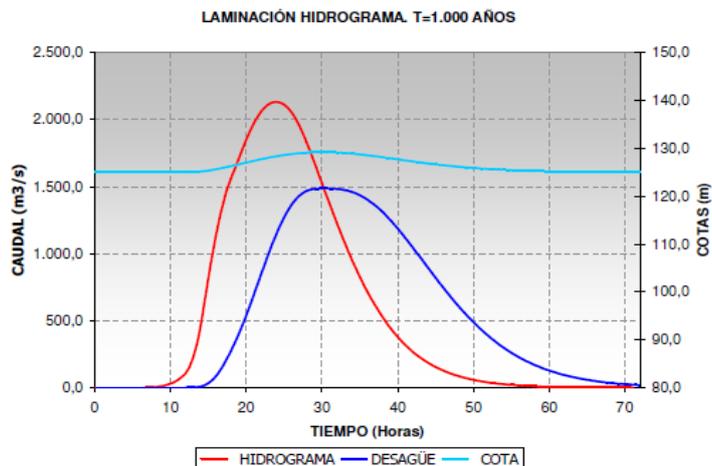


Figura 3.32: Laminación hidrograma para un periodo de retorno de 1000 años.

Fuente: SECRETARÍA NACIONAL DEL AGUA (SENAGUA).

ANÁLISIS DE FLUJO EN LAS FRATUCAS.

Teniendo en cuenta la información suministrada en el levantamiento y registro de discontinuidades efectuado en toda el área de presa, se procedió a efectuar un análisis empleando las relaciones de cálculo de flujo en fracturas, propuestas varios años atrás, por el Dr. Claude Louis, y que han sido utilizadas exitosamente en varias proyectos.

En primer lugar se determina la conductividad hidráulica en cada familia de fracturas, para lo que se contabilizan 4 familias principales y 2 ocasionales, en 1 m lineal de los empotramientos y de la cimentación de la presa. Se aplica, en base a la información disponible, una relación de

flujo laminar en fracturas lisas, como está indicado en el cuadro de cálculos que se muestra a continuación:

Previamente se presenta la dirección de buzamiento y buzamiento, de las fracturas, cuyos datos son los siguientes:

- Familia F1: Dirección 35° - 60° ; Buzamiento: 30°N – 35°N
- Familia F2: Dirección 60° - 110° ; Buzamiento: 68°S – 85°S
- Familia F3: Dirección 115° - 125° ; Buzamiento: 78°S – 85°N
- Familia F4: Dirección 30° - 50° ; Buzamiento: 80°N – 90°

Los valores de las familias ocasionales son los siguientes:

- Familia F5: Dirección 130° ; Buzamiento: 10°N
- Familia F6: Dirección 180° ; Buzamiento: 80°w

A continuación se presenta la siguiente tabla con el cálculo de la conductividad hidráulica en flujo laminar.

FAMILIA	b(cm)	v(cm/seg), 20°C	g(cm/seg)	e (cm)	K _f (cm/seg)
F1	200	0.0101	981	0.010	4.047E-05
F2	300	0.0101	981	0.012	4.6622E-05
F3	250	0.0101	981	0.010	3.2376E-05
F4	450	0.0101	981	0.015	6.0705E-05
F5	350	0.0101	981	0.010	2.3126E-05
F6	300	0.0101	981	0.010	2.698E-05

Tabla 25 Cálculo de conductividad hidráulica.

DETERMINACIÓN DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA.

Donde:

b = espaciamiento promedio entre fracturas de una familia.

e = abertura promedio de las fracturas.

v = viscosidad cinemática del agua.

K_f = conductividad hidráulica.

g = aceleración de la gravedad.

Los valores de conductividad hidráulica obtenidos son similares a los valores intermedios de las permeabilidades Lugeon encontrados en los sondajes del sector de presa.

Para calcular el caudal de flujo en las fracturas se han considerado cargas hidráulicas equivalentes al 50% de una presa de 36m de altura.

Las longitudes abiertas de las fracturas han sido tomadas de estudios, a nivel de diseño, en otro proyecto cercano, en la misma formación Piñón.

La caracterización geotécnica detallada de las fracturas, en el sitio de presa, debe ser realizada necesariamente en los estudios de factibilidad.

CÁLCULO DE FLUJO EN LAS FRACTURAS INTERCOMUNICADAS				
Proyecto: Presa Jama				
En flujo laminar, Jama				
FAMILIA	$S_f(\text{cm}^2)$	J_f	$K_f(\text{cm}/\text{seg})$	$Q_f(\text{cm}^3/\text{seg})$
F1	12.000	0.8000	4.047E-05	3.885E-04
F2	11.520	0.7600	4.662E-05	4.082E-04
F3	7.200	0.8125	3.238E-05	1.894E-04
F4	9.750	0.7073	6.071E-05	4.186E-04
F5	3.000	0.7500	2.313E-05	5.203E-05
F6	3.000	0.6579	2.698E-05	5.325E-05
Total de filtraciones				1.510E-03
Caudal en Litros/seg.m				1.510

Tabla 26 Caudal de filtración.

Donde:

Q_f = caudal que se produce en la fractura.

S_f = superficie de flujo en la fractura, perpendicular al flujo.

V_f = velocidad del flujo.

K_f = conductividad hidráulica direccional de una fractura continua.

J_f = gradiente hidráulico direccional de una fractura.

Los resultados obtenidos demuestran que se tendrían alrededor de 1.5 litros/s, por metro lineal de presa, si se asume un ancho promedio de 40 m, el caudal de filtraciones sería de 60 litros/s.

El análisis realizado y además, el estado de las fracturas encontradas en los sondajes, demuestran que existen posibilidades de flujo a través de las fracturas, por lo que se deduce la necesidad de impermeabilizar la cimentación y empotramientos de la presa.

Debido a que la impermeabilización se logra mediante inyecciones en las fracturas, esta solución geotécnica debe tener dos objetivos: Consolidación, es decir cohesionar y por tanto lograr mejora de la calidad del macizo rocoso y al mismo tiempo conseguir la citada

estanqueidad. En la siguiente foto, se muestra el tipo de fracturas en el sitio de presa.



Figura 3.33: Fracturas del macizo rocoso de la presa Jama.

Fracturas en el sitio de presa, unas orientadas hacia el cauce y en sentido contrario, otras sub verticales. Nótese el flujo de agua.

CAPÍTULO 4.

4. CRITERIOS PARA LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESA.

a) PROYECTO DE PRESA COAQUE.

El proyecto de presa Coaque posee como alternativa el sitio de presa más apropiado la cerrada C1, el cual constituye la presa en el río Coaque, que se encuentra aproximadamente a 500 m metros de la convergencia de los ríos Coaque y San José.

La construcción de la presa en la cerrada C1 debe satisfacer los requerimientos que se tendrían en una zona de riego aguas abajo de la presa que se construye. En la cerrada C1 el embalse se tiene únicamente en el río Coaque hasta la cota de máxima inundación, que tiene un limitante el cual es la presencia de la población de Atahualpa, que no puede ser inundada si se requiriese un volumen de embalse mayor.

En los estudios de Prefactibilidad se ha seguido un procedimiento para elegir las alternativas más convenientes, cuyo nombre es multicriterio. En dichos análisis se anotan como aspectos dirimientes el servicio de la presa a zonas de riego, estando estas limitadas en sus dimensiones por existir una topografía bastante accidentada. En estas consideraciones se deduce que la presa más conveniente es aquella que genera el mayor embalse.

Sin embargo de los análisis efectuados por los consultores que han estudiado la etapa de Prefactibilidad, se considera como un aspecto importante el costo que va a tener la construcción de la presa en el cierre C1. Para selección del sitio de presa se debe optar por el que genera el mayor embalse, por los siguientes argumentos:

- Si bien es cierto que la zona de riego es relativamente pequeña si se relaciona al volumen de agua embalsada, como no es menor cierto que disponer de un embalse con agua, constituye un bien muy valioso, ya que en circunstancias en que las lluvias sean escasas (lo cual es muy probable en ese sector de Manabí), el agua embalsada podría servir no solo para riego si no para requerimientos más urgentes como lo son el agua potable. No se debe olvidar que en las planificaciones actuales del gobierno nacional se hace contar el desarrollo turístico y principalmente la generación de una

infraestructura orientada a esa industria por lo que se advierte a corto plazo el desarrollo de nuevas poblaciones y por tanto el incremento del requerimiento del agua.

- Insistentemente se argumenta que en el futuro el agua será más costosa que los hidrocarburos, por tanto el procurar grandes almacenamientos de ese vital líquido constituyen indudablemente un parámetro que puede generar un beneficio costo de alta rentabilidad.

SELECCIÓN DEL TIPO DE PRESA.

En el recorrido que se hizo en el proyecto se constató que al momento se está construyendo una carretera y un puente que atraviesa el río San José.

En la cerrada C1 se adoptó como máximo nivel de embalse la cota 49 (teniendo en cuenta los estudios de Prefactibilidad efectuados), se propone un cambio a la propuesta hecho en los estudios de Prefactibilidad realizados por INASSA que consiste en una presa de gravedad de hormigón, por otro tipo de presa denominada generalmente presa de tierra.

De los estudios geotécnicos realizados hasta el momento se deduce que el sitio de presa C1 existen rocas basálticas de la formación piñón que

presentan significativos grados de meteorización, esto significa que las rocas ígneas mencionadas no tienen ni la dureza ni la resistencia que suelen tener los macizos rocosos sanos de ese mismo tipo de roca. Por otra parte de los propios estudios se determina la presencia de hasta 6 familias de fractura tectónicas lo que significa que el macizo rocoso está intensamente fracturado, y puede ser fácilmente deformable con las cargas de una presa de hormigón.

Hay que tener en cuenta que por su rigidez las estructuras conformadas con hormigón, pueden sufrir deformaciones muy grandes que afectarían dicha estructura rígida.

Es evidente que el costo de una presa de hormigón podría ser notoriamente más alto que otra de tierra si los materiales como el cemento, el hierro y agregados deben ser importados de sectores lejanos para lograr hormigones de buena calidad.

Si en vez de hacer la presa de hormigón se decide efectuar como se propone en esta tesis, una presa de tierra, se tendrían las siguientes ventajas:

- La presa puede aceptar deformaciones y asentarse un alto porcentaje durante el proceso constructivo

- En la zona sí existen materiales aptos para la construcción, tal es el caso de arcillas para el núcleo impermeable, espaldones de suelos limo arcillosos con clastos y también enrocados que se pueden obtener seleccionando los macizos rocosos menos meteorizados, Igualmente se puede aplicar procesos de trituración para obtener agregados gruesos y finos.

De las observaciones efectuadas en el terreno y en la información topográfica, se deduce la posibilidad real de construir un aliviadero totalmente independiente del terraplén de presa que permitiría las descargas de las aguas en demasía desde el vaso, hasta el río San José.

Uno de los aspectos imprescindibles en cualquier tipo de presa es el tratamiento que se debe dar a la roca tanto de la cimentación como de los empotramientos, el aspecto más importante que debe ser abordado es la impermeabilización de la cimentación y los empotramientos, por lo que en el caso de una presa de tierra se requiere construir una pantalla impermeable tanto en la cimentación como en los empotramientos.

En el caso de una presa de hormigón, que en este trabajo se está descartando además del tratamiento de impermeabilización debe efectuarse otro de consolidación del macizo rocoso en los empotramientos.

Se presentan los diseños preliminares del cuerpo de presa, el cual debe constar de un núcleo impermeable y de espaldones de materiales, cuyas propiedades ya han sido en parte definidas, requiriéndose de otros ensayos de laboratorio de Mecánica de Suelos y otros materiales. También deben determinarse los préstamos y canteras más cercanos, en volúmenes suficientes de materiales aptos para construir la presa en función de los diseños.

A continuación se presenta una implantación general preliminar del cuerpo de presa y canal aliviadero. El perfil típico de una presa simétrica, con taludes en los espaldones de 3H: 1V, el talud en el núcleo impermeable es de 1H: 5V, una corona de 10 m de ancho en la cota 55, dos bermas de 10 m aguas arriba y aguas abajo en la cota 40, una altura de 45m, se asume además que el máximo nivel de embalse estaría en la cota 49.

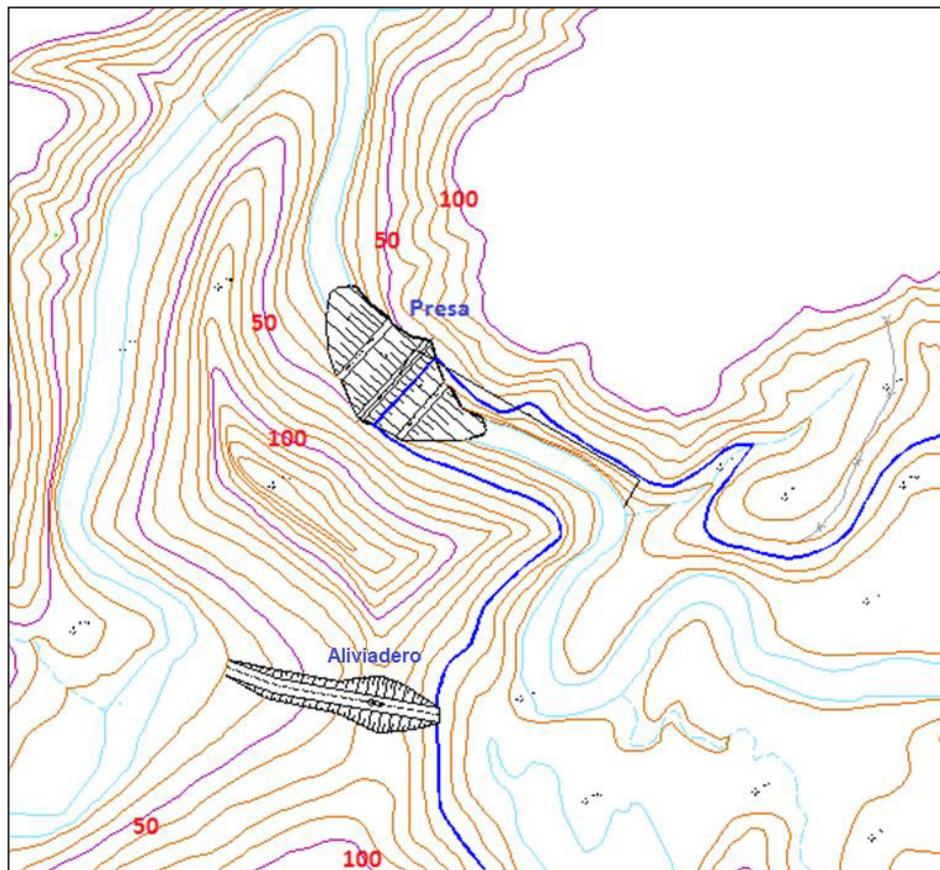


Figura 4.1: Implantación de la presa y aliviadero en la cerrada C1.

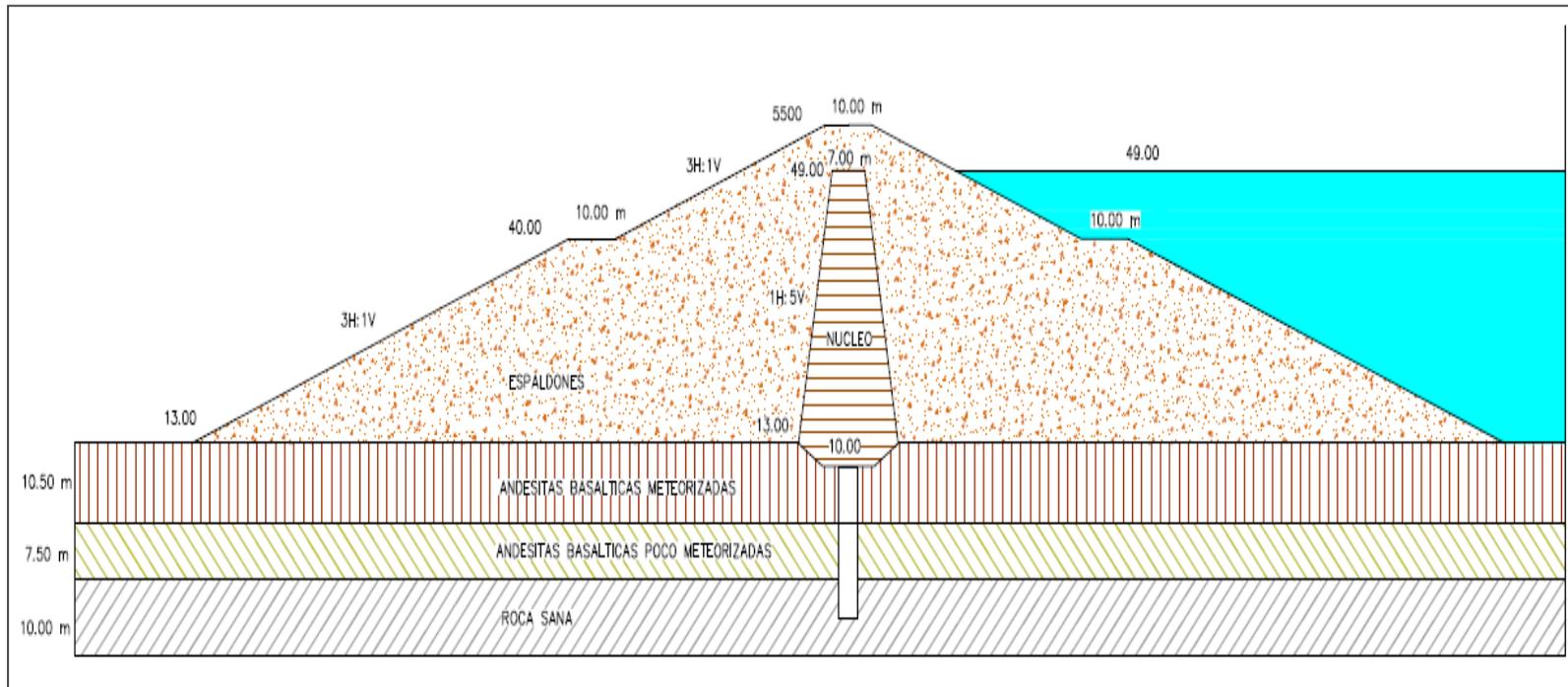


Figura 4.2 Tipo de cuerpo de presa que se propone en la cerrada C1.

b) PROYECTO DE PRESA JAMA.**INTERPRETACIÓN GEOLÓGICA APLICADA.**

La formación Piñón presente en toda el área de presa es indudablemente la que posee los materiales rocosos más resistentes del sector, ya que las rocas sedimentarias que también afloran en la zona, están constituidas por rocas, poco y muy poco resistentes, por lo que también se califican como blandas y muy blandas.

Es importante subrayar que los extrusivos ígneos que constituyen la formación Piñón se presentan, en los macizos rocosos, con una constitución significativamente heterogénea, lo que involucra la presencia de materiales ígneos de características un tanto diferentes, sin embargo en su conjunto, presentan una mejor estructura resistente que las rocas sedimentarias con las cuales están en contacto fallado, cerca al sitio de presa.

Un parámetro geológico de gran incidencia es indudablemente el grado de meteorización presente, con mayor grado, en las áreas de mayor densidad de fallas geológicas, lo que también implica numerosas fracturas tectónicas, ya que según los resultados encontrados, en el terreno se tienen cuatro familias principales y dos más, ocasionales o secundarias, que son los siguientes:

- Familia F1: Dirección 35° - 60°; Buzamiento: 30°N – 35°N
- Familia F2: Dirección 60° - 110°; Buzamiento: 68°S – 85°S
- Familia F3: Dirección 115° - 125°; Buzamiento: 78°S – 85°N
- Familia F4: Dirección 30° - 50°; Buzamiento: 80°N – 90°

Los valores de las familias ocasionales son los siguientes:

- Familia F5: Dirección 130°; Buzamiento: 10°N
- Familia F6: Dirección 180°; Buzamiento: 80°w

Se deduce también que en los sectores donde se determina el contacto fallado, entre extrusivos y roca sedimentarias, se tiene una mayor meteorización, debido al fracturamiento que se ha desarrollado en torno a las fallas.

Las capas de meteorización en el sector de interés son más espesas en las áreas con pendientes suaves, en casi todos los casos están cubiertos por masas coluviales procedentes de las partes más altas y estos terrenos están dotados de una densa vegetación.

En todo el sector se encuentran características geomorfológicas que evidencian antiguos deslizamientos y procesos erosivos (cuerpos coluviales), lo cual se aprecia en fotografías aéreas. A poca distancia

se tienen taludes bien empinados donde se observa directamente la roca, en las partes más altas se tienen suelos residuales de poco espesor y provistos de vegetación.

En los estudios de factibilidad, incrementando los trabajos de prospección geotécnica, deben zonificarse las masas coluviales.

La caracterización geológica antes esbozada permite deducir parámetros muy importantes para la implantación de la presa y en especial para definir su tipo. Se debe considerar que las presas de tierra, de escollera o variantes, requieren de una mayor extensión de emplazamiento en el eje de presa, y además se tiene la necesidad de emplazar el aliviadero fuera de la estructura de presa.

Es necesario puntualizar que debido a la poca calidad y a la heterogeneidad del macizo rocoso del sitio de interés, para construir una presa de hormigón se requiere del tratamiento geotécnico de la cimentación y empotramientos.

Los sistemas o familias de fracturas deben ser prácticamente los mismos en todo el sector de presa, por lo que se van a repetir en toda la extensión del río y sus laderas (y en el sitio que se elija como cerrada). Como es conocido, esas características del macizo rocoso varían cuando se determinan los parámetros geotécnicos tomándose en cuenta el grado

de meteorización, teniéndose en cuenta las diferentes litologías que se encuentran como; lavas, aglomerados, pillow lavas, etc., todo lo cual debe ser claramente definido a nivel de factibilidad.

CONDICIONES GEOMORFOLÓGICAS, TOPOGRÁFICAS Y EVALUACIÓN GEOTÉCNICA PRELIMINAR.

Evidentemente ligado al tipo de terreno por donde pasa, se tiene la geomorfología del cauce del río Jama, aguas arriba en rocas sedimentarias el cauce es relativamente amplio, luego presenta una estrangulación topográfica, al atravesar los basaltos andesíticos. Por esto se tienen secciones en V cerrada que se abren conforme desciende el río, así se demuestra a continuación, teniendo en cuenta una presa cuya corona estaría en la cota 128, y que, por haberse elaborado los perfiles así, el empotramiento derecho se lo tiene al lado izquierdo del perfil:

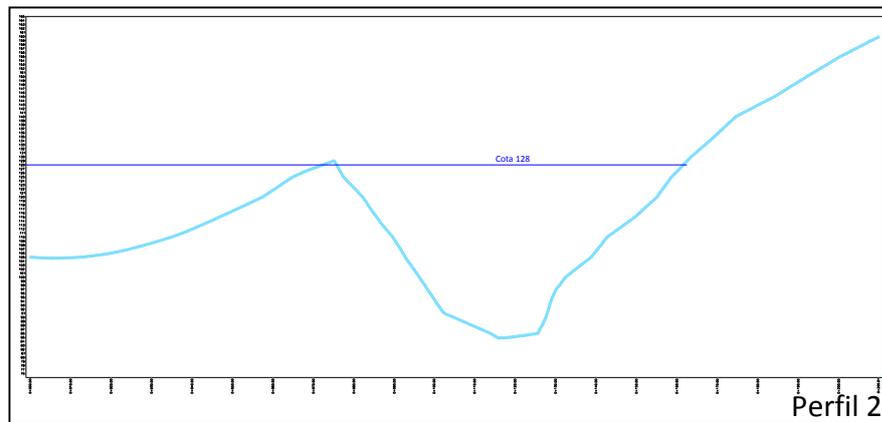


Figura 4.3: Perfil topográfico tomado a unos 168m aguas abajo de la confluencia del estero Venado.

Coordenadas: A: X=588612.19 Y=9968625.22, B: X=588461.77, Y=9968483.55

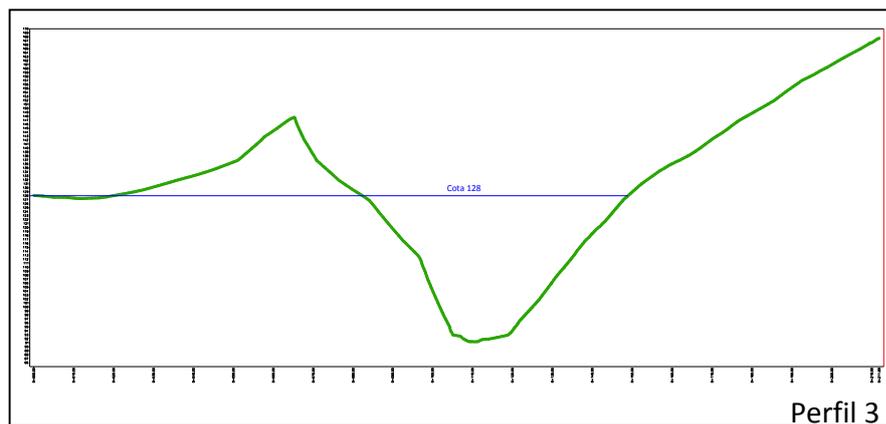


Figura 4.4: Perfil topográfico tomado a unos 213 m aguas abajo la confluencia del estero Venado.

Coordenadas: A: X=588586.2403 Y=9968650.8015, B: X=588432.6002
Y=9968503.4195

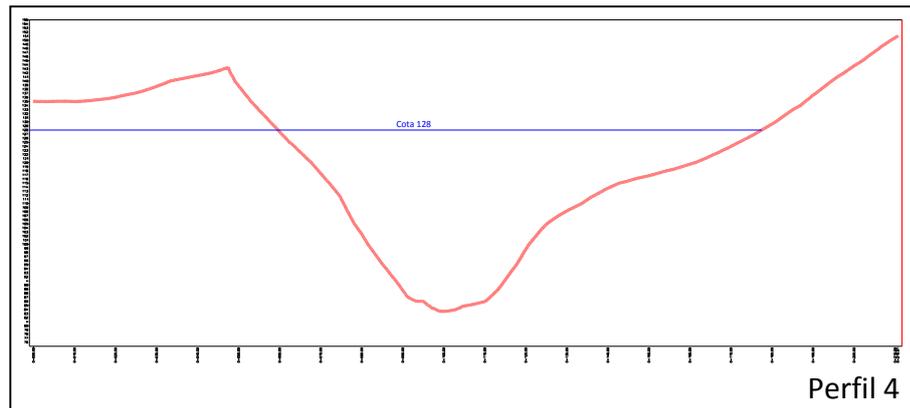


Figura 4.5: Perfil topográfico tomado a unos 248 m aguas debajo de la confluencia del estero Venado

Coordenadas: A: X=588554.9045, Y=9968667.6174, B: X=588403.05,
Y=9968525.76

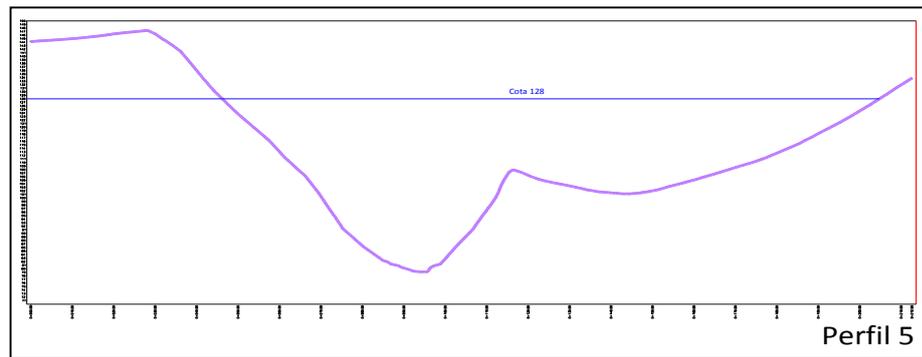


Figura 4.6: Perfil topográfico tomado a unos 283 m aguas abajo la confluencia del estero Venado

Coordenadas: A: $X=588526.37$, $Y=9968688.74$, B: $X=588374.91$,
 $Y=9968546.53$

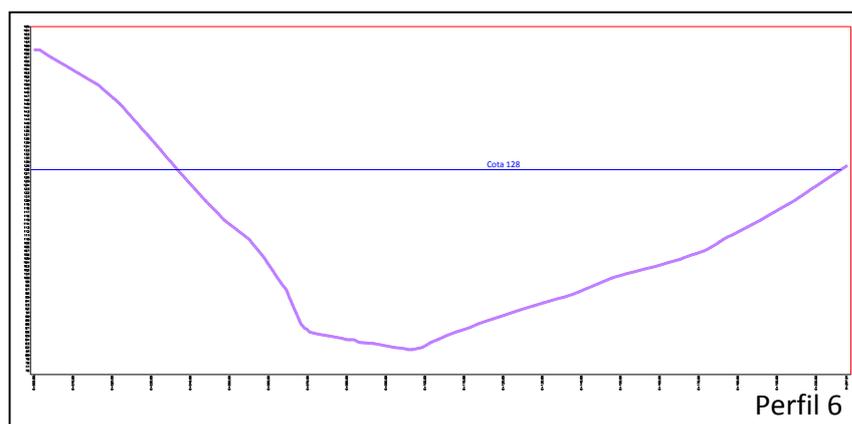


Figura 4.7: Perfil topográfico tomado a unos 320 m aguas abajo la confluencia del estero Venado

Coordenadas: A: X=588501.86, Y=9968706.88, B: X=588350.36
Y=9968564.63

PERFIL GEOTÉCNICO EN EL EJE DE PRESA SELECCIONADO.

A partir de la información obtenida en la prospección geofísica, sondajes y las observaciones en el terreno se propone la siguiente interpretación geotécnica general, la cual deber ser revisada, corregida y mejorada, luego de los estudios geotécnicos detallados que se realicen en la etapa de factibilidad. Para realizar la interpretación se debe considerar la dirección de buzamiento y buzamiento de las familias de fracturas, antes presentada, en relación al rumbo del eje de la presa:

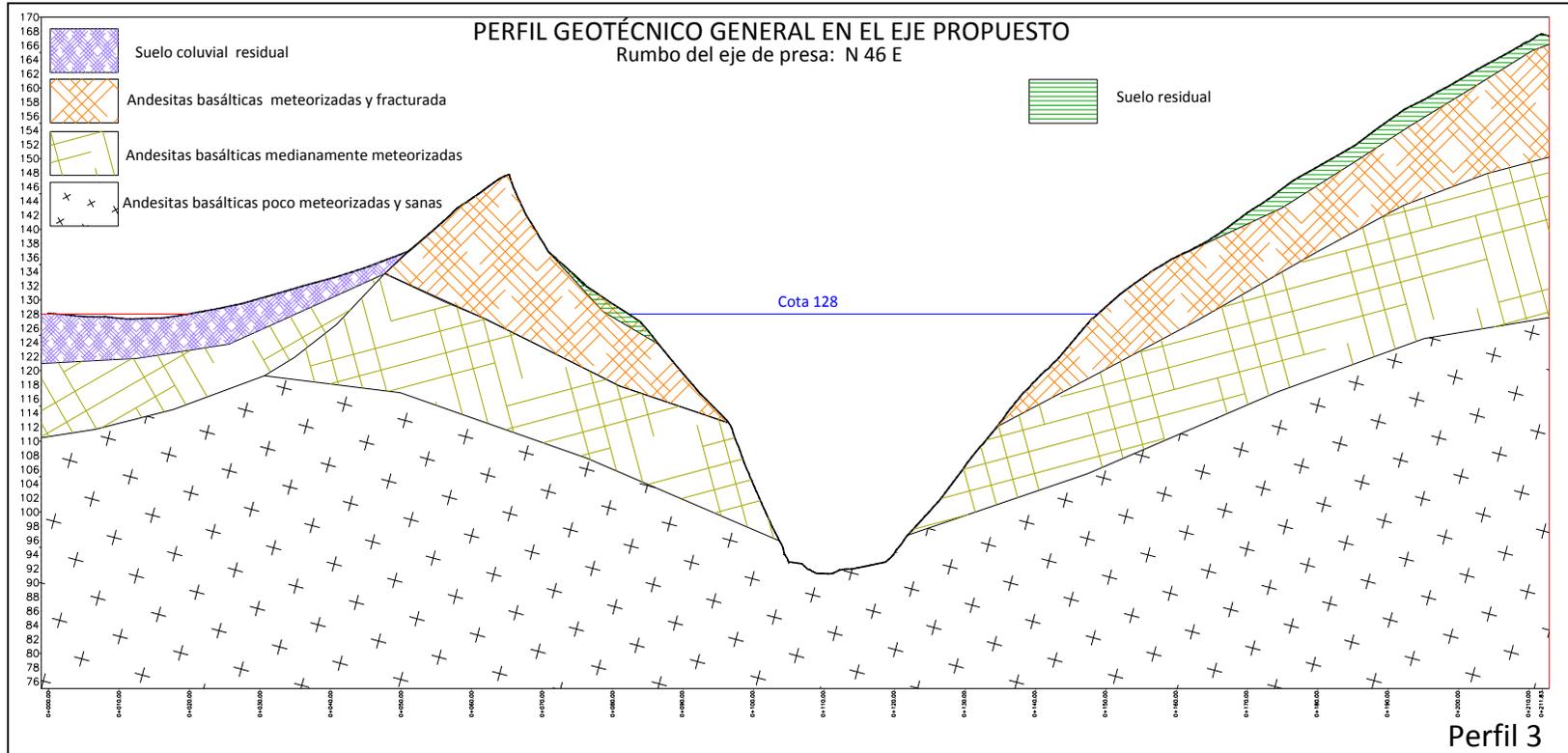


Figura 4.8: Perfil geotécnico general en el eje propuesto (cerrada Jama).

Partiendo de la información geológica obtenida en los trabajos de campo y de modo especial de los tópicos antes esbozados, teniendo en cuenta además la forma de los perfiles topográficos realizados, se puede deducir lo siguiente:

El perfil 2 muestra un empotramiento izquierdo de condiciones relativamente estables ya que es casi vertical, el derecho lo es también, sin embargo el empotramiento no tiene continuidad, ya que desciende bruscamente. En la foto se observan los empotramientos y especial el izquierdo en donde la pendiente del terreno es bastante suave, por lo que se estima que estará constituido por un espesor considerable de suelo residual y roca meteorizada (en su conjunto mayor que 10m. Además, de acuerdo al perfil, si el agua se embalsa hasta la cota 125, la presa estaría rodeada de agua, por lo que la baja calidad de la roca representaría inconvenientes.



Figura 4.9: Vista de la cerrada, en dirección aguas abajo, con el empotramiento derecho en el mismo lado de la foto.

El perfil 3 muestra taludes más empinados, por tanto más estables que los del perfil 2, además el embalsamiento, 3 metros debajo de la cota 128 indicada, no tendría incidencia significativa en el empotramiento derecho. Se consta como un aspecto bastante favorable, que en esa sección se tendría el menor volumen de cuerpo de presa, comparada inclusive con todas las demás secciones indicadas en este acápite.

El perfil 4 donde se deduce que se tienen condiciones favorables, sin embargo, la sección destinada a la presa, es significativamente más grande que la que se muestra en el perfil 3.

El perfil 5, demuestra que el empotramiento izquierdo ha sufrido posiblemente un deslizamiento. También se deduce que en el

empotramiento izquierdo debe existir un fuerte espesor de materiales meteorizados y además ser un área de gran infiltración. Adicionalmente el área que genera el volumen de presa, es mucho mayor que las anteriores.

Finalmente el perfil 6, debe tener en su margen izquierda un importante espesor de meteorización incluyendo suelos, ya que se han equilibrado en una suave pendiente del terreno y el volumen de presa, que se deduce a partir del área, es el mayor de todos los precedentes.

En secuencia, observando los perfiles se tiene un incremento del área de la sección del valle, en el sentido aguas abajo, de lo que se deduce un aumento del volumen del cuerpo de presa. Además significa un gran desarrollo de espaldones aguas abajo, si se tratase de un cuerpo de materiales compactados.

DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PRESA.

Una presa de terraplén, pedraplén o mixta, requerirá, en ese tipo de macizo rocoso, de un tratamiento de la cimentación y de los empotramientos, como cualquier otra. Además debe incluir su correspondiente sistema de impermeabilización en el cuerpo de la presa.

Para el emplazamiento de una presa de materiales compactados, se necesita de una superficie plana o algo cóncava, suficientemente

amplia, para el desarrollo espacial de los taludes. Dado que no es así, los espaldones quedarían muy encajonados, por la forma cerrada del valle, después descenderían y se abrirían ya que del eje de presa hacia aguas abajo, el valle ensancha sus laderas y también cae topográficamente. Este tipo de presa requiere de un aliviadero que sería construido excavando en terrenos rocosos duros y relativamente altos que existen en la margen derecha del río. Los terrenos de la margen izquierda son más altos y tienen roca más dura, por tanto es más complicado construir un aliviadero.

Dado que no existen otras posibilidades, también debe ser realizado un túnel de desvío de caudales para construir cualquier tipo de presa, con la ventaja de que dicha obra, es más compatible y puede ser de menor longitud, en el caso de una presa de hormigón.

Como ya se ha reiterado mediante los análisis precedentes, la presa debe ser de hormigón y el aliviadero, debe estar incorporado a la misma estructura. Ya se ha presentado un emplazamiento, cuyo eje corresponde al perfil 3, antes mencionado.

CAPÍTULO 5.

5. DISEÑOS A NIVEL DE PREFACTIBILIDAD.

a) PRESA COAQUE.

ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE ESTABILIDAD.

El análisis de estabilidad de las masas de suelo y rocas, constituye uno de los problemas más complejos que intenta resolver la Ingeniería Civil. Se denomina estabilidad a la seguridad de una masa de tierra frente a la rotura y movimiento. Los grandes proyectos de los taludes en excavación a cielo abierto, en secciones transversales de terraplenes, diques y presas de tierra, están basados principalmente en los estudios de estabilidad. Cuando ocurren las fallas, ya sean deslizamientos, corrientes o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar las causas que dieron origen al mal comportamiento y

poder indicar su corrección y el mejor método para prevenir futuras fallas⁽⁷³⁾.

Los problemas de estabilidad de una ladera natural son, en muchos casos, diferentes de los que se presentan en los taludes artificiales. Las principales diferencias se deben a la naturaleza de los materiales involucrados y a las condiciones que prevalecieron en la formación de la ladera (procesos geológicos, factores físicos y climáticos, etc.), además de la influencia que el hombre ha ejercido sobre ella (deforestación, cambios en el uso del suelo, cortes para construcción de obras, etc.).

Los fenómenos de inestabilidad de laderas se presentan frecuentemente en zonas de morfología de tipo montañoso y escarpado, donde los procesos erosivos y la meteorización son intensos, por lo que llegan a constituir riesgos geológicos potenciales al causar daños, pérdidas humanas y económicas. Aunque también se han presentado deslizamientos de laderas en terrenos de lomeríos cuando los suelos de cobertura superficial se saturan en épocas de lluvia y reducen su resistencia, o cuando sufren fluctuaciones de esfuerzos durante un evento sísmico.

⁷³ Cuanalo O., 2011.

Los deslizamientos de tierra tienen una característica común: hay movimiento de una gran masa de suelo o roca a lo largo de una superficie más o menos definida. En la mayoría de los casos dicha masa permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y se rompe en pedazos, a medida que el movimiento progresa. Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno, mientras que otras se producen pausadamente después de presentar agrietamientos y hundimientos del terreno ⁽⁷⁴⁾.

El movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del terreno es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican necesariamente, que la masa sea inestable. La inestabilidad solo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce movimiento.

La inestabilidad de taludes y laderas están entre las fallas más comunes de masas de tierra o rocas. El peso de la masa del terreno y del agua que pudiera estar en él, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del terreno disminuida por la presión del agua intersticial, es la principal fuerza resistente. La

⁷⁴ Cuanalo O. y Oliva A. 2011.

superficie de falla sobre la cual se desliza la masa de suelo o roca inestable puede ser de forma cóncava o irregular y es sin duda un fenómeno de carácter tridimensional.

El análisis de estabilidad de un talud o ladera es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa a ser movida. Un ligero aumento en las fuerzas es suficiente para producir una continua deformación que puede terminar en falla general. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que hay en cualquier problema real, los métodos de análisis directo, como los que se usan para el empuje de tierras, rara vez son aplicables.

En vez de esto, es común emplear un sistema de tanteos para determinar el factor de seguridad a lo largo de una superficie potencial de falla, aplicable tanto en un talud artificial como en una ladera natural.

MÉTODOS DE CÁLCULO.

Los primeros estudios de estabilidad de taludes fueron realizados a principios del siglo XX con la aplicación del llamado método elástico. Dicho método consistía en comprobar que la máxima tensión cortante, calculada según la teoría de elasticidad, no superara la tensión cortante

admisibles. Posteriormente surgieron los métodos de las superficies de deslizamientos, los cuales suponen que la rotura en dos dimensiones ocurre a través de una curva de forma dada.

Dichos métodos se basan en probar diversas curvas con la forma adoptada, suponer que a lo largo de cada una de ellas actúa la resistencia a cortante dividida para el factor de seguridad y, mediante consideraciones de equilibrio de la masa de tierra limitada por dichas curvas de deslizamiento, calcular el factor de seguridad. Estos métodos son los más utilizados en el análisis de la estabilidad y se conoce como Método de Equilibrio Límite.

El método de las dovelas considera a la masa de suelo deslizante dividida en una serie de dovelas o fajas verticales. En dicho método, la distribución de tensiones normales en la superficie de deslizamiento, no es un dato del problema sino un resultado de su solución. Las hipótesis previas se refieren generalmente a las fuerzas laterales entre las dovelas y existe una gran variedad de métodos que consideran estas hipótesis.

Los métodos de dovelas pueden clasificarse en dos grupos:

- Métodos aproximados: no cumplen todas las ecuaciones de la estática; como ejemplos están los métodos de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.

- Métodos precisos o completos: cumplen todas las ecuaciones de la estática, siendo los más conocidos los métodos de Morgenstern-Price, Spencer y Bishop modificado.

En estos métodos, el factor de seguridad de un talud o ladera se busca tanteando posibles líneas de rotura. Para superficie propuesta se podrá calcular un determinado coeficiente de seguridad y tras tantear un buen número de posibles líneas de rotura, para estar suficientemente seguro de que se ha cubierto bien la gama de posibles fallas, se asigna al talud el coeficiente de seguridad menor F_s , que será el correspondiente a la línea de rotura crítica.

El método de cálculo del factor de seguridad correspondiente a una determinada línea de rotura se basa en dividir la masa deslizante en rebanadas verticales y plantear para cada rebanada aislada del resto las ecuaciones de equilibrio.

Para el cálculo de estabilidad de la presa a construirse en Coaque se utilizó el programa “GeoStudio 2007” y se empleó el método de Morgenstern-Price el cual se describe a continuación:

MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.

Morgenstern y Price (1965), propusieron un método o procedimiento capaz de satisfacer todas las ecuaciones de equilibrio, basándose en el

supuesto que la componente tangencial (T) era una cierta fracción de la componente horizontal (E), es decir:

$$T = \lambda f(x)E$$

Donde $f(x)$ es una función, a definir por el calculista según el tipo de talud y el tipo de terreno, que tiene como variable independiente la abscisa horizontal "x", de la definición geométrica. El parámetro λ es un factor común de corrección en todas las rebanadas, de manera que se pueda cumplir el equilibrio.

De esta manera las ecuaciones de equilibrio horizontal y vertical permiten resolver el problema y obtener el factor de seguridad (Fs) en función de los valores de T. Después para calcular T se dispone de "n" ecuaciones de equilibrio de momentos y de "n-1" relaciones T-E (total de "2n-1" ecuaciones) con las que se pueden determinar los valores de T (n-1 valores), los valores de los puntos de actuación de los empujes (n-1 valores) y el valor de λ (un valor). De esta manera resulta un sistema completo (2n-2 ecuaciones e incógnitas adicionales) que pueden tener solución.

La idea de Morgenstern es fijar, con criterios ingenieriles cual es la forma de la inclinación de las fuerzas entre rebanadas [$f(x)$] y resolver el problema completo para esa función. Una parte de la solución es

precisamente la altura a la que deben actuar los empujes para que puedan estar en equilibrio (⁷⁵). Si esta parte de la solución parece lógica (empujes actuando al menos dentro de las caras entre rebanadas) el problema puede darse por resuelto. De otra forma habría que seguir calculando adaptando el valor de $f(x)$, ver figura.

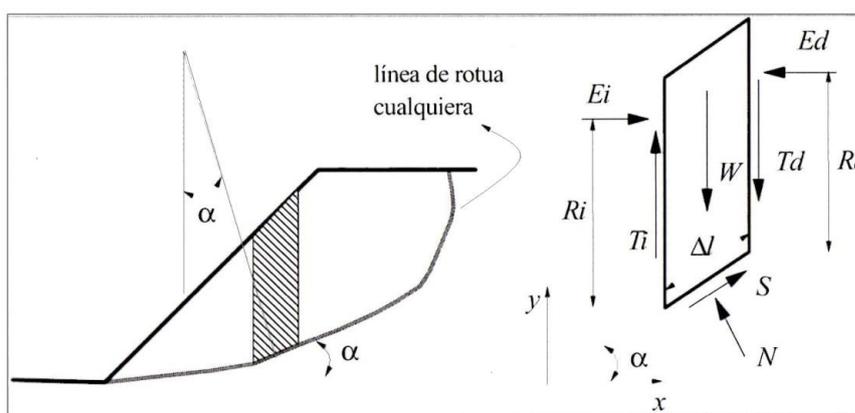


Figura 5.1 Modelo de análisis del Método de Morgenstern-Price.

Una vez fijada $f(x)$, la ecuación de equilibrio global de momento permite calcular λ . En efecto, al sustituir en la ecuación de equilibrio de momentos T por su expresión de E , resulta:

⁷⁵ APLICACIÓN DE METODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE Y DE DEGRADACION DE PARÁMETROS A LA ESTIMACIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS DE MATERIALES SUELTOS, XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 2008.

$$\lambda \sum E f(x) \Delta x = \sum E \operatorname{tg}(\alpha) \Delta x$$

Donde:

$$\lambda = \frac{\sum E \operatorname{tg}(\alpha) \Delta x}{\sum E f(x) \Delta x}$$

En ocasiones interesa la forma continua (no incremental) de la ecuación de equilibrio de momentos, en estos casos tenemos:

$$\lambda = \frac{\int E \operatorname{tg}(\alpha) dx}{\int E f(x) dx}$$

Cuando existen fuerzas horizontales, el flujo del vector empuje es igual a un cierto momento respecto a la línea de rotura cualquiera.

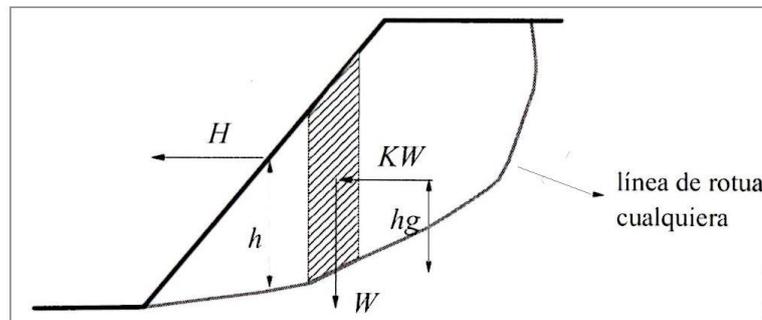


Figura 5.2: Fuerzas horizontales en el Método de Morgenstern-Price.

En esos casos la ecuación de equilibrio global de momentos conduce a:

$$\sum T \Delta x - \sum E \Delta y = M_0$$

Siendo:

$$M_0 = \sum H h + \sum KW h_g$$

Además:

$$\lambda = \frac{M_0 + \sum E \operatorname{tg}(\alpha) \Delta x}{\sum E f(x) \Delta x}$$

En su versión continua:

$$\lambda = \frac{M_0 + \int E \operatorname{tg}(\alpha) dx}{\int E f(x) dx}$$

Resumiendo podemos decir que con esta idea la solución de problemas de estabilidad de taludes podría consistir en un procedimiento iterativo en el que, con alguna hipótesis elemental se resuelve el problema obteniendo una primera ley de empujes. Eso permite calcular un factor aproximado de λ con el que se puede proseguir la iteración. El proceso ha de ser cuidadoso ya que las matemáticas de estos problemas son delicadas, existen soluciones singulares (tantas como rebanadas) y no todos los procesos iterativos son convergentes.

DIMENSIONAMIENTO DEL CUERPO DE LA PRESA USANDO EL PROGRAMA GEOSTUDIO 2007.

A continuación se muestra los resultados obtenido con el programa GEOSTUDIO.

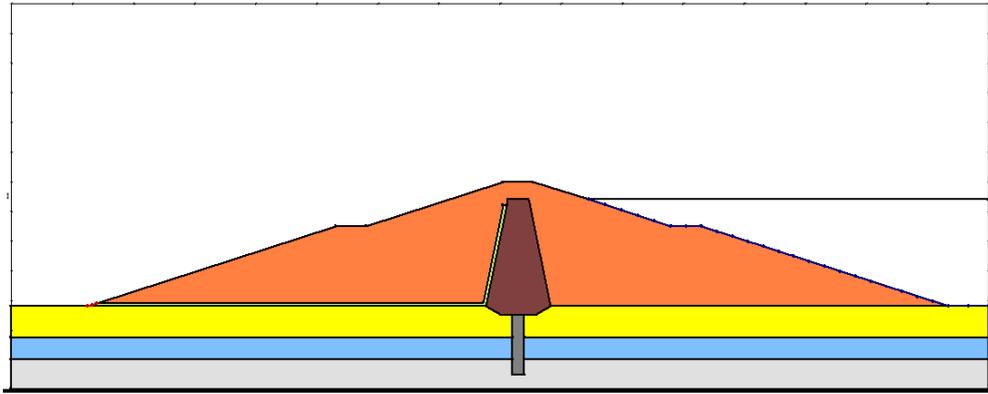


Figura 5.3: Modelo empleado para el diseño.

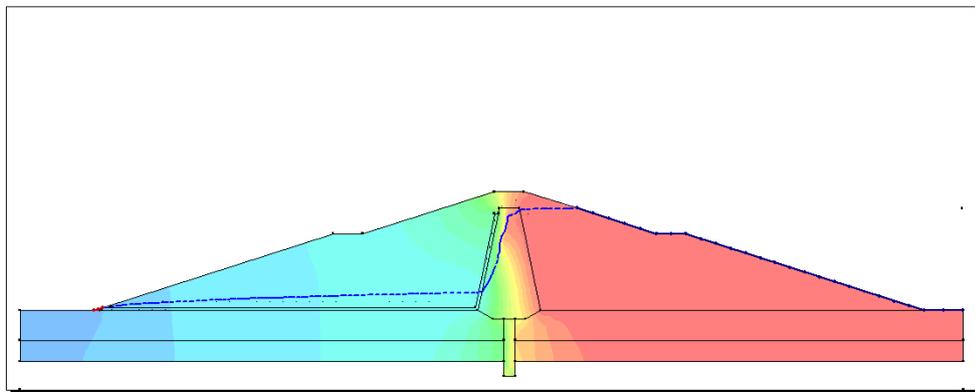


Figura 5.4: Red de flujo.

ESTABILIDAD DE LA PRESA USANDO EL MÉTODO DE MORGENSTERN-PRICE.

Para el análisis de estabilidad se usó el paquete SLOPE/W de GeoStudio 2007 ⁽⁷⁶⁾, tomando en cuenta los esfuerzos generados por el flujo a través del cuerpo de la presa, se analizó el cálculo de estabilidad en base al análisis de 2000 posibles superficies de falla empleando el método de Morgenstern-Price ⁽⁷⁷⁾.

En diseño de Prefactibilidad se considera eficaz determinar la estabilidad y la respuesta de la presa ante el sismo de diseño con el método de fuerzas permanentes o método Pseudo-estatico ⁽⁷⁸⁾.

A continuación se presentan los resultados de estabilidad para diferentes solicitaciones de cálculo con su respectivo factor de seguridad.

⁷⁶ Geoslope International Ltd (1998), "User's Guide for Slope/W for Slope Stability Analysis".

⁷⁷ Morgenstern, N. R. y Price, V. E. (1965), "The Analysis of Stability of General Slip Surfaces", Geotechnique, Vol. 15, No.1.

⁷⁸ Mononobe, N. and Matsuo, H., 1929, determination of earth pressure during earthquakes. Proceeding of the World Engineering Congress, Tokyo, Japan, Vol 9.

FS: 2.539

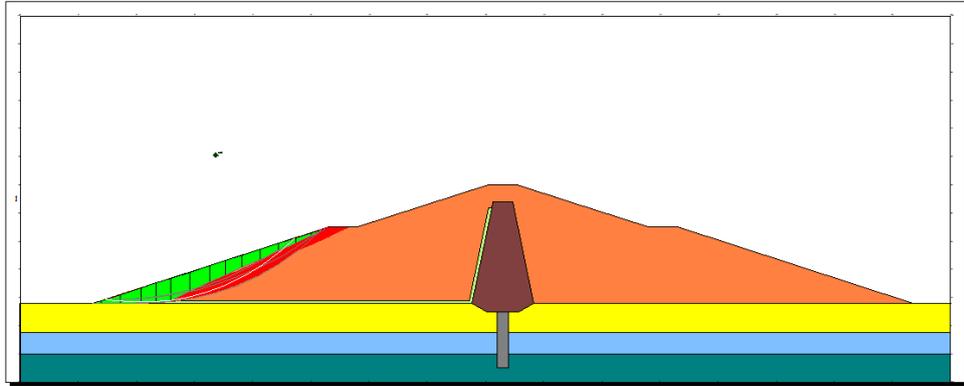


Figura 5.5: Sin embalse aguas abajo.

FS: 2.636

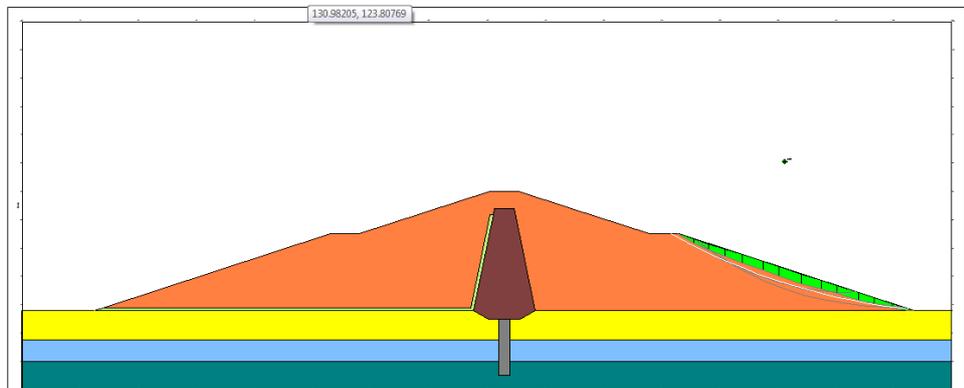


Figura 5.6: Sin embalse aguas arriba.

FS: 2.368

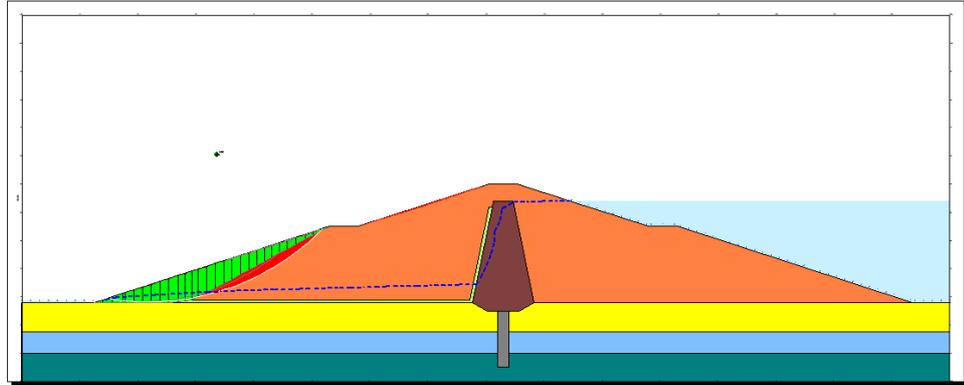


Figura 5.7: Con Embalse aguas abajo.

FS: 2.631

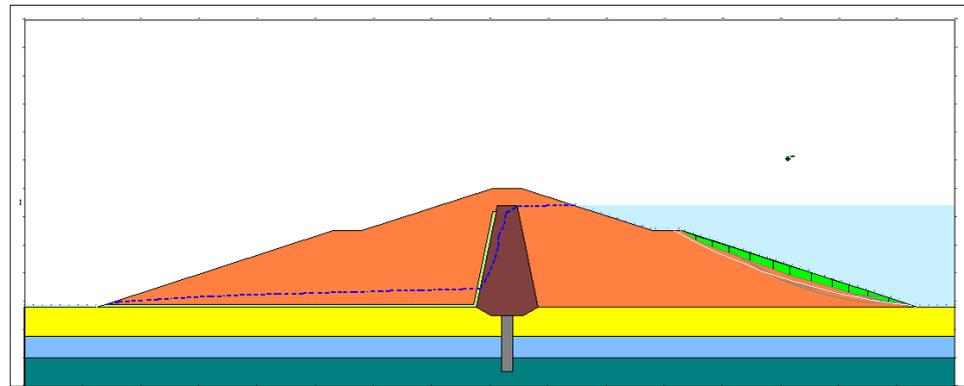


Figura 5.8: Con Embalse aguas arriba.

FS: 1.523

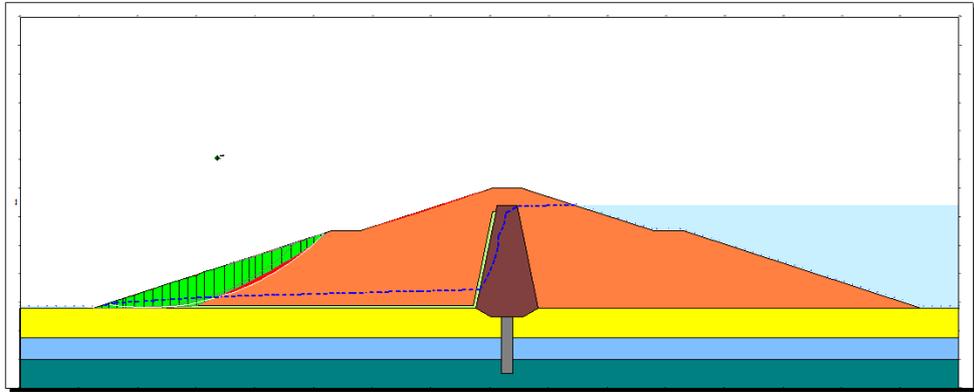


Figura 5.9: Con embalse aguas abajo sismo 0.30g

FS: 1.305

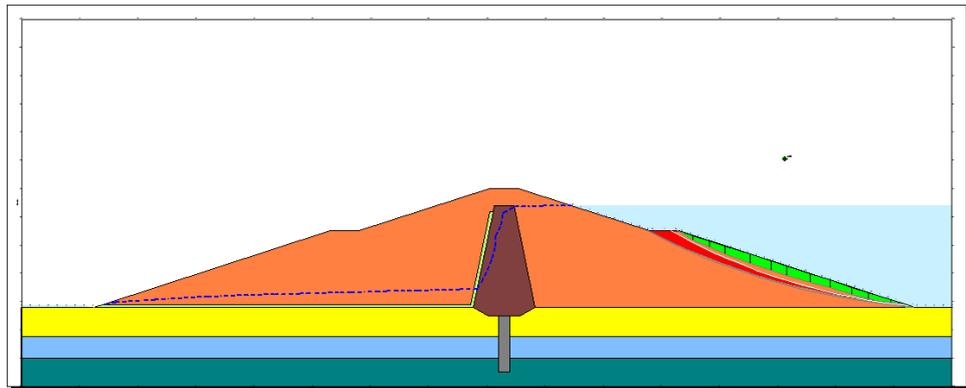


Figura 5.10: Con embalse aguas arriba sismo 0.30g

FS: 1.350

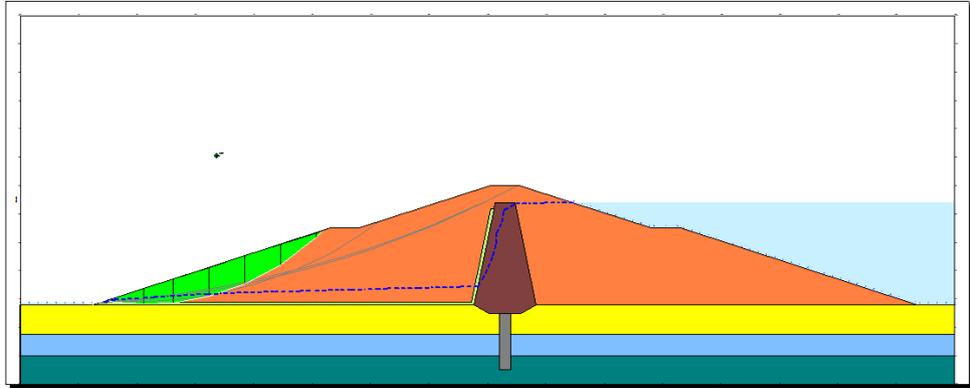


Figura 5.11: Con embalse aguas abajo sismo 0.50g

FS: 1.073

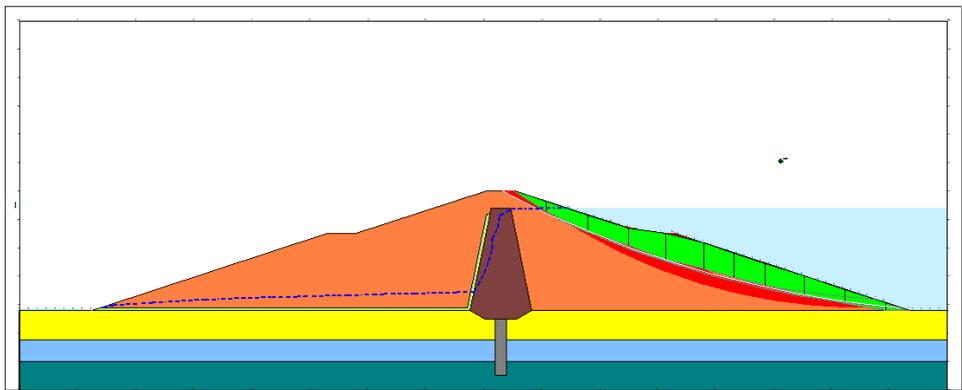


Figura 5.12: Con embalse aguas arriba sismo 0.50g

Los resultados muestran que la presa es estable bajo condiciones de sismo de 0.50g, siendo el diseño aceptable.

b) PRESA JAMA

CLASIFICACIÓN FRENTE A RIESGO POTENCIAL

La clasificación de las presas se define en base al riesgo potencial en caso de falla. Una vez definida la categoría, se podrá determinar las seguridades en concordancia con los periodos de retorno para eventos extremos.

- 1) Riesgo potencial de vidas humanas.
- 2) Afecciones a servicios esenciales.
- 3) Daños materiales.
- 4) Daños medioambientales.
- 5) Aspectos singulares

La clasificación de estos aspectos enumerados, debe de considerarse de tipo cualitativo y completo, es decir, deben de definirse valores frontera que de manera automática permitirán la clasificación de las presas, basándose para ello, en una evaluación progresiva de los daños potenciales. Los criterios generales de clasificación son:

Categoría A: Cuyo funcionamiento incorrecto o falla puede ocasionar graves daños tanto a núcleos urbanos, daños medioambientales a gran

escala, paralización o corte de suministros esenciales, todas las presas que no se encuentran incluidas en las categorías anteriores.

Categoría B: Cuyá ruptura o falla puede ocasionar daños ambientales puntualizados, afectaciones a un número limitado de viviendas y pérdidas humanas incidentales.

Categoría C: El mal funcionamiento de la presa ocasionara daños ambientales leves, sin poner en riesgo viviendas, pérdidas humanas o servicios esenciales.

Debido al potencial riesgo de vidas humanas de las poblaciones Vela, Santa Rosa, y Jama, ubicadas aguas abajo del cierre. Se clasifica la presa en la categoría A ⁽⁷⁹⁾.

NIVELES MÁXIMOS DE EMBALSE.

Para el posterior análisis se definen los siguientes niveles de embalse ⁽⁸⁰⁾.

⁷⁹ Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama.

⁸⁰ DESARROLLO DE UN PROTOCOLO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN VENEZUELA: APLICACIÓN AL EMBALSE TRES RÍOS “EL DILUVIO”, (TESINA MASTER), ABRIL 2009.

a) Nivel aguas normales (NAN)

Es el nivel máximo que puede alcanzar en agua en el embalse en condiciones normales, sin las afectaciones de crecidas.

b) Nivel de la creciente de proyecto (NCP)

Es el máximo nivel que alcanza el agua embalsada cuando se produzca la creciente del proyecto.

c) Nivel de aguas máximas (NAM)

Es el máximo nivel al que puede llegar el agua embalsada cuando se produzca la creciente extrema.

BORDE LIBRE DEBIDO AL VIENTO.

El cálculo de la altura de ola generada por el viento ha sido calculado mediante la fórmula simplificada de Stevenson:

$$A = 0.76 + (0.34 * F^{0.5}) - (0.26 * F^{0.25})$$

Donde A es la amplitud de onda del oleaje (m) y F es el fetch en (km). La sobreelevación que provoca la ola, con respecto al nivel de embalse, es $h=4/3 A$.

Para el caso de la presa de Jama, donde el fetch es de 1.2 km, la amplitud de onda del oleaje es de 0,86m y la sobreelevación que provoca es de 1,15m.

Destacar que, en conformidad con las guías técnicas de seguridad de presas del Comité Nacional Español de Grandes Presas, durante la avenida tanto de proyecto como extrema, se considerará una altura de ola $h'=0,7h$, debido a la muy reducida probabilidad de ocurrencia de la punta de avenida y el viento máximo. De acuerdo con esto, la altura de ola a considerar en la avenida de proyecto y la avenida extrema es de 0,80 m

RESGUARDO DE OLA DEBIDO A SISMO.

El oleaje provocado por las eventuales fuerzas sísmicas puede valorarse, de acuerdo con la norma española para el proyecto construcción y explotación de grandes presas, mediante la siguiente ecuación ⁽⁸¹⁾:

$$h_s = \frac{k}{2\pi} T \sqrt{gH}$$

⁸¹ DESARROLLO DE UN PROTOCOLO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN VENEZUELA: APLICACIÓN AL EMBALSE TRES RÍOS “EL DILUVIO”, (TESINA MASTER), ABRIL 2009

Donde:

- k es la aceleración sísmica de cálculo
- T es el período natural del terremoto en segundos
- H es la altura máxima del embalse. Se ha considerado la altura de la presa desde el lecho del río: $130.0 - 84,0 = 46\text{m}$
- g es la aceleración de la gravedad

Con la relación anterior y de acuerdo con las características de la presa-embalse de Jama y con unos valores de la aceleración sísmica de $0,30g$ para el sismo de proyecto y de $0,40g$ para el sismo extremo, se obtiene una altura de ola sísmica de $0,83\text{ m}$ en el caso del sismo de extremo. Añadiendo a este valor un resguardo de 1m , se obtiene una altura de ola de $1,83\text{ m}$ para el caso del sismo.

Sismo	K	Hs (m)	SOS (m)
Sismo Extremo	0.40	0,83	1,83

Tabla 27: Sobreelevación por ola sísmica

ALTURA DE OLA ADOPTADA.

A la vista de los resultados obtenidos, se pueden realizar las siguientes comprobaciones para definir los resguardos mínimos que deberán respetarse en función del tipo de presa ⁽⁸²⁾.

Para todas las tipologías de presa: $NC > NAN + SOM$

En presas de hormigón: $NC > NCP + SOA$

$NC > NAM$

Siendo:

- NAN Nivel Máximo Normal
- NCP Nivel en Avenida de Proyecto
- NAM Nivel en Avenida Extrema
- NC Nivel de coronación de la presa
- NP Nivel de coronación del pretil resistente
- SOM Sobreelevación producida por la ola máxima sobre el nivel medio de embalse
- SOA Sobreelevación producida por la ola en avenida sobre el nivel medio del embalse

⁸² Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA), Estudios de prefactibilidad del proyecto Jama

- SOS Sobreelevación producida por la ola sísmica sobre el nivel medio del embalse

En la siguiente tabla se detallan los resultados de dicha comprobación.

NC	>	NAN	+	SOM	Todas
130	>	125	+	1.15	126.15
NC	>	NAN	+	SOS	Todas
130	>	125	+	1,83	126.83
NC	>	NCP	+	SOA	Hormigón
130	>	129.21	+	0.80	130
NC	>	NAM			Hormigón
130		129.72			

Tabla 28: Comprobación de resguardos en presas de hormigón

Como se observa en la tabla se cumplen todos los resguardos requeridos.

SITUACIONES DE CÁLCULO Y COMBINACIÓN DE SOLICITACIONES.

Se establecen ahora las diferentes acciones que se han tenido en cuenta en la realización de los cálculos de estabilidad de la presa. Estas solicitaciones se corresponden con solicitaciones presentes o que tienen una cierta probabilidad de presentarse, y que resultan significativas, por su influencia en el comportamiento de la presa.

Las solicitaciones consideradas son las siguientes ⁽⁸³⁾:

- Peso propio
- Empuje hidrostático
- Presión intersticial. Subpresión
- Efecto sísmico
- Empuje de los sedimentos
- Acción del oleaje
- Variación térmica

En los puntos siguientes, se caracterizan y se cuantifican cada una de las solicitaciones mencionadas.

• **Peso Propio**

Peso propio de la sección de presa descontando los huecos (galerías, cámaras, etc.) y considerando que la densidad del hormigón es 2,50 t/m³.

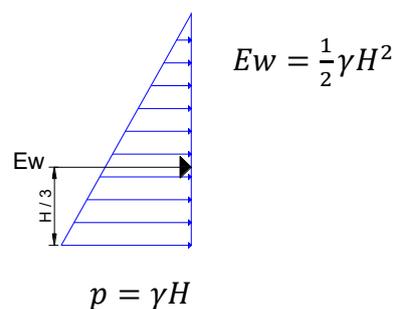
⁸³ DESARROLLO DE UN PROTOCOLO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN VENEZUELA: APLICACIÓN AL EMBALSE TRES RÍOS "EL DILUVIO", (TESINA MASTER), ABRIL 2009.

•Empuje hidrostático

Es la presión que el agua embalsada genera en la cara de contacto de la presa aguas arriba, esta presión se incrementa linealmente con la profundidad, formando un diagrama de presiones triangular. La altura H es la diferencia entre las cotas de embalse y la cota de la cimentación de la presa, siendo necesario analizar el nivel de embalse alcanzado por el agua luego de la laminación correspondiente en los siguientes tres casos.

- Situación normal de explotación (NAN): 125 msnm.
- Avenida de Proyecto (NCP): 129.21 msnm
- Avenida Extrema (NAM): 129.72 msnm

El empuje hidrostático se evalúa con la siguiente expresión.



Donde la resultante del diagrama de presión se concentrará a $H/3$ de la base del triángulo o del nivel del terreno.

	NAN	NCP	NAM
Cota	125.00	129.21	129.72
H	46.00	50.21	50.72
E_w	1058.00	1260.52	1286.26

Tabla 29: Resultados del empuje hidrostático en Ton/m

El cuadro anterior contiene los resultados del empuje hidrostático en Ton/m, para los tres casos de interés.

• Presión intersticial. Subpresión

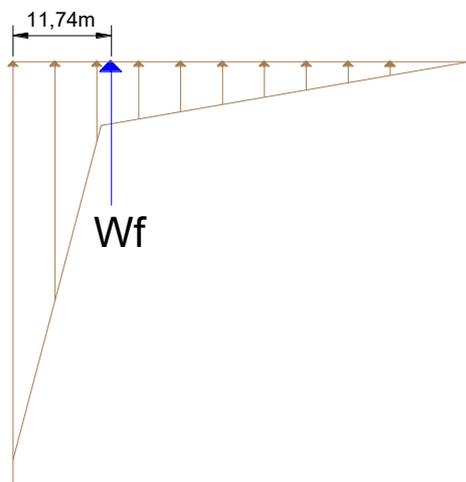
Los estratos que se encuentran conteniendo el agua embalsada no son impermeables es decir permiten que el agua se infiltre a través de los poros y de las fracturas del macizo rocoso, la infiltración del agua a través de la roca se manifiesta como una supresión vertical contraria al peso de la presa.

En el cálculo de estabilidad frente al deslizamiento a través del contacto presa- cimiento es necesario considerar las fuerzas aplicadas a la presa, que deben estar en equilibrio, sustituyendo el cimiento por su acción sobre la base de la presa. Además, hay que tener en cuenta la presión del agua sobre la base de la presa, que es lo que se denomina subpresiones y que representa una importante acción desestabilizadora

ya que reduce la componente normal a la superficie de deslizamiento potencial, y por tanto, la fuerza de rozamiento correspondiente.

La supresión se evalúa tomando en cuenta que formará un diagrama de presiones trapezoidal que varía de acuerdo a la altura de la presa, de la porosidad del área y soluciones de control del flujo como pantallas de inyecciones y drenes.

Como solución a la generación elevada de subpresiones se propone la implementación de una pantalla de inyecciones que si bien no impide que la infiltración se genere pero evidentemente disminuye la permeabilidad del macizo rocoso penetrando y sellando las fracturas lo que provoca que el caudal de infiltración sea menor.



La resultante del diagrama de subpresiones varía de acuerdo a los tres casos analizados, los resultados son mostrados en la tabla siguiente.

	NAN	NCP	NAM
Cota	125.00	129.21	129.72
H	46.00	50.21	50.72
W_f	334.87	365.52	369.23

Tabla 30: Resultante del diagrama de subpresiones en Ton/m

• Acción sísmica

Se utiliza el método pseudo-estático que representa la acción sísmica mediante un conjunto de fuerzas estáticas horizontales y verticales, obtenidas como producto de las fuerzas gravitatorias por un coeficiente sísmico ⁽⁸⁴⁾.

Considerando el código Ecuatoriano de la construcción 2013, las fuerzas horizontales debidas al sismo sobre la presa, y aplicadas a cada volumen elemental de presa, son:

$$Fh = kh * W = \frac{a_c}{gr} * W$$

⁸⁴ DESARROLLO DE UN PROTOCOLO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN VENEZUELA: APLICACIÓN AL EMBALSE TRES RÍOS “EL DILUVIO”, (TESINA MASTER), ABRIL 2009.

Donde:

- F_h es la fuerza horizontal producida por el sismo
- a_c es la aceleración del cálculo
- g es la acción de la gravedad
- W es el peso de la presa
- r es el coeficiente reductor

La componente vertical debida al sismo, según el Eurocódigo 8, se calcula con la siguiente expresión.

$$F_v = 0,5 * F_h$$

Adicionalmente a las componentes anteriores, durante un eventual sismo, se producirá una interacción dinámica embalse-presa que dará lugar a un posible empuje hidrodinámico. Esta sobrepresión, que se produce al tener el agua del embalse una frecuencia de vibración diferente a la del cuerpo de la presa, tendrá una dirección normal a la cara de la presa aguas arriba y puede valorarse de acuerdo a la fórmula de Westergaard.

• **Presión hidrodinámica de Westergaard** ⁽⁸⁵⁾.

$$P_w(y) = C_w \propto \sqrt{Hy} \left(\frac{T}{m^2} \right)$$

Donde:

$P_w(y)$ = Presión hidrodinámica a profundidad y (m)

H = Máximo nivel de agua en embalse (m)

α = Aceleración máxima del sismo considerado como fracción de g

C_w = Presión adimensional de Westergaard

$$C_w = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 0.72 \left(\frac{H}{304.8T} \right)}} \approx 7/8$$

T = Periodo de oscilación de la presa

Esta sobrepresión dinámica equivale a un empuje E_w , en (T/m) .

$$E_w = \frac{2}{3} C_w \propto H^2$$

Con la resultante situada a $2/5$ de la base de la presa $e_w = 0,4H$

⁸⁵ WATER PRESSURES ON DAM DURING EARTHQUAKES. Proceedings ASCE, Vol 57, 9, 1931.

Se presentan los resultados, tomando en cuenta un periodo de vibración $T=0,5s$ y con los coeficientes de análisis Pseudo-estáticos según NEC 2013.

Fuerzas Sísmicas (Análisis Pseudo estático)		
Coeficiente Horizontal	0.30	Sismo proyecto
F_h :	12000	Ton/m
F_v :	6000	Ton/m
Te(Periodo de vibración):	0.5	s
C_w :	0.937	
E_w :	482.05	Ton/m
e_w :	20.288	m

Tabla 31: Sismo de Proyecto (TP) = Terremoto muy raro ($T_r = 1.000$ años).

Fuerzas Sísmicas (Análisis Pseudo estático)		
Coeficiente Horizontal	0.40	Sismo Extremo
F_h :	1600	Ton/m
F_v :	800	Ton/m
Te(Periodo de vibración):	0.5	s
C_w :	0.937	
E_w :	642.74	Ton/m
e_w :	20.288	m

Tabla 32: Sismo Extremo (TE) = Terremoto Extremadamente raro (Tr = 10.000 años).

• **Empuje de los sedimentos.**

Los materiales producto de la erosión de las cuencas son arrastrados por las corrientes del río, teniendo una granulometría variada, por tanto se debe considerar sólidos de fondo y sólidos en suspensión.

• Sólidos de fondo:

Están constituidos por partículas gruesas, que ocasionalmente pueden ser suspendidas por la turbulencia generada por el flujo, pero normalmente debido a su peso son arrastrados a lo largo del cauce hasta ser depositados en el vaso de la presa.

- Sólidos suspendidos.

Son partículas de granulometría pequeña, suspendidos por pequeñas corrientes, generalmente son depositados o sedimentados cuando se tienen aguas tranquilas, requiriendo tiempos elevados para su sedimentación.

Adicionalmente cuando se tienen problemas de inestabilidad de las laderas del vaso de la presa, desprendimientos de suelo o roca serán depositados como sedimentos y pueden ocasionar olas en la superficie del vaso comprometiendo la seguridad de la presa por rebose, si no se cuenta con las suficientes seguridades en cuanto a la determinación de la cota de coronación.

El empuje de los sedimentos se lo puede calcular con la siguiente ecuación (86).

$$W_a = \gamma_a \frac{ha^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right)$$

Donde:

W_a empuje provocado por los sedimentos.

γ_a peso específico del material sumergido

⁸⁶ INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL, OBRAS DE DERIVACIÓN (TESIS DE GRADO), México, diciembre 2013.

θ ángulo de fricción interna. (para presas en suelos rocosos $\theta = 0$)

• Variación térmica

En fase de construcción se produce un incremento de temperatura durante el fraguado del hormigón, que es una reacción exotérmica, al que sigue el enfriamiento correspondiente. Esta variación térmica debe tenerse en cuenta al definir el proceso y ritmo de construcción.

Una vez finalizada la construcción, durante la explotación de la presa, está se verá sometida a los cambios de temperatura impuestos por la oscilación de la temperatura ambiente y del agua del embalse. Debido a la inercia térmica del hormigón y a los grandes espesores de este tipo de obras, la respuesta térmica del hormigón se produce diferida en el tiempo (del orden de dos meses) respecto a la oscilación de la temperatura ambiental que las origina.

La variación térmica del hormigón implica un cambio de volumen que, en la medida en esté impedido o coaccionado, lleva a la aparición de tensiones de origen térmico que se suman a las debidas al resto de las solicitaciones. En las presas de gravedad con juntas no inyectadas, el juego de dilatación y contracción de cada bloque está permitido sin otra restricción que la impuesta por el cimientó y que afecta únicamente al hormigón más próximo al mismo, por lo que la variación térmica debe

tenerse en cuenta sólo al definir el espaciamiento de las juntas verticales entre bloques.

COMBINACIÓN DE SOLICITACIONES DE CÁLCULO.

Para los análisis de estabilidad se debe tomar en consideración distintas combinaciones de cargas, según los diferentes escenarios a los que puede ser sometida la presa, por lo tanto se debe evaluar su estabilidad en condiciones normales, accidentales y extremas ⁽⁸⁷⁾.

Situaciones normales:

N_1 : Embalse vacío

- N_{11} : Peso Propio
- N_{12} : Peso Propio + efectos térmicos

⁸⁷ DESARROLLO DE UN PROTOCOLO PARA LA EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DE PRESAS EN VENEZUELA: APLICACIÓN AL EMBALSE TRES RÍOS "EL DILUVIO", (TESINA MASTER), ABRIL 2009.

N_2 : Embalse lleno

- N_{21} : Peso propio + empuje hidrostático (NAN) + presión intersticial con drenaje eficaz + efectos termicos + empuje de sedimentos + ola máxima inducida por el viento

Situaciones accidentales:

A_1 : Embalse vacío

- A_1 : Peso propio + efectos termicos + terremoto del proyecto

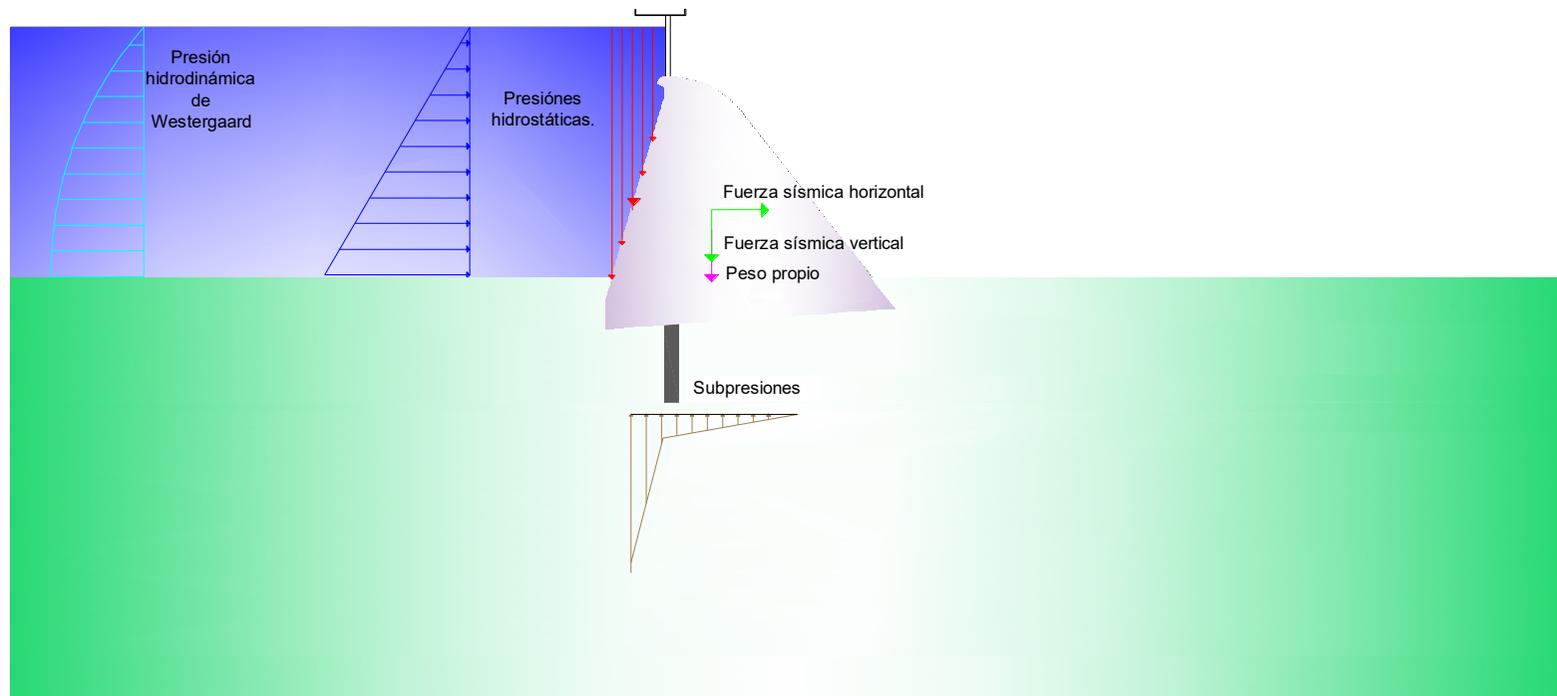
A_2 : Embalse lleno

- A_{21} : Peso propio + empuje hidrostático (NCP) + ola de máxima inducida por el viento + presión intersticial con drenaje eficaz (si existe drenaje) + efectos térmicos
- A_{22} : Peso propio + empuje hidrostático (NAN) + ola de máxima inducida por el viento + presión intersticial con drenaje ineficaz + efectos térmicos.
- A_{23} : Peso propio + empuje hidrostático (NAN) + terremoto proyecto + ola sísmica + presión intersticial con drenaje eficaz (si existe drenaje) + efectos térmicos.

Situaciones extremas:

E_1 : Embalse vacío

- E_1 : Peso propio + efectos térmicos + terremoto extremo
- E_2 : Embalse lleno (NAM)
- E_{21} : Peso propio + empuje hidrostático (NAM) + ola de máxima inducida por el viento + presión intersticial con drenaje eficaz (si existe drenaje).
- E_{22} : Peso propio + empuje hidrostático (NAM) + terremoto extremo + ola sísmica + presión intersticial con drenaje eficaz (si existe drenaje).

RESULTADOS.**Figura 5.13: Resultados del diseño (presa Jama)**

Se analiza la estabilidad al deslizamiento y al volcamiento tomando en cuenta cada solicitud de cálculo, en situaciones normales, accidentales y extremas.

Los factores de seguridad mínimos obtenidos deben ser mayores o iguales a los detallados en la Norma Ecuatoriana de la construcción, en el capítulo de geotecnia y cimentaciones.

<i>Seguridad al deslizamiento</i>	<i>Seguridad al volcamiento</i>	<i>Situación</i>	
2.276	2.708	A1	Accidental
3.358	7.550	A21	
-	-	A22	
1.329	2.352	A23	
-	-	N11	Normal
-	-	N12	
3.980	9.007	N21	
1.640	2.031	E1	Extrema
3.290	7.400	E21	
1.070	1.905	E22	

Tabla 33: Resultados de la Presa Jama.

CAPÍTULO 6.

6. PRESUPUESTO ESTIMADO PARA LA CONSTRUCCIÓN.

Para este cálculo solo se consideraron los rubros de obra civil, es decir rubros empleados solo en la construcción del cuerpo de cada una de las presas, tanto en Jama como en Coaque, teniendo que hacerse un estudio más a fondo en la fase de factibilidad del proyecto.

a) PRESA COAQUE

PRESUPUESTO ESTIMADO PARA LA CONTRUCCION DE LA PRESA (SOLO OBRA CIVIL)				
RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	SUBTOTAL
OBRA CIVIL				
Deforestación del embalse	423.13	ha	\$ 1 607.21	\$ 680 066.72
Excavación en suelo a cielo abierto	146032.82	m3	\$ 3.75	\$ 547 623.07
Excavación en roca	584131.28	m3	\$ 19.94	\$ 11 647 577.62
Replanteo	45000.00	m2	\$ 3.00	\$ 135 000.00
Relleno compactado del cuerpo de la presa (Nucleo de Arcilla)	66456.00	m3	\$ 16.50	\$ 1 096 524.00
Relleno compactado del cuerpo de la presa (Dentellon)	6318.00	m3	\$ 16.00	\$ 101 088.00
Desalojo de material	365082.05	m3	\$ 10.50	\$ 3 833 361.49
Filtro de grava y arena	23400.00	m3	\$ 57.27	\$ 1 340 118.00
Enrocado	6500.00	m3	\$ 4.17	\$ 27 105.00
Relleno compactado del cuerpo de la presa (Espaldones)	746304.00	m3	\$ 14.41	\$ 10 754 240.64
	-		TOTAL	\$ 30 162 704.55
ATAGUIAS				
Excavación en suelo a cielo abierto	1560.21	m3	\$ 3.75	\$ 5 850.79
Excavación en roca	921.47	m3	\$ 19.94	\$ 18 374.11
Relleno común	27841.38	m3	\$ 2.18	\$ 60 694.21
Obtención y colocación material 2B en presas y balsas	411.30	m3	\$ 48.84	\$ 20 087.89
Revestimiento de escollera	1027.31	m3	\$ 48.37	\$ 49 690.98
Geotextil	5114.60	Kg	\$ 6.40	\$ 32 733.44
Lámina EPDM 1,50mm	2557.30	m2	\$ 12.30	\$ 31 454.79
Partida alzada para demolición de ataguia y contra-ataguia	1.00	u	\$ 25 000.00	\$ 25 000.00
			TOTAL	\$ 243 886.21
DESVIO DEL RIO Y DESAGUE DEL FONDO				
Ejecución tapón del desvío del río y ejecución desagüe de fondo	2.00	Pa	\$ 861 400.00	\$ 1 722 800.00
MI de túnel para desvío de río totalmente ejecutado (MI líneal de túnel totalmente ejecutado. Según descomposición auxiliar. Totalmente ejecutado, incluyendo excavación, sostenimiento, revestimiento y p.p de unidad de emboquille.)	750.00	m	\$ 11 500.00	\$ 8 625 000.00
			TOTAL	\$ 10 347 800.00
Inyecciones en el empotramiento y la cimentacion	-	-	TOTAL	\$ 6 000 000.00
COSTO TOTAL DE LA PRESA COAQUE OBRA CIVIL.				\$ 46 754 390.76

b) PRESA JAMA

PRESUPUESTO ESTIMADO PARA LA CONTRUCCION DE LA PRESA (SOLO OBRA CIVIL)				
RUBRO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	SUBTOTAL
OBRA CIVIL				
Deforestación del embalse	1070.00	ha	\$ 1 607.21	\$ 1 719 714.70
Excavación en suelo a cielo abierto	12138.88	m3	\$ 3.75	\$ 45 520.80
Excavación en roca	56106.78	m3	\$ 19.94	\$ 1 118 769.19
Hormigón F'c= 200 Kg/cm ² , Para cuerpo de la presa Incluido suministro, puesta en obra, vibrado, curado y parte proporcional de encofrado, mano de obra y maquinaria	67979.52	m3	\$ 135.25	\$ 9 194 230.08
Acero corrugado Fy=5100 kg/cm ²	1065821.44	Kg	\$ 1.46	\$ 1 556 099.30
Hormigón F'c= 100 Kg/cm ² , o ciclopeo	4496.52	m3	\$ 169.46	\$ 761 980.28
			TOTAL	\$ 14 396 314.35
OBRAS EN LA CORONA DE LA PRESA				
Bordillos de hormigón	174.40	m	\$ 15.30	\$ 2 668.32
Cuneta de hormigón	68.50	m	\$ 26.10	\$ 1 787.85
Imprimación	1562.00	m2	\$ 0.51	\$ 796.62
Tablero de coronación sobre vertedero	468.00	m2	\$ 635.00	\$ 297 180.00
Base granular	1194.40	m3	\$ 52.45	\$ 62 646.28
Doble tratamiento superficial	1562.00	m2	\$ 2.54	\$ 3 967.48
			TOTAL	\$ 369 046.55
DESVIO DEL RIO Y DESAGUE DEL FONDO				
Ejecución de tapón del desvío y desague de fondo	2.00	u	\$ 861 400.00	\$ 1 722 800.00
Ml de tubo para desvío de río totalmente ejecutado	500.00	m	\$ 11 500.00	\$ 5 750 000.00
			TOTAL	\$ 7 472 800.00
ATAGUIAS				
Excavación en suelo a cielo abierto	1016.63	m3	\$ 3.75	\$ 3 812.36
Excavación en roca	702.00	m3	\$ 19.94	\$ 13 997.88
Relleno común	24418.13	m3	\$ 2.18	\$ 53 231.52
Obtención y colocación material 2B en presas y balsas	373.61	m3	\$ 48.84	\$ 18 247.11
Revestimiento de escollera	784.00	m3	\$ 48.37	\$ 37 922.08
Geotextil	4981.50	Kg	\$ 6.40	\$ 31 881.60
Lámina EPDM 1,50mm	2490.75	m2	\$ 12.30	\$ 30 636.23
Partida alzada para demolición de ataguía y contra-ataguía	1.00	u	\$ 25 000.00	\$ 25 000.00
			TOTAL	\$ 214 728.78
INYECCIONES DE HORMIGON				
Empotramientos y cimentación	-	-	-	\$ 12 000 000.00
Estabilización de las laderas	-	-	-	\$ 8 000 000.00
			TOTAL	\$ 20 000 000.00
COSTO TOTAL DE LA PRESA JAMA OBRA CIVIL.				\$ 42 452 889.69

CAPÍTULO 7.

7. CONCLUSIONES.

En el análisis efectuado en los dos proyectos de Presa considerados en el presente trabajo se establece claramente la incidencia directa que tienen las características geológicas, geotécnicas y topográficas en la elección del tipo de presa.

Si bien, las características hidrológicas son fundamentales para determinar las magnitudes de los caudales que se pueden generar en un cauce, no es posible realizar un análisis hidráulico sin conocerse las características topográficas de un reservorio.

Los análisis hidráulicos que se efectúan tienen relación directa entre los dos parámetros mencionados (hidrología y topografía) y en especial tiene gran influencia la morfología o topografía del vaso. Un vaso encañonado, en torno al río, tiene poca capacidad de regulación de caudales o crecidas; lo contrario ocurre si los vasos son el producto de valles anchos de los ríos, ya que con una mayor capacidad de un

reservorio, se tiene una real posibilidad de regulación de grandes crecidas. Cualquiera que sea el resultado del análisis, éste no influye significativamente en el tipo de presa que se deba elegir y determinar.

Los aspectos geotécnicos que son el conjunto de varias características y propiedades, entre ellos el tipo de roca y el grado de meteorización que a la vez determinan las propiedades físicas y geomecánicas, teniendo en cuenta la topografía del sitio de presa, tienen la mayor incidencia en la determinación del tipo de presa.

Además, de las investigaciones realizadas en los casos de estudio y en otros, es posible inferir que los valle fuertemente encañonados, con fuertes pendientes en sus taludes o laderas, son aquellos en los que se tienen precisamente los macizos rocosos más duros y resistentes. Pero como además los cierres (o longitudes) de presa son más cortos, puede deducirse la conveniencia de construir una Presa alta de hormigón, en vez de otra de tierra.

Otro aspecto importante a considerar en el caso de determinarse presas de tierra es que debido a la notable diferencia entre las propiedades de deformación de las rocas duras y los suelos compactados se tienen propiedades de comportamiento muy diferentes. Altos módulos de Young, bajos coeficientes de Poisson en rocas duras y lo contrario en los

terraplenes, es decir, las propiedades elásticas para efectuar un análisis serían prácticamente incompatibles.

Las presas de tierra deben construirse en valles amplios en los cuales los macizos rocosos son menos resistentes y en muchos casos admiten deformaciones, es decir se tiene bajos módulos de Young y altos coeficientes de Poisson, muy compatibles con los terraplenes.

En los dos casos analizados, el denominado Presa Cuaque constituye un valle relativamente amplio, su cauce es ancho, un largo de presa de 190.13m, que si bien es de rocas tipo basálticas, se ha establecido que las mismas están bastante meteorizadas. Siendo el valle más amplio el cuerpo de presa tiene un mayor volumen. Además los materiales de construcción: suelos para el núcleo impermeable, suelos para los espaldones, enrocados, se encuentran prácticamente en el mismo sitio de presa. La topografía señala que existe un sitio apto como para construir un canal aliviadero, entre otras ventajas.

La presa Jama ha sido ubicada en un valle encañonado, las laderas del valle son tendientes a verticales y está constituido por rocas basálticas, tiene un largo de presa máximo de 87.40m, las rocas están bastante menos meteorizadas que en el caso antes mencionado, ya que se mantiene estables inclusive en taludes verticales y en contra pendiente. El cauce es angosto ya que ha sido el producto del fenómeno de erosión

en millones de años. Por las características descritas se deduce la conveniencia de diseñar y construir una presa vertedora de hormigón, e inclusive una presa de arco.

Los aspectos socio económicos que son los que en realidad dan origen a los proyectos y al mismo tiempo permiten determinar su viabilidad, prácticamente no tienen incidencia en el tipo de presa a realizar, ya que lo que se busca es la finalidad y la forma menos costosa de llegar a la misma. Los proyectos que tienen grandes costos de financiamiento (como todo tipo de proyecto) están sujetos a un análisis de beneficio costo y en muchos casos este último debe ser trasladado a los usuarios.

CAPÍTULO 8.

8. RECOMENDACIONES.

a) PRESA COAQUE

- Debido que ya se ha determinado la implantación de la presa es conveniente que se efectúe un levantamiento topográfico detallado de toda el área de presa, de tal manera de analizar debidamente los empotramientos y también las condiciones generales de drenaje.
- Otro trabajo importante de topografía deberá ser el levantamiento detallado del área del aliviadero cuyo eje ya se ha establecido.
- Con la finalidad de conocer detalladamente las características geotécnicas del cierre de presa es necesario se efectúe una prospección geotécnica mediante perforaciones, barrenados, calicatas, trincheras, etc. El objetivo de este trabajo debe ser conocer en detalle las variaciones litológicas y los depósitos de suelo presentes en la cerrada.
- Un aspecto fundamental constituye la determinación y el estudio de préstamos y canteras que deberán ser ubicadas en los sitios más cercanos al emplazamiento de la presa.

- Se deberá también realizar una verificación de los niveles topográficos, en consideración de la presencia de la población de Atahualpa ubicada aguas arriba de la presa.
- Del cálculo preliminar del flujo en las fracturas se deduce la necesidad de impermeabilizar la cimentación y empotramientos de la presa, ya que el caudal de filtración de la presa es alrededor de 2.11 litros/s, por metro lineal de presa.
- Los datos tomados en campo de las fracturas deben ser profundizada en la fase de Factibilidad.
- Un estudio geotécnico específico destinado a diseñar soluciones en la obra de excedencia, también será necesario incluirlo en la Fase de Factibilidad.
- Para posteriores etapas del proyecto se recomienda realizar una revisión y actualización de las cantidades de obra a ejecutar en conjunto con el presupuesto presentado.

b) PRESA JAMA

- Para efectuar los estudios de factibilidad deberá realizar un levantamiento topográfico detallado que incluya toda la parte alta del sitio de presa, es decir las laderas hasta llegar a su coronación. Dicho levantamiento topográfico debe permitir elegir el eje de presa más beneficioso, teniendo en cuenta el fondo rocoso del río y los

empotramientos más convenientes. Es necesario que se realice el levantamiento topográfico en los terrenos que están aguas debajo de las posibles alternativas de eje de presa, debe realizarse varios perfiles topográficos con la finalidad de tenerse la más clara información.

- En lo referente a los estudios geotécnicos y aprovechando el nuevo levantamiento topográfico debe realizarse una prospección en todo el área de empotramientos y en la cabeceras de las ladera. Este estudio geotécnico debe incluir el levantamiento de las fracturas tectónicas y una valoración de las capas de suelo y rocas bien meteorizadas y debe tener también la finalidad de determinar las profundidades o niveles de donde se encuentra la roca con mejores condiciones geotécnicas.
- Con la finalidad de determinar la ubicación y dimensiones del aliviadero es conveniente que adoptando las seguridades adecuadas se defina el caudal máximo que puede fluir por dicho vertedor.
- En lo relacionado en la estructura de la presa de hormigón es conveniente que se realice también un diseño de una presa tipo arco, que por sus características presente el menor volumen de hormigón posible.
- Cualquiera que sea el tipo de diseño de presa de hormigón que se realice es indispensable el tratamiento geotécnico de los

empotramientos y cimentación de la presa, mediante el método de inyecciones. También debe realizarse la estabilización de las laderas inestables que están cercanas o sobre el cuerpo de presa.

- Teniendo en cuenta la complejidad de la construcción de una presa de hormigón en un sitio con taludes empinados y rocas muy fracturadas, un presupuesto más exacto se puede obtener teniendo en cuenta todo el tratamiento que se debe realizar tanto en los empotramientos como en la cimentación, una vez que se defina la profundidad de la roca en aceptables condiciones. Una de las mayores incógnitas que se tiene es el costo que podrá tener la estabilización de las laderas ligadas o contiguas al cuerpo de presa.

CAPÍTULO 9.

9. BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.

1. Davis, C. V. Presas de gravedad. In *Tratado de hidráulica aplicada* (pp. 23-48). Ed. Revolucionaria, Instituto del Libro.1968.
2. Valencia, L. E. S., & Morales, L. Y. Conceptos básicos en presas.*Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, (11), 27-34. 2001.
3. OFLTECO, S. A.; DEL JUCAR, Confederation Hidrográfica. Evaluación de la seguridad hidrológica de presas. En *Dam Maintenance and Rehabilitation: Proceedings of the International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams*, Madrid, 11-13 November 2002. CRC Press, 2002. p. 95.
4. Ecuador., Marco Encalada- Ministerio del Ambiente del. 2008. POLÍTICA Y ESTRATEGIA NACIONAL SOBRE EL CAMBIO CLIMÁTICO PARA EL ECUADOR. Quito, 2008.
5. Rutilio, Aussin Ahedo Desena y Esteban. 2003. ESTABILIDAD DE TALUDES EN PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO. México, 2003.
6. SAGRADO, Joaquín Díes-Cascón. *Ingeniería de presas: presas de fábrica*. Ed. Universidad de Cantabria, 2001.

7. WASHINGTON SANDOVAL, E. TIPOS DE PRESAS Y EMBALSES.
8. VALAREZO TANDAZO, Cristian M.; LOJANO LUCERO, Walter D.; EGUEZ ÁLAVA, Ing. Hugo E. Estudio de materiales para determinación de mezclas de hormigón compactado con rodillo (HCR) para la presa Chontal. 2012.
9. HURTADO, Jorge E. Alva; QUIJANO, Miguel Infantes. DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCADO (*). 2011.
10. (NEC), Norma Ecuatoriana de la Construcción. 2014. Capítulo II, Cargas Sísmicas y estudio Sismo resistente. Guayaquil, 2014.
11. ALAIZA, ARTURO DUBRAVCIC. ANÁLISIS SÍSMICO DE PRESAS DE GRAVEDAD.
12. WASHINGTON SANDOVAL, E. PRESAS DE HORMIGÓN A GRAVEDAD SOBRE ROCA.2012.
13. SNIP-II-54-77. Reglamentos y Normas de Construcción. Normas de diseño de presas de concreto y hormigón armado. Ed. Stroyizdat. Moscú. Rusia. 1997.
14. Sosa, D. Análisis sísmico de presas y cálculo de la presión hidrodinámica aplicado a la presa Minas-San Francisco y presa Tierras-Blancas. Tesis de grado. Sangolquí, Ecuador. 2011