

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE
HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE
INGENIERÍA AGRÍCOLA**



**"DISEÑO HIDRÁULICO DE LA PRESA CARNICERÍA PAMPA",
HUAMANGUILLA – HUANTA – 2012**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO AGRÍCOLA
PRESENTADO POR:**

Bach. Nelson Flores García

AYACUCHO - 2012

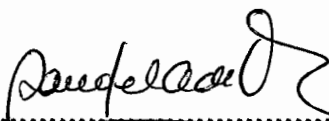
"DISEÑO HIDRÁULICO DE LA PRESA CARNICERÍA PAMPA", Huamanguilla - Huanta - 2012

Recomendado : 11 de octubre de 2012

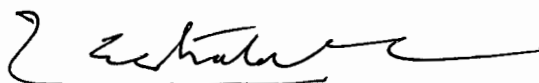
Aprobado : 17 de octubre de 2012



.....
M.Sc. Ing. Rubén Alfredo Meneses Rojas
Presidente de la Comisión de Dictamen de Tesis



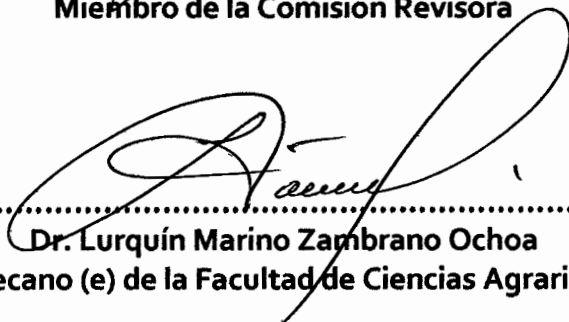
.....
M.Sc. Ing. Sandra del Águila Ríos
Miembro de la Comisión Revisora



.....
M.Sc. Ing. J. Ernesto Estrada Cárdenas
Miembro de la Comisión Revisora



.....
M.Sc. Ing. Jaime Leonardo Bendezu Prado
Miembro de la Comisión Revisora



.....
Dr. Lurquín Marino Zambrano Ochoa
Decano (e) de la Facultad de Ciencias Agrarias

Presentación

Esta tesis es presentada como parte de los requisitos para optar el título académico de Ingeniero Agrícola, de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. Esta tesis contiene los resultados obtenidos en investigaciones llevadas a cabo en el periodo 2010-2012.

Nelson Flores García

nilo_niko@hotmail.com

Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola
Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga

Dedicatoria

A Dios, ya que gracias a Él he logrado cumplir con las metas propuestas.

A mi familia y amigos, todo mi amor y agradecimiento por su invaluable apoyo.

Finalmente a aquella persona que vivirá en mi corazón para siempre.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por su apoyo incondicional y buenos amigos por su paciencia durante la elaboración de este trabajo.

A la Ing. Sandra del Águila Ríos, por su aceptación como asesora para la culminación de esta tesis, con acertadas sugerencias que direccionaron al éxito este trabajo de investigación.

A los ingenieros: Jorge Edmundo Pastor Watanabe y Jaime Sánchez Isla; mis asesores que vieron nacer este proyecto orientándome hace su desarrollo adecuado con sus años de experiencia y el profesionalismo, brindándome las facilidades siempre que surgiera alguna dificultad en la parte hidráulica e hidrológica.

A los ingenieros: Rubén Alfredo Meneses Rojas, José Ernesto Estrada Cárdenas y Jaime Leonardo Bendezu Prado, por sus apreciadas sugerencias durante la revisión del borrador de esta tesis.

A mis amigos de toda la vida, por motivarme a visionar siempre más lejos y sobre todo poner a andar las ideas.

Finalmente, a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, nuestra alma máter, por acogerme dentro de sus aulas durante mis años de estudiante.

El Autor.

ÍNDICE GENERAL

Ficha de jurados.....	i
Presentación.....	ii
Dedicatoria.....	iii
Agradecimiento.....	iv
Índice general.....	v
Índice de cuadros.....	xi
Índice de figuras.....	xiv
Índice de gráficos.....	xvii

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 Introducción.....	1
1.2 Problema de investigación.....	1
1.2.1 Identificación del problema.....	1
1.2.2 Descripción del problema.....	2
1.3 Formulación del problema.....	2
1.3.1 Problema general.....	2
1.3.2 Problemas específicos.....	2
1.3.3 Justificación del estudio.....	3
1.4 Formulación de objetivos.....	3
1.4.1 Objetivo General.....	3
1.4.2 Objetivos específicos.....	3

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Generalidades.....	4
2.1.1 Clasificación de las presas.....	4
2.2 Presas de tierra (PT).....	4
2.2.1 Definición de presas de tierra.....	4
2.2.2 Partes y elementos de una presa de tierra.....	5
2.3 Estudio básico de ingeniería.....	8

2.3.1 Estudio topográfico.....	8
2.3.2 Estudio hidrológico.....	9
2.3.3 Estudio geológico.....	10
2.3.4 Estudio de mecánica de suelo.....	10
2.3.5 Estudio de mecánica de roca.....	14
2.3.6 Estudio de cantera.....	17
2.3.7 Estudio de factibilidad.....	19
2.4 Tipología y elección de la presa.....	19
2.4.1 Condiciones generales para la elección de una presa.....	19
2.4.2 Tipología estructural de cortinas de material suelto.....	21
2.4.3 Selección y justificación del tipo de cortina de tierra.....	31
2.5 Criterios para el diseño de una presa de tierra.....	31
2.5.1 Condiciones generales de diseño.....	31
2.5.2 Factores que influyen en el diseño.....	31
2.5.3 Diseño contra desbordamiento.....	35
2.5.4 Diseño contra flujo incontrolado.....	36
2.5.5 Diseño contra deslizamiento.....	37
2.5.6 Diseño contra erosión de taludes.....	39
2.6 Patología de las presas de tierra.....	40
2.6.1 Características de fallas en presas de tierra.....	40
2.6.2 Medidas para evitar las fallas en presas de tierra.....	49
2.7 Operación de embalse.....	54
2.7.1 Introducción.....	54
2.7.2 Regla de operación lineal.....	54
2.7.3 Regla de operación normal.....	58

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Información de la cuenca.....	61
3.1.1 Caracterización general de la cuenca.....	61
3.2 Materiales y equipos.....	65
3.2.1 Materiales.....	65
3.2.2 Equipos.....	65
3.3 Metodología.....	65

3.3.1 Fase de campo.....	65
3.3.2 Fase de gabinete.....	65
3.4 Oferta hídrica.....	66
3.4.1 Generación de caudales medios mensuales.....	66
3.4.2 Determinación de caudales máximos.....	74
3.4.3 Complementación y extensión de la información.....	78
3.4.4 Verificación de las distribuciones modelos.....	95
3.4.5 Precipitación máxima e intensidad máxima.....	97
3.5 Demanda hídrica.....	102
3.5.1 Uso actual de la tierra.....	102
3.5.2 Cédula de cultivo propuesto.....	102
3.6 Transporte de sedimentos.....	108
3.6.1 Cálculo de coeficiente de MANNING.....	108
3.6.2 Cálculo de coeficiente de resistencia.....	108
3.6.3 Cálculo del esfuerzo cortante.....	108
3.6.4 Cálculo de las fases de transporte solido.....	109
3.6.5 Cálculo del radio, área y caudal a la fricción con el fondo.....	111
3.6.6 Cálculo del gasto solido de fondo.....	111
3.7 Diseño hidráulico.....	114
3.7.1 Cuerpo de presa.....	114
3.7.2 Cálculo del volumen muerto de la presa (VM).....	114
3.7.3 Cálculo del volumen requerido (VR).....	114
3.7.4 Cálculo del nivel de aguas mínimo (NAMIN).....	114
3.7.5 Cálculo del volumen total (VT).....	114
3.7.6 Cálculo del volumen total de almacenamiento (VTA).....	115
3.7.7 Cálculo del nivel de aguas mínimas extraordinaria (NAME).....	115
3.8 Diseño de la estabilidad de la presa.....	115
3.8.1 Generalidades.....	115
3.8.2 Tipología.....	117
3.8.3 Fuerzas actuantes.....	117
3.8.4 Cálculo de la estabilidad de la presa.....	120
3.8.5 Cálculo de la carga transmitida en profundidad para la hallar el desplante.....	124
3.8.6 Cálculo de asiento producido por la presa.....	124

3.9 Elección y cálculos de los elementos de la presa.....	127
3.9.1 Alternativa propuestas – tipos de presas.....	128
3.9.2 Cálculo de los elementos de la presa.....	128
3.10 Análisis de estabilidad de taludes de la presa.....	130
3.10.1 Métodos de equilibrio limite.....	131
3.10.2 Justificación del uso del parámetro sísmico de 0.18g.....	132
3.10.3 Condiciones de cálculo.....	133
3.10.4 Datos de cálculo.....	133
3.11 Análisis de control de filtraciones.....	135
3.11.1 Teoría de filtraciones.....	135
3.11.2 Movimiento de agua en medios porosos.....	137
3.11.3 Teorías fundamentales que rigen el medio poroso.....	138
3.11.4 Límites de valides de la ley de Darcy.....	140
3.11.5 Datos de cálculo.....	141
3.11.6 Tubificación y su efecto en la cimentación y estabilidad de la presa.....	142
3.11.7 Tipos de tubificación.....	143
3.11.8 Efectos en la cimentación y estabilidad de la presa.....	143
3.11.9 Cálculo de factor de seguridad por sifonamiento.....	144
3.11.10 Metodología de cálculo.....	144
3.12 Tratamiento para la impermeabilización de la presa.....	146
3.12.1. Inyecciones de impermeabilización.....	146
3.12.2 Tratamiento con inyecciones de impermeabilización.....	147
3.13 Diseño de obras de arte.....	151
3.13.1 Diseño de filtro.....	151
3.13.2 Diseño y dimensionamiento del vertedero de masías.....	151
3.13.3 Diseño y dimensionamiento de la descarga de fondo.....	151
3.13.4 Diseño de la toma.....	153
3.13.5 Diseño de la descarga.....	153

IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Oferta hídrica.....	155
4.1.1 Generación de caudales medios mensuales.....	155
4.1.2 Análisis de máximas avenidas.....	157

4.2 Demanda hídrica.....	158
4.2.1 Cálculo de la evapotranspiración del cultivo de referencia (ETP).....	158
4.2.2 Cálculo de cedula de cultivo.....	159
4.2.3 Cálculo de precipitación efectiva.....	159
4.2.4 Cálculo de la demanda de agua.....	160
4.2.5 Cálculo de balance hídrico.....	160
4.3 Transporte de sedimentos.....	161
4.3.1 Datos para cálculo de volumen muerto de la presa.....	161
4.3.2 Cálculo de coeficiente de MANNING.....	161
4.3.3 Cálculo de coeficiente de resistencia.....	161
4.3.4 Cálculo del esfuerzo cortante.....	162
4.3.5 Cálculo de las fases de transporte solido.....	162
4.3.6 Cálculo del radio, área y caudal a la fricción con el fondo.....	163
4.3.7 Cálculo del gasto solido de fondo.....	163
4.4 Diseño hidráulico.....	163
4.4.1 Curva altura – área; altura volumen.....	163
4.4.2 Cuerpo de presa.....	165
4.4.3 Presa de material homogéneo compacto con cara de concreto.....	166
4.5 Diseño de la estabilidad de la presa Carnicería.....	166
4.5.1 Cálculo de la estabilidad de la presa.....	166
4.5.2 Cálculo de la capacidad portante del suelo bajo el eje de la presa.....	171
4.5.3 Calculo de la carga transmitida en profundidad.....	172
4.5.4 Calculo de asiento producido por la presa.....	173
4.6 Análisis de estabilidad de taludes de la presa.....	176
4.6.1 Condiciones geométricas de la presa.....	183
4.6.2 Resumen de los resultados.....	183
4.7 Análisis de control de filtraciones.....	184
4.7.1 Resultados obtenidos en Slide v 5.0.....	184
4.7.2 Resumen de los resultados.....	192
4.7.3 Cálculo del factor de seguridad por sifonamiento.....	194
4.7.4 Tratamiento para la impermeabilización de la presa.....	195
4.8 Diseño de obras de arte.....	205
4.8.1 Diseño de filtro.....	205

4.8.2 Diseño y dimensionamiento del vertedero de masías.....	207
4.8.3Diseño y dimensionamiento de la descarga de fondo.....	208
4.8.4Diseño de la toma.....	210
4.8.5Diseño de la descarga.....	212

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones.....	214
5.2 Recomendaciones.....	216

VI. BIBLIOGRAFIA

6.1 Bibliografía.....	217
6.2 Citas electrónicas.....	218

INDICE DE CUADROS

Cuadro 2.01: Escalas sugeridas para los planos topográficos.....	8
Cuadro 2.02: Valores típicos del coeficiente de permeabilidad.....	12
Cuadro 2.03: Métodos de medición de coeficiente de la permeabilidad.....	13
Cuadro 2.04: Ancho mínimo de corona.....	36
Cuadro 2.05: Taludes recomendados para presas homogéneas en bases compactas.....	38
Cuadro 2.06: Inclinação de taludes de presas homogéneas según altura.....	38
Cuadro 2.07: Taludes según clase de relleno.....	38
Cuadro 2.08: FS mínima para análisis de estabilidad de presas de tierra.....	38
Cuadro 2.09: Criterios usuales para el diseño de protección de enrocamiento.....	39
Cuadro 2.10: Causas más importantes de falla en presas de tierra.....	40
Cuadro 2.11: Relación entre % de fallas y la edad de presas de tierra.....	40
Cuadro 2.12: Estadística de fallas en el curso de presas de tierra.....	41
Cuadro 2.13: Problemas frecuentes según tipos de falla.....	41
Cuadro 3.01: Límite superior para la precipitación efectiva.....	69
Cuadro 3.02: Coeficientes para el cálculo de la precipitación efectiva.....	69
Cuadro 3.03: Cálculo de los Coeficientes de Agotamiento “a”.....	71
Cuadro 3.04: Tipos de almacén hídrico de una cuenca.....	72
Cuadro 3.05: Formulas empíricas para determinar la probabilidad de Ocurrencia.....	80
Cuadro 3.06: Numero de datos (N) para $0 < a < 1$	80
Cuadro 3.07: Medias esperadas y Desviaciones estándar de extremos reducidos.....	85
Cuadro 3.08: Localización de la moda para la distribución Log - Pearson Tipo III.....	91
Cuadro 3.09: Valores de K para la distribución Log - Pearson Tipo III.....	93
Cuadro 3.10: Valores críticos para la prueba Smirnov –Kolmogorov.....	96
Cuadro 3.11: Procedimiento de cálculo para la prueba Smirnov –Kolmogorov.....	96
Cuadro 3.12: Procedimiento estimado para cada uno de los diferentes métodos.....	97
Cuadro 3.13: Riesgo de falla para diferentes estructuras en un periodo de n años.....	98
Cuadro 3.14: Riesgo versus vida útil de la obra (n) en años.....	99
Cuadro 3.15: Riesgo versus vida útil de la obra (n) en años.....	99

Cuadro 3.16: Puntajes para la obtención del Coeficientes de escorrentía..... 100

Cuadro 3.17: Valores de C de la Federal Aviation Agency..... 102

Cuadro 3.18: Precipitación Efectiva..... 106

Cuadro 3.19: Calculo del esfuerzo cortante crítico..... 109

Cuadro 3.20: Pérdidas por infiltración en el embalse. Villamizar C., A. 1989..... 115

Cuadro 3.21: Parámetros de resistencia cortante de los materiales..... 131

Cuadro 3.22: Factores de seguridad mínimos..... 132

Cuadro 3.23: Permeabilidad de los suelos..... 148

Cuadro 3.24: Parámetros a considerarse en espaciamento entre taladros..... 149

Cuadro 4.01: Caudales medios mensuales..... 155

Cuadro 4.02: Oferta total de la cuenca Carnicería..... 156

Cuadro 4.03: Funciones de distribución..... 157

Cuadro 4.04: Parámetros geomorfológicos la cuenca Carnicería..... 157

Cuadro 4.05: Probabilidad de ocurrencia de la cuenca Carnicería..... 158

Cuadro 4.06: Caudal máximo de diseño para la cuenca Carnicería..... 158

Cuadro 4.07: Evapotranspiración de cultivo de referencia (ETP)..... 159

Cuadro 4.08: Coeficiente de cultivos (Kc)..... 159

Cuadro 4.09: Precipitación efectiva PE (mm)..... 159

Cuadro 4.10: Demanda de agua (con proyecto)..... 160

Cuadro 4.11: Balance hídrico (con proyecto)..... 160

Cuadro 4.12: Coeficiente de MANNING para la cuenca Carnicería..... 161

Cuadro 4.13: Coeficiente de resistencia para la cuenca Carnicería..... 162

Cuadro 4.14 Parámetros de transporte de sólidos..... 163

Cuadro 4.15: Parámetros a la fricción con el fondo..... 163

Cuadro 4.16: Resumen de Transporte de Sedimentos..... 163

Cuadro 4.17: Área - Volumen del Vaso Carnicería..... 164

Cuadro 4.18: Cálculo de los momentos resistentes al volteo..... 168

Cuadro 4.19: Resumen de diseño final de la presa principal..... 171

Cuadro 4.20: Resultados de la capacidad de carga admisible del suelo..... 172

Cuadro 4.21: Datos de la presa..... 172

Cuadro 4.22: Resultados de la capacidad de carga admisible..... 173

Cuadro 4.23: Resultados de la capacidad de carga admisible del suelo..... 174

Cuadro 4.24: Resultados de fuerzas verticales y asiento bajo el eje de una presa..... 175

Cuadro 4.25: Resultados de la simulación en software Slide v 5.0 (aguas arriba).....	183
Cuadro 4.26: Resultados de la simulación en software Slide v 5.0 (aguas abajo).....	183
Cuadro 4.27: Diseño y dimensionamiento del vertedero de masías en Hcanales.....	207
Cuadro 4.28: Tabla para dimensionamiento de toma.	210
Cuadro 5.01: Caudal máximo de diseño para la cuenca Carnicería.....	214
Cuadro 5.02: Resumen de transito de sedimentos.....	215
Cuadro 5.03: Resumen de estabilidad de la presa.....	215
Cuadro 5.04: Resumen del diseño hidráulico de la presa.....	216

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.01: Partes que conforma una presa.....	7
Figura 2.02: perfil estratigráfico del sitio, estudio de presa Chorriacaim-Inglaterra.....	11
Figura 2.03: elemento que conforman el suelo y su simbología respectiva.....	11
Figura 2.04: Diagrama Darcy.....	12
Figura 2.05: Red de flujo en la cimentación de una presa.....	13
Figura 2.06: Modelo estratigráfico del sector interno del estudio de bahía blanca.....	14
Figura 2.07: Ciclo de las rocas.....	15
Figura 2.08: Modalidades básicas de deformación de las rocas.....	15
Figura 2.09: Prueba de Lugeon y Lefranc.....	16
Figura 2.10: Presas con núcleo central y inclinado.....	24
Figura 2.11: Presas con pantalla impermeable.....	25
Figura 2.12: Presas con diafragma interior.....	27
Figura 2.13: Presas completamente homogénea.....	27
Figura 2.14: Presas homogénea modificada con talón de roca.....	28
Figura 2.15: Presa homogénea interior sobre cimentación impermeable.....	29
Figura 2.16: Presa homogénea con drenaje interior sobre cimentación permeable.....	30
Figura 2.17: Presa homogénea con enrocado sobre cimentación permeable.....	30
Figura 2.18: Falla por rebase de cortina.....	42
Figura 2.19: Falla por sifonamiento mecánico.....	42
Figura 2.20: Falla por deslizamiento de taludes.....	46
Figura 2.21: Falla por licuación.....	48
Figura 2.22: Esquema de un embalse.....	58
Figura 2.23: Parámetros del sistema en la regla de operación normal.....	58
Figura 3.01: Ubicación geográfica del proyecto.....	61
Figura 3.02: Ubicación política del proyecto.....	62
Figura 3.03: Fuerzas que actúan en una presa.....	119
Figura 3.04: Empuje hidrostático y las fuerzas que actúan.....	120
Figura 3.05: Tipos de falla en muros.....	121
Figura 3.06: Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú.....	132

Figura 3.07: Diámetro de la tubería de descarga.....	151
Figura 4.01: Características geométricas de la presa Carnicería Pampa.....	167
Figura 4.02: Comprobación de estabilidad por volteo.....	167
Figura 4.03: Comprobación de estabilidad por deslizamiento a lo largo de la base.....	168
Figura 4.04: Revisión de la falla por capacidad de carga.....	168
Figura 4.05: Presa vacía aguas arriba sin sismo (software Slide v 5.0).....	177
Figura 4.06: Presa vacía aguas arriba con sismo (software Slide v 5.0).....	177
Figura 4.07: Presa vacía aguas abajo sin sismo (software Slide v 5.0).....	178
Figura 4.08: Presa vacía aguas abajo con sismo (software Slide v 5.0).....	178
Figura 4.09: Presa llena aguas arriba sin sismo (software Slide v 5.0).....	179
Figura 4.10: Presa llena aguas arriba con sismo (software Slide v 5.0).....	179
Figura 4.11: Presa llena aguas abajo sin sismo (software Slide v 5.0).....	180
Figura 4.12: Presa llena aguas abajo con sismo (software Slide v 5.0).....	180
Figura 4.13: Descarga rápida aguas arriba sin sismo (software Slide v 5.0).....	181
Figura 4.14: Descarga rápida aguas arriba con sismo (software Slide v 5.0).....	181
Figura 4.15: Descarga rápida aguas abajo sin sismo (software Slide v 5.0).....	182
Figura 4.16: Descarga rápida aguas abajo con sismo (software Slide v 5.0).....	182
Figura 4.17: Disgresión de los elementos finitos (software Slide v 5.0).....	185
Figura 4.18: Redes de flujo – caso 01 (software Slide v 5.0).....	185
Figura 4.19: Velocidad de descarga – caso 01 (software Slide v 5.0).....	186
Figura 4.20: Gradiente hidráulico – caso 01 (software Slide v 5.0).....	186
Figura 4.21: Vectores de flujo – caso 01 (software Slide v 5.0).....	187
Figura 4.22: Disgresión de los elementos finitos – caso 02 (software Slide v 5.0).....	187
Figura 4.23: Redes de flujo – caso 02 (software Slide v 5.0).....	188
Figura 4.24: Velocidad de descarga – caso 02 (software Slide v 5.0).....	188
Figura 4.25: Gradiente hidráulico – caso 02 (software Slide v 5.0).....	189
Figura 4.26: Vectores de flujo – caso 02 (software Slide v 5.0).....	189
Figura 4.27: Disgresión de los elementos finitos – caso 03 (software Slide v 5.0).....	190
Figura 4.28: Redes de flujo – caso 03 (software Slide v 5.0).....	190
Figura 4.29: Velocidad de descarga – caso 03 (software Slide v 5.0).....	191
Figura 4.30: Gradiente hidráulico – caso 03 (software Slide v 5.0).....	191
Figura 4.31: Vectores de flujo – caso 03 (software Slide v 5.0).....	192
Figura 4.32: Diagrama de la presa para el calculo de factor de seguridad.....	194

Figura 4.33: Pantalla de inyección aguas arriba de la presa.....	196
Figura 4.34: Pantalla de inyección en el núcleo de la presa.....	197
Figura 4.35: Esquema de reparación de taladros de inyección.....	198
Figura 4.36: Dimensionamiento del filtro de la presa.....	206
Figura 4.37: Sección transversal de la presa.....	209
Figura 4.38: Plano en planta de la toma diseñado.....	211
Figura 4.39: Corte del plano en planta de la toma diseñado.....	211
Figura 4.40: Corte del plano en planta de la descarga diseñado.....	211
Figura 4.41: Plano en planta de la descarga diseñado.....	211

INDICE DE GRAFICOS

Grafico 3.01: Velocidad de caída de esferas de cuarzo en agua.....	109
Grafico 3.02: Relación entre el Coeficiente de Arrastre CD y el Número Reynolds.....	110
Grafico 3.03: Faces de Transporte.....	111
Grafico 4.01: Informe Topográfico – Topografía del Vaso.....	164
Grafico 4.02: Campo de aplicación de las inyecciones.....	202
Grafico 4.03: Campo de aplicación de las inyecciones.....	202

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

1.1 INTRODUCCIÓN

Actualmente el distrito de Huamanguilla, presenta una baja productividad agrícola por la escasa disponibilidad de agua para riego. Estas zonas no cuentan con una fuente de agua cercana a las áreas de riego, por otro lado la zona cuenta con un canal de riego rustico (canal de tierra), fuente de agua que corresponde al escurrimiento superficial de las partes altas de la cuenca que no es suficiente para abastecer en su totalidad las áreas de riego dejando sin riego el 75% de las áreas cultivables. El área de intervención se caracteriza por su gran influencia en la actividad agrícola y agropecuaria, con una inadecuada comercialización por falta de productos en épocas de mayor demanda en el mercado local, regional y nacional; lo cual agudiza su pobreza, al no estar integrados social y económicamente con el resto de la región. *La materialización de este proyecto hará posible el desarrollo del potencial agropecuario dando solución a los principales problemas de la región, como son la desocupación, bajos niveles de vida y emigración al elevar el estándar de vida de la población.*

1.2 PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.2.1 Identificación del problema

En las comunidades del distrito de Huamanguilla, producen una sola campaña, con bajos rendimientos debido a la escasa disponibilidad de agua; de la misma forma existen terrenos con disponibilidad agrícolas que no se explotan debido a la inseguridad de contar con aguade lluvia durante toda la campaña agrícola. Que ocasionan muchas pérdidas en caso de producirse sequías y veranillos que se producen en dichas zonas.

Los pobladores practican una agricultura de autoconsumo, donde la campaña agrícola actual en su mayoría es por secano (agua de precipitación, entre los meses de diciembre a marzo) por lo cual se produce una sola campaña al año y con bajos rendimientos de los cultivos.

Es oportuno indicar que las organizaciones de usuarios de agua no están muy consolidadas por lo tanto la organización tiene muchas limitaciones en cuanto a organización y gestión de los recursos disponibles entre ellas el agua.

1.2.2 Descripción del problema

Después de un diagnóstico realizado se concluye en lo siguiente: El distrito de Huamanguilla, está catalogado como un lugar de extrema pobreza, la falta de infraestructura de riego no les permite explotar el total de sus tierras de cultivo, generando entonces que la producción sea limitada. De tal manera se ha planteado: “Elevar la producción y productividad agrícola en el distrito de Huamanguilla con los sistemas de riego presurizado”.

El problema es causado por diversas situaciones como la no disponibilidad de agua de riego, los escasos recursos de los pobladores y la poca disponibilidad presupuestal por parte de las autoridades locales entre otros.

Asimismo, este problema genera a su vez otros problemas que se consideran como efectos, entre ellos tenemos el descontento del poblador rural que no encuentra las herramientas necesarias para revertir su situación de pobreza, que podría generar en un futuro el abandono de la actividad agropecuaria con la consecuente migración del campo a la ciudad a buscar mejores posibilidades de empleo.

FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1 Problema principal

Después de un diagnóstico realizado se plantea el siguiente problema: “Baja producción y productividad agrícola en el distrito de Huamanguilla”.

2 Problemas específicos

En la continuación se menciona los problemas específicos:

Carencia de una buena infraestructura de riego que limita la producción de terrenos agrícolas.

Demanda insatisfecha de producción agrícola, que se traduce en baja productividad y producción agrícola.

Marcada pobreza de la población que no le permite acceder a mejores niveles de vida.

La ocupación temporal en las labores agrícolas con mínimos rendimientos ocasiona la migración.

- Débil organización y desconocimiento en la gestión y operación de infraestructura de riego.

1.3.3 Justificación del estudio

El motivo principal del estudio es por la escasa disponibilidad del recurso hídrico, debido a que a falta de éste elemento vital las áreas agrícolas disponibles con capacidad productiva no pueden ser aprovechadas y se ven afectadas las familias del distrito dentro del área de influencia del proyecto por los bajos ingresos familiares anuales que se logra:

- El escaso recurso hídrico para su desarrollo.
- La inadecuada organización y distribución del escaso recurso hídrico.
- Los bajos rendimientos de los productos cultivados, la cual es consecuencia de la dotación inoportuna e insuficiente del agua al cultivo.
- La escasa asistencia técnica en el uso y manejo del agua y los cultivos.

Los deseos que aspiran la población es superar este problema, la cual traerá como beneficio la producción de las áreas agrícolas durante todo el año, con lo cual generarán mayores ingresos económicos familiares y así acceder a los servicios básicos en los diferentes puntos del país.

.4 FORMULACIÓN DE OBJETIVOS

.4.1 Objetivo General

Realizar el “Diseño Hidráulico de la presa Carnicería Pampa”, para el almacenamiento de agua, y ser utilizado con fines de riego en el sector agrícola y pecuario del sector Anta, en el distrito de Huamanguilla.

4.2 Objetivo Especifico

- ✓ Evaluar la oferta y demanda hídrica de la cuenca en estudio.
- ✓ Evaluar el transporte de sedimentos de la cuenca Carnicería Pampa.
- ✓ Evaluar la estabilidad de la presa.
- ✓ Evaluar la estabilidad de talud, control de filtraciones de la presa.
- ✓ Realizar el diseño hidráulico de la presa Carnicería Pampa.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

(Schroth, 1990), indica: En ingeniería se denomina presa o represa a una barrera fabricada con piedra, hormigón o materiales sueltos, que se construye habitualmente en una cerrada o desfiladero sobre un río o arroyo con la finalidad de embalsar el agua en el cauce fluvial para su posterior aprovechamiento en abastecimiento o regadío, para elevar su nivel con el objetivo de derivarla a canalizaciones de riego, o para la producción de energía mecánica al transformar la energía potencial del almacenamiento en energía cinética, y ésta nuevamente en mecánica al accionar la fuerza del agua un elemento móvil. La energía mecánica puede aprovecharse directamente, como en los antiguos molinos, o de forma indirecta para producir energía eléctrica, como se hace en las centrales hidroeléctricas.

2.1.1 Clasificación de las presas

Las presas se clasifican según el tipo de material de construcción:

1. Concreto:

PG: Gravedad

PA: Arco

PC: Contra fuerte

PCR: Compactación concreto rodillada

2. Naturales:

T: Tierra

E: Enrocado

2. PRESAS DE TIERRA (PT)

2.1 Definición de presa de tierra

(Alva, 1999), indica: Son presas de gravedad construidas con materiales que no han sufrido ningún proceso químico de transformación (como piedras, gravas, arenas, limos y arcillas) y que son tratados y colocados utilizando procedimientos de compactación propios de la mecánica de suelos. Se denominan “**presas de escollera**” cuando más de 50

% del material está compuesto por piedra, y “**presas de tierra**” cuando se utilizan materiales con granulometrías más pequeñas.

El principal problema que presentan las presas de tierra es que no pueden ser sobrepasadas por una crecida. Por ello es necesario efectuar predicciones para evitar que, en toda la vida de la presa esta no sufra este accidente.

2.2.2 Partes y elementos de una presa de tierra

Configura 2.1, se definen los componentes y ciertas características geométricas de las cortinas o presas de tierra:

Cortina o presa: Ambos términos se emplearan como sinónimos, para designar la estructura que tiene por objeto crear un almacenamiento de agua o derivar el río. En algunos casos, a fin de evitar excesivas repeticiones, se usara la palabra terraplén.

Boquilla o sitio: Lugar escogido para construir la cortina.

Sección de la cortina. En general, es cualquier corte transversal de la presa; pero a menos que se especifique la estación o escurrimiento de dicho corte, es la sección de máxima altura de la cortina.

Altura de la cortina: Se define como la distancia vertical máxima entre la corona y la cimentación, la cual no necesariamente coincide con la medida desde el cauce del río, por la presencia de depósitos aluviales.

Corona o cresta: Es la superficie superior de la cortina que, en ciertos casos, puede alojar una carretera o la vía de un ferrocarril; normalmente, es parte de la protección de la presa contra oleaje y sismo, y sirve de acceso a otras estructuras.

Talud: Es cualquier plano que constituye una frontera entre los materiales de la cortina con el medio circundante. Se medirá por la relación de longitudes entre el cateto horizontal y el vertical; por ejemplo, un talud 3.5:1 significa que la cotangente del ángulo que forma el plano o traza con la horizontal es de 3.5.

Horcón impermeable: También llamado núcleo de tierra, es el elemento de la presa que barra el valle al paso del agua contenida en el embalse o vaso.

Respaldos permeables: Son las masas granulares que integran con el corazón impermeable, la sección de la cortina. Pueden estar formados, como es el caso de la fig. 16, por filtros, transiciones y enroscamientos.

Cresta o corona: Parte superior de la estructura generalmente revestida para prevenir el secado del corazón impermeable y proporcionar una vía para el tránsito de vehículos.

Filtros: elementos de la sección formados con arena limpia, bien graduada, destinados a coleccionar las filtraciones a través del núcleo y protegerlos de una posible erosión interno; puede requerirse un filtro vertical al centro, unido a otro en la base, aguas abajo: cuando el respaldo de las aguas arriba debe de construirse con un material de permeabilidad relativamente baja, suelen intercalarse capas filtrante horizontales.

Corazón o núcleo impermeable: pantalla impermeable de la cortina construida con suelo compactado este núcleo puede estar en el centro y ser vertical o inclinado o bien, localizado próximo al paramento de aguas arriba mostrado en la figura 1.

Trinchera: consiste en excavaciones realizadas a mano, para descubrir la roca que normalmente se encuentra cubierta por una capa de tierra, producto de intemperismo (suelo residual) o derrumbes. A veces resulta económico usar el tractor para mover volúmenes importantes a corto plazo. La ventaja de este procedimiento de exploración es que pueden estudiarse las características del relleno y la roca subyacente en forma directa.

Enrocamiento: Para evitar la erosión causados por oleaje por el talud de aguas arriba o por lluvias en el de aguas abajo, los paramentos respectivos se forman con materiales capaces de resistir dicha acción. Aguas arriba es conveniente usar una capa de enrocamiento, pero la carencia de las rocas en el lugar puede obligar el uso de losas de suelo-cemento, concreto o de recubrimiento asfáltico.

Bordo libre: Distancia vertical entre el nivel de la corona y el de las aguas máximas extraordinarias (NAME); este último se alcanza cuando el vertedor trabaja a su capacidad límite de su descarga. El bordo libre debe proteger a una presa, con cierto margen de seguridad, de los efectos del oleaje generado por el viento o sismos y tomar en cuenta el asentamiento máximo de la corona.

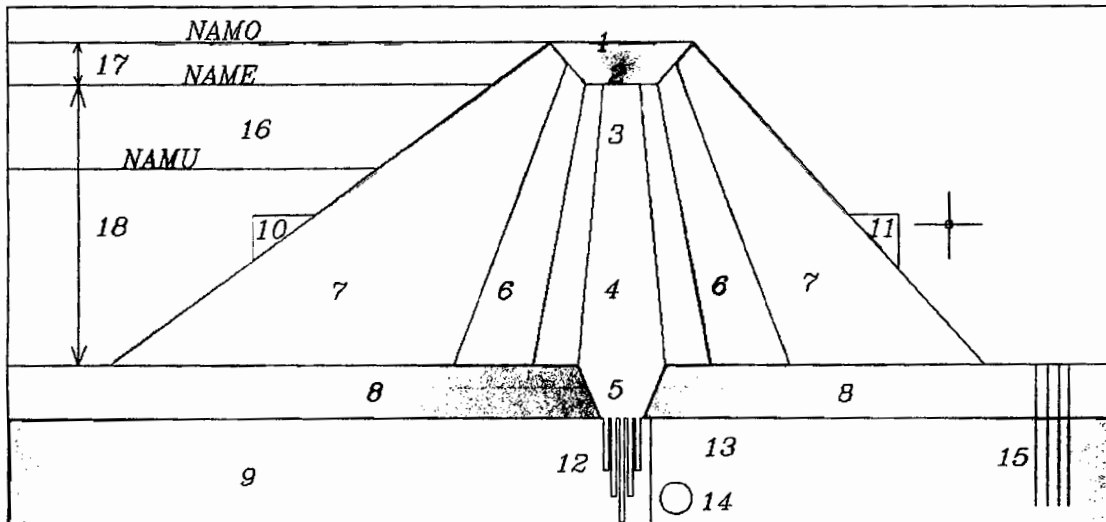
Altura de cortina: Diferencia entre las elevaciones de la corona y el punto más bajo de la cimentación.

NAMO (nivel de aguas máximas ordinarias): Coincide con la elevación de la cresta del vertedor en el caso de una estructura que derrama libremente; si se tienen compuertas, es el nivel superior de estas.

NAME (nivel de aguas, máxima extraordinario): Es la evaluación del agua en el vaso cuando la presa está llena y además funciona el vertedor a su máxima capacidad. Hay otros niveles usuales en presas, como son el de aguas máximas ordinarias (CV), el nivel medio de operación, el mínimo de operación y el máximo azolves. La diferencia entre la elevación de la corona y el NAME es bordo libre.

NAMU: nivel de aguas muertas.

Figura 2.01: Partes que conforma una presa.



Fuente: El autor

NOMENCLATURA

- | | |
|--------------------------------|----------------------------|
| 1 Cresta o corona | 10 Talud aguas arriba |
| 2 Revestimiento de la corona | 11 Talud aguas abajo |
| 3 Filtros | 12 Pantalla de inyecciones |
| 4 Corazón u núcleo impermeable | 13 Galerías |
| 5 Trinchera | 14 Drenes |
| 6 Transiciones | 15 Pozos de alivio |
| 7 Enrocamiento | 16 Embalse o baso |
| 8 Deposito aluvial | 17 Borde libre |
| 9 Roca basal | 18 Altura de la corona |

2.3 ESTUDIO BÁSICO DE INGENIERÍA

Según (Novoa, 2002) es fundamental realizar los siguientes estudios:

2.3.1 Estudio topográfico

Una de las primeras preocupaciones para la construcción de una presa de tierra, es comunicar la zona objeto de estudio con la red de caminos. En caso de existir de trocha carrozable es necesario realizar el mejoramiento del camino existente hacia el embalse, a fin de transportar equipos ligeros, pesados, insumos y materiales al mismo para la construcción de la presa. Luego el reconocimiento terrestre o aéreo, si fijan los monumentos básicos para apoyar los levantamiento topográficos. Es conveniente contar con una triangulación geodésica; la longitud de sus lados depende de las características del terreno. Las referencias que se instalen para esa red deben ser permanentes; pues no solo se requerirán para la etapa de los estudios y la construcción de la obra, sino también para observar su comportamiento posterior.

- Topografía del vaso

El levantamiento topográfico se puede realizar con topografías aéreas apoyados en los bancos de la red geodésica y otras auxiliares sin embargo, lo usual es efectuar la topografía terrestre con poligonales o por triangulaciones alrededor del vaso propuesto. Las escalas a que convienen dibujar los planos correspondientes dependen principalmente de las dimensiones del embalse. La siguiente tabla puede servir de guía.

Cuadro 2.01: Escalas sugeridas para los planos topográficos

AREA DEL VASO (KM2)	ESCALA
<5	1:2,000
10	1:5,000
100	1:10,000
1000	1:25,000
>5000	1:50,000

Fuente: Marsal, presas de tierra y enrocado.

Los planos topográficos dibujados a escala adecuada son necesarios para calcular, con suficiente aproximación, las curvas de áreas y capacidades de vaso. La topografía debe cubrir un tramo amplio del río, un kilómetro aguas abajo del supuesto sitio de la presa. Además, aunque se tenga una idea aproximada de la elevación máxima que pueda alcanzar el agua en el vaso es siempre aconsejable proceder con generosidad al respecto. Conviene reducir los planos del levantamiento que permita analizar aspectos morfológicos de la cuenca en la proximidad del embalse, siempre ligados a la geología de la región.

- Topografía de la boquilla

Para diseñar una estructura de una presa es necesario contar con topografía detallada del ciclo, en un tramo que no solo abarque la cortina, obras de toma y vertedor, sino también caminos de construcción, antiguas, etc. La escala del plano respectivo depende de las lineaciones de la obra pero no debe ser mayor de 1:1000. Se necesitan curvas a nivel a cada metro y deben realizarse con sumo cuidado, pues además de construir la base para el diseño de las citadas estructuras, dicho plano sirve también para estimar cantidades de excavación al ejecutarse el proyecto. Es fundamental que estos levantamientos se ligen a la triangulación geodésica y se establezca un número suficiente de bancos para trazar los diversos elementos de dicho estructura. A fin de facilitar las labores y evitar errores, esos monumentos deben tener la designación y sus tres coordenadas inscritas en una placa.

2.3.2 Estudio hidrológico

La hidrología es de importancia para todos los problemas que involucran el aprovechamiento del agua. Los objetivos para el estudio hidrológico de una presa son:

- Análisis del balance hídrico para el dimensionamiento de las estructuras de servicio.
- La obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir. Este análisis influirá en el diseño del aliviadero de demasías y ataguía en el tiempo de construcción y evacuación del tránsito de avenida para el efecto regulador del embalse.
- Evacuación de transporte de sedimentos.

Régimen de la corriente

Como requisito indispensable se debe contar con un estudio hidrológico para conocer el régimen del corriente por a provechar, el volumen de agua con que se cuenta, que demanda e puede satisfacer según el objetivo del aprovechamiento y con ello, determinar la capacidad útil necesaria en la presa, que sumada azolve probable, dará el volumen al JAMO, a esto se denomina “funcionamiento de vaso”.

Estudio de avenidas

Como complemento de lo anterior, se debe realizar un estudio de avenidas para determinar el máximo gasto de entrada al vaso de la avenida máxima probable asociada a un periodo de retorno y el gasto máximo de descarga al transitar por el vaso mediante una obra de capacidad determinada.

Esto da como consecuencia, la necesidad de contar con un volumen disponible para la regulación, que sumado al volumen útil y al de azolves, nos dará el volumen o capacidad de la presa (NAME). Lo anterior se conoce como “tránsitos de avenidas”

2.3.3 Estudio geológico

Simultáneamente a la realización de los levantamientos topográficos se debe iniciarse la campaña geológica. El encargado de estos estudios debe laborar una mapa geológica estructural de la región y verificar, en el tramo del río escogido para la boquilla, si existen condiciones que no concuerden con los lineamientos generales, mediante topografías aéreas, planos topográficos y el reconocimiento terrestre del sitio del embalse. En esta fase preliminar es necesario identificar las formaciones, localizar fallas, sistemas de fracturamiento, planos de contacto y plegamientos; observar el intemperismo de las rocas y la carsticidad en su caso, en fin analizar todas aquellas características que interesan al proyectista de la obra hidráulica. El informe respectivo con los planos de levantamiento topográfico conduce a la elección del eje de la presa y a recomendaciones generales sobre la obra de toma, vertedor de excedencias, descarga de fondo y túnel de desviación. Es importante tener presente que todos los métodos de investigación de cimentaciones, los levantamientos geológicos de superficies son los que largamente proporcionan la mayor información a menor costo.

La experiencia ha demostrado que las primeras exploraciones cuidadosamente analizadas son las que permiten catalogar problemas con bastante precisión; sin embargo, debe reconocerse que en ciertos casos, al construir la obra se encuentran circunstancias no previstas por los estudios. Esto puede ser resultado de negligencia de una exploración educada o exceso de confianza a la bondad de los estudios; pero el ingeniero debe considerar que los problemas geológicos son, en general extraordinariamente complejos y recordar que el río escurre por zonas de debilidad de la corteza terrestre.

2.3.4 Estudio de mecánica de suelos

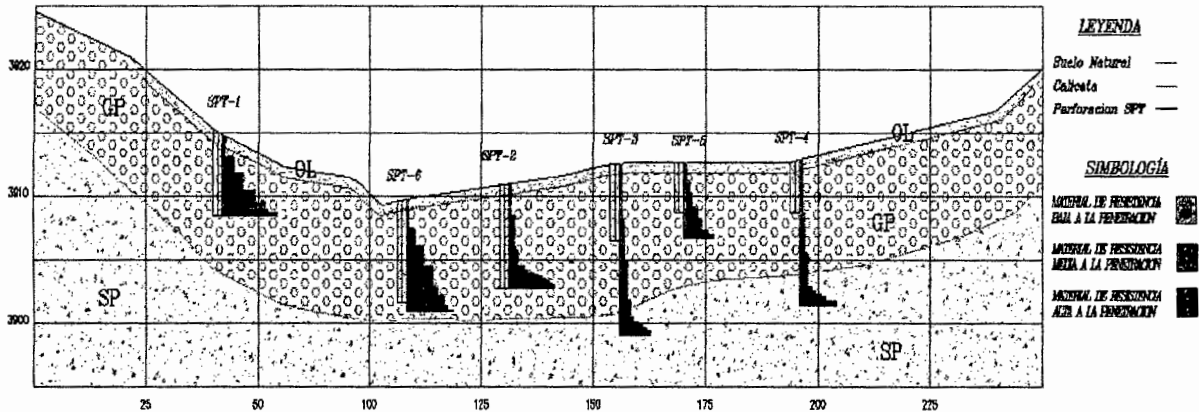
El comportamiento mecánico del suelo dependerá mucho, para diferentes decisiones que se tomara al momento de plantear; la cimentación, taludes, el cuerpo de presa, como también las medidas que se dará en toda la superficie del vaso que se almacenara el líquido.

Como objetivo de este estudio se debe determinar los siguientes parámetros mínimos geotécnicos para el estudio de la presa.

- Perfil estratigráfico del suelo

Se debe escribir las características observadas dada su clasificación del suelo, describir si son suelos semipermeables o permeables, de filtración moderada. Las pérdidas en la zona rocosa que atraviesan la plataforma y base de la presa lo cual será detallada en un cuadro.

Figura 2.02: Perfil estratigráfico del sitio.

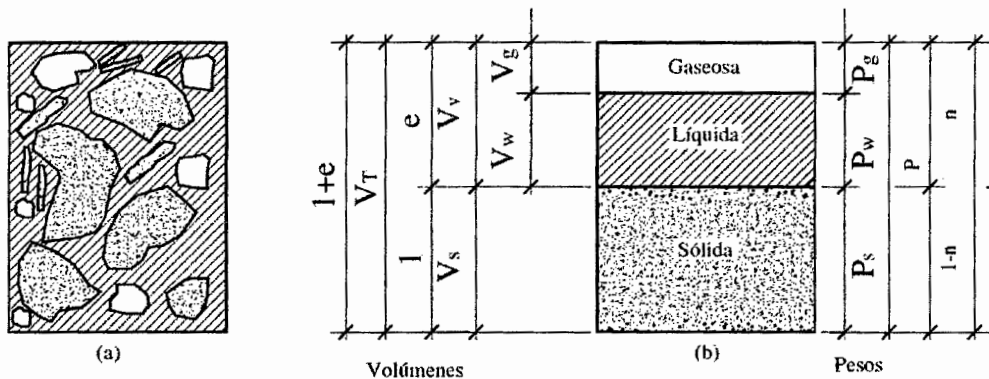


Fuente: Estudio de presa Chorraicaim-Inglaterra

Propiedades físicas de suelo

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y la gaseosa; la fase líquida y la gaseosa suelen comprender en el volumen de vacíos y la fase sólida en volumen de sólidos, en la siguiente figura se muestra.

Figura 2.03: Elemento que conforman el suelo y su simbología respectiva.



Fuente: El autor.

Agua en los suelos presencia y su efecto

El flujo de agua en presas, taludes, etc. Constituye uno de los casos de mayor importancia para garantizar su estabilidad el estudio de dichas obras presenta características especiales las que se les debería dedicar un análisis especial para llegar a soluciones apropiadas. Para estudiar este fenómeno del flujo del agua en los suelos existen varios métodos.

- Permeabilidad e infiltración en los suelos

Como objetivo de los conceptos mencionados es pues el cálculo del caudal de infiltración por debajo de la presa y depende de la naturaleza del suelo es decir el coeficiente de permeabilidad por ello se construyen los redes de flujo, para visualizar en forma teórica el flujo del agua, en este caso sobre la presa de tierra.

Algunos ejemplos para los rangos de coeficiente de permeabilidad (K), para distintos tipos de suelo no consolidado se muestran en el cuadro 2.2.

Cuadro 2.02: Valores típicos del coeficiente de permeabilidad

SUELO	K	SUELO	K
Grava	$10^{-1} - 10^{-2}$	Arena limosa	$10^{-5} - 10^{-7}$
Arena gruesa	10^{-3}	Arcilla limosa	$10^{-6} - 10^{-9}$
Arena mediana	$10^{-3} - 10^{-4}$	Arcilla	$<10^{-9}$
Arena fina	$10^{-4} - 10^{-5}$		

Fuente: H. Darcy

Figura 2.04: Diagrama Darcy

donde v = velocidad de Darcy (unidad: cm/s)
 k = permeabilidad hidráulica del suelo (unidad: cm/s)
 i = gradiente hidráulico

$$v = ki$$

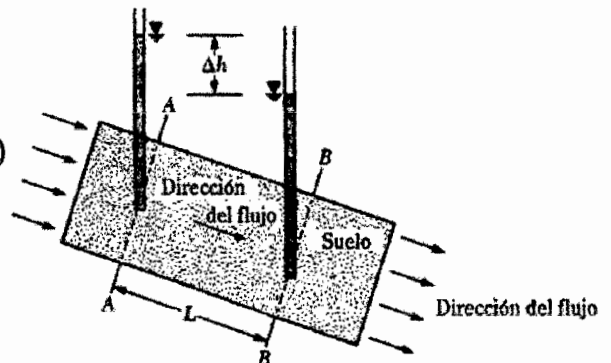
El gradiente hidráulico i se define como

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

donde Δh = diferencia de carga piezométrica entre las secciones en AA y BB
 L = distancia entre las secciones en AA y BB

La ecuación de continuidad del gasto (caudal) es:

$$Q = Av$$



Fuente: El autor.

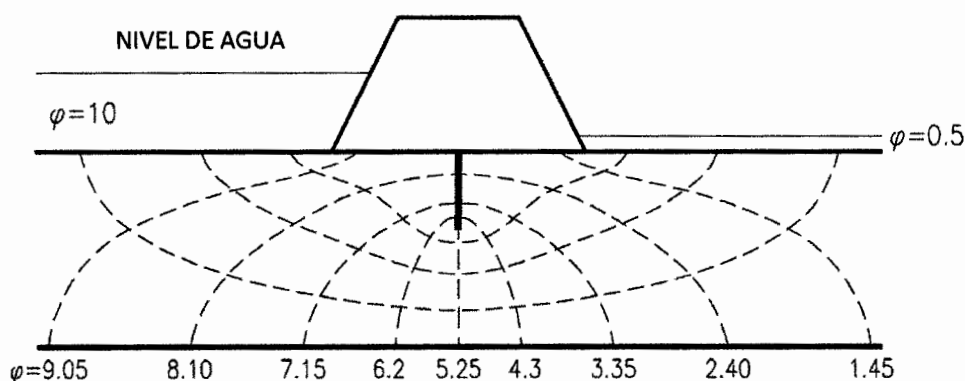
El siguiente cuadro, muestra los métodos más utilizados para obtener el coeficiente (K) de permeabilidad en forma directa e indirecta.

Cuadro 2.03: Métodos de medición de coeficiente de la permeabilidad

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (K EN cm/S EN ESCALA LOGARITMICA)				
PROPIEDAD DE DRENAGE	BUENO		MALO	PRACTICAMENTE IMPERMEABLE
APLICACIÓN DE PRESAS DE TIERRA	SECCIONES PERMEABLES DE PRESAS		SECCIONES IMPERMEABLES DE PRESAS	
TIPO DE SUELOS	GRAVA LIMPIA	ARENAS LIMPIAS Y GRAVAS	Arenas muy finas, limos orgánicos mezclas de arena limo y arcilla morena glacial, depósitos estratificados de arcilla.	Suelos impermeables, arcillas homogéneas a la intemperie.
			Suelos impermeables modificados por los efectos de la vegetación e intemperie.	
DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	Prueba directa del suelo en su estado normal (prueba de bombeo) segura si se hace correctamente se requiere bastante experiencia.			
	Permeámetro de carga constante, se requiere poca experiencia.			
DETERMINACION DIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.	PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE			
		SEGURO	INSEGURO	REL. SEGURO
		No se requiere mucha exp.	Se requiere mucha experiencia	Se requiere mucha exp.
	Calculo por medio de la distribución del tamaño del grano aplicable solamente en arenas y gravas limpias y sin cohesión.			
	PRUEBA DE CAPILARIDAD HORIZONTAL			
	Se requiere poca experiencia útil para prueba rápida en campo.			

Fuente: H. Darcy

Figura 2.05: Red de flujo en la cimentación de una presa.



Fuente: Novoa criterios para diseño de presas de tierra.

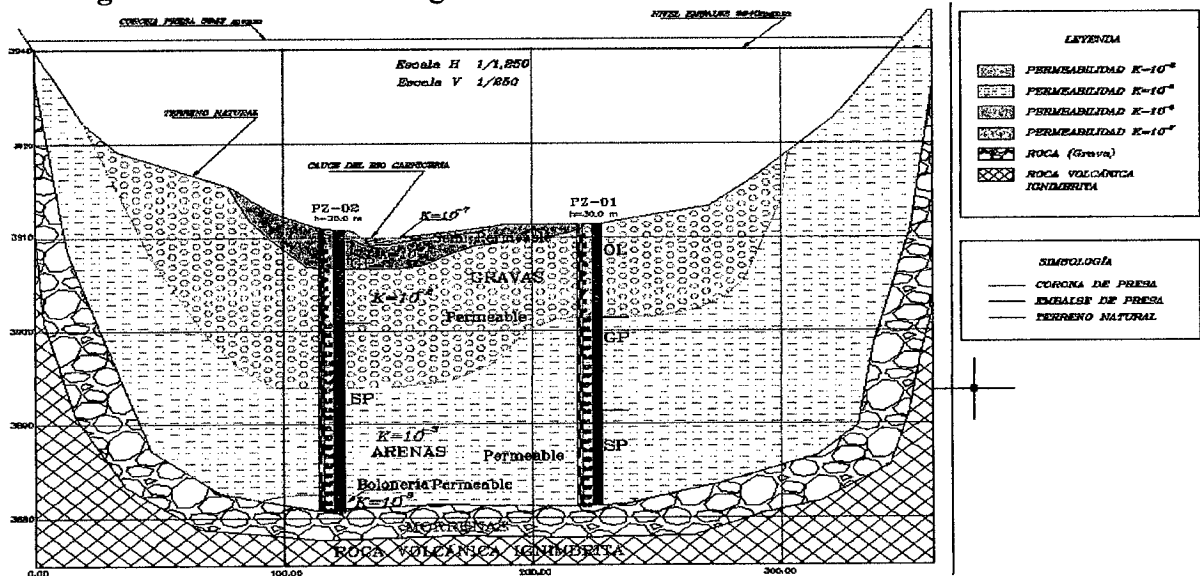
- **Esfuerzo y deformación en los suelos:** Otro objetivo en este estudio es saber el comportamiento del suelo debido a esfuerzos exteriores aplicados a la masa de suelo, existe variados modelos desarrollados y descripciones matemáticas que parten de las teorías clásicas de elasticidad y plasticidad estos son aplicados tanto a los materiales que componen la fundación, como a los que servirán al relleno del cuerpo de la presa.

- **Compresibilidad y asentamiento en los suelos:** Un suelo tiene una característica muy especial, esta es la de reducir el volumen conforme pasa el tiempo aumentándose las cargas sucesivas a este proceso se denomina proceso de consolidación este proceso se caracteriza por darse en forma frecuente en dirección vertical (consolidación unidimensional – asentamiento).
- **Capacidad de carga en los suelos:** Para efectos de determinar la capacidad de carga admisible para dar un método general para fines de diseño de ingeniería se define en general tres categorías de forma: corrida, rectangular y circular, se toma en cuenta los trabajos de: BEER (1967) y de VESIC (1970).

2.3.5 Estudio de mecánica de rocas

El comportamiento de mecánica de rocas es importante considerar para las diferentes decisiones que se tomara al momento de plantear la cimentación, es el que va a soportar todo el peso de la estructura en sí. Es importante conocer qué tipo de roca es, conocer propiedades, dureza, permeabilidad para encontrar una cimentación optima, funcional.

Figura 2.06: Modelo estratigráfico del sector interno del estudio de bahía blanca.



Fuente: Modelo estratigráfico de la zona del proyecto, Él autor.

- **Perfil estratigráfico:** Se debe describir la columna estratigráfica de acuerdo a la toma de datos de campo en forma vertical. Las observaciones registros e interpretaciones de la litología, de la estructura geológica se deben describir de acuerdo al sondeo de campo. En la figura2.6, se muestra un modelo estratigráfico.

- **Clasificación de rocas:** Se determinar el origen de los diferentes tipos de roca que se encuentren dentro de los límites del proyecto a fin de garantizar propiedades que garanticen el uso adecuado de estos, o en su defecto usar un material sobre estos.

Figura 2.07: Ciclo de las rocas.

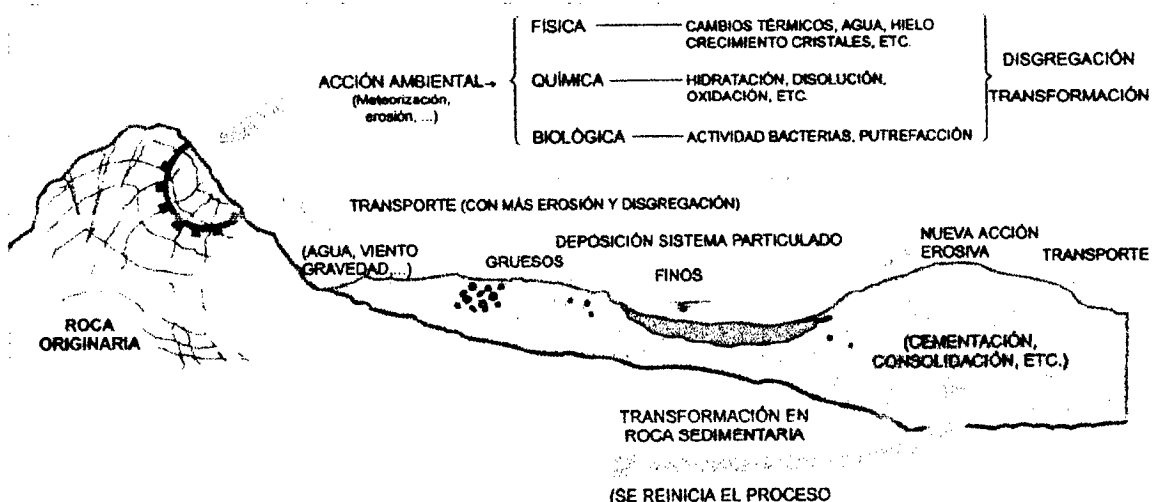
PERFIL ESQUEMÁTICO	LOVE (1951) LITTLE (1961)	VARGAS (1951)	SOWERS (1954, 1963)	CHANDLER (1969)	GEOLOGICAL SOC. ENG. GROUP (1970)	DEERE Y PATTON (1971)
	ROCAS IGNEAS	IGNEAS, BASÁLTICAS Y ARENISCAS	IGNEAS Y METAMÓRFICAS	MARGAS Y LIMOLITAS	ROCAS IGNEAS	
	VI SUELO	SUELO RESIDUAL	ZONA SUPERIOR	IV COMPLETAMENTE ALTERADA	VI SUELO RESIDUAL	HORIZONTE IA
	V COMPLETAMENTE ALTERADA	SUELO RESIDUAL JOVEN	ZONA INTERMEDIA	PARCIALMENTE ALTERADA	V COMPLETAMENTE ALTERADA	HORIZONTE IB
	IV ALTAMENTE ALTERADA	CAPAS DE ROCA DESINTEGRADA	ZONA PARCIALMENTE ALTERADA		III	HORIZONTE IC (SAPROLITO)
	III MODERADAMENTE ALTERADA				II	IA TRANSICIÓN CON ROCA METEORIZADA SAPROLITO
	II ALGO ALTERADA				IB MUY POCO ALTERADA	IB PARCIALMENTE METEORIZADA
	I ROCA SANA	ROCA SANA	ROCA INALTERADA	ROCA INALTERADA	IA ROCA SANA	ROCA SANA

Fuente: Novoa criterios para diseño de presas de tierra.

- **Esfuerzo deformación en rocas:** El módulo de deformabilidad se define como la relación existente entre un esfuerzo aplicado y la deformación unitaria total generada (deformaciones elásticas y plásticas).

Al de un esfuerzo, las rocas responderán deformándose. Las modalidades básicas de deformación son la compresión, la tracción y la cizalla.

Figura 2.08: Modalidades básicas de deformación de las rocas.

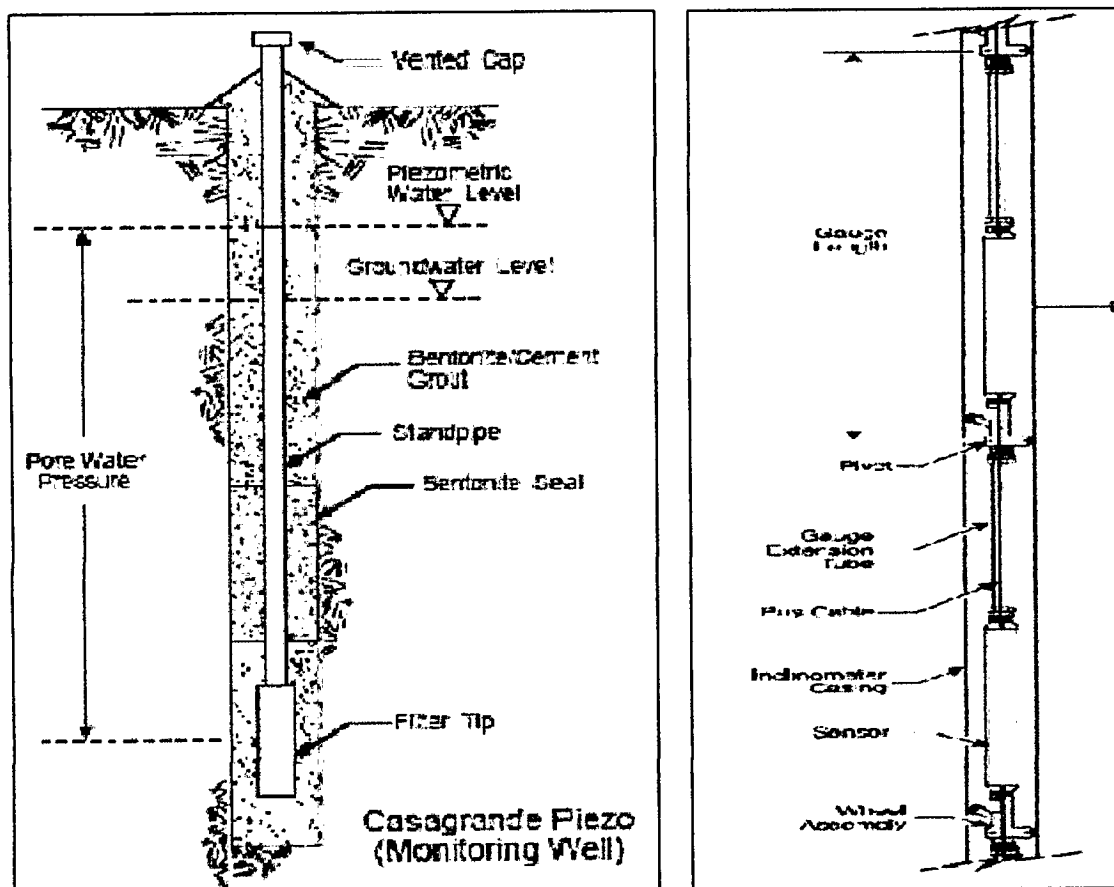


Fuente: Novoa criterios para diseño de presas de tierra.

Como se sabe, un pliegue concentra en su zona de distorsión la mayor parte de la deformación. En una capa cualquiera, en el lado externo de la zona de pliegue, los materiales estarán sufriendo tracción, mientras que en el lado interno estará experimentado con presiones. Es lógico, por lo tanto que exista entre ambos extremos una superficie en la que no exista en un momento dado ni tracción ni compresión. Dicha superficie se denomina superficie neutra.

- **Permeabilidad en rocas:** Las pruebas de permeabilidad para rocas se efectúa a través de pruebas de Lugeon, el que consiste en medir el gasto de agua, en litros por minuto y por metro lineal de perforación, que fluye por la roca bajo una presión de 10 kg/cm²; la absorción así registrada es la unidad Lugeon. La prueba se realiza en tramos de 3 a 5 m de longitud. El equipo está formado por una bomba de inyección, el manómetro que se instala en el brocal del pozo y el aforador de caudales. Debe tomarse en cuenta la profundidad media del tramo que se ensaye, para determinar la presión que se ensaya, para determinar la presión a leerse en el manómetro durante la prueba.

Figura 2.09: Prueba de Lugeon y Lefranc.



Fuente: Novoa criterios para diseño de presas de tierra.

El ensayo es susceptible a errores debido a fugas de agua, en ciertos casos se corre el riesgo de mover masas importantes de roca por supresión.

Divido a dichas objeciones es recomendable optar por el método Lefranc. La perforación se convierte en permeámetro de carga constante. En la boca de pozo se proporciona el caudal agua necesaria para mantener fijo el nivel hidráulico. Con el dato anterior, la carga de agua, la longitud del tramo y el diámetro del pozo, puede calcularse mediante la permeabilidad.

- **Deslizamiento en rocas:** Los deslizamientos consisten en un descenso masivo y relativamente rápido, a veces de carácter catastrófico a lo largo de una pendiente. El material se mueve como una masa única, no como varios elementos que se mueven a la vez. El deslizamiento se efectúa a lo largo de una superficie de deslizamiento, o plano de cizalla, que facilita la acción de la gravedad. Esta superficie se crea por la adsorción de agua a una profundidad determinada, lo que implica un cambio de densidad de la capa subyacente que es lo que provoca la existencia de un plano de deslizamiento. Afecta a tierras poco compactas como a rocas.

2.3.6 Estudio de cantera

Las diferentes obras de ingeniería requieren identificar y localizar fuentes de materiales adecuados para ser utilizados en la construcción. Estas deben estar dentro de una distancia relativamente próxima a la obra. Para ello se deben establecer lineamientos generales que sugieran un buen reconocimiento de las áreas donde existen posibles canteras que pueden ser de utilidad al proyecto. Será necesario formular un conjunto de normas a seguir para seleccionar, explorar, auscultar muestrear dichas aéreas, así como la identificación y evaluación de los materiales hallados, verificando su posible empleo en las obras, los mismos que influirán en el costo del proyecto.

- Exploración y localización

La exploración y localización de fuente de materiales o canteras pueden llevarse a cabo con ayuda técnicas fundamentales de fotointerpretación, por métodos geofísicos o por métodos por exploración directa. La técnica empleada en la fotointerpretación está basada en el estudio de pares estereoscópicos de topografías aéreas, de las cuales mediante observación se pueden obtener una serie de datos que permitan una determinación del tipo de formaciones de suelos y rocas. Entre los datos que se pueden obtener en base al estudio

de la fotointerpretación se encuentra la descripción morfológica, grado de meteorización, clasificación y descripción de fracturas, grietas, fallas, recubrimiento del área con material no aprovechable para la construcción y otros. En cuanto a la exploración y localización de canteras geofísicos o llamados prospección geofísica tales como: Método sísmico, resistividad eléctrica. Con respecto a los métodos de exploración de carácter preliminar podemos mencionar los métodos de pozos a cielo abierto, perforaciones con porteadora, barrenos o métodos similares. Estos estudios de carácter preliminar se pueden tomar como definitivos para el proyecto de pequeñas presas, salvo algunas excepciones en que la obra presente problemas particulares, en donde sería necesario llevar estudios más profundos.

- Delimitación, clasificación y cuantificación

Para reconocer la exactitud la bondad de los materiales que se tienen a disposición para la construcción de la presa y sus obras conexas, se deberá contar con datos referentes a la calidad de materiales, procesamientos, rendimientos, volúmenes disponibles, forma de acceso a las canteras, distancia de acarreo, etc.

Es por esta razón que para evaluar una cantera se requiere una exploración detallada; un levantamiento de esta para ubicarla en un mapa y darle una correcta delimitación y ubicación; realizar en forma sistemática los pozos o calicatas necesarios para extraer muestras, clasificarlas y así poder realizar perfiles estratigráficos, los cuales permitirán cuantificar con precisión la cantidad de materiales con que se cuenta.

- Calidad de los materiales

Las rocas y los suelos que serán empleados en la construcción de la presa y sus obras conexas deberán reunir las especificaciones técnicas adecuadas para su uso.

Para conocer la bondad de los materiales deberán realizarse ensayos de laboratorio, los cuales permitirán conocer si el material es o no adecuado para ser empleado en el núcleo y ataguía, deberán de realizarse ensayos estándar de clasificación de suelos, ensayos especiales de permeabilidad, consolidación, compactación, resistencia, tubificación, etc.

Para el agregado que será empleado en el filtro, dren y como material para el concreto deberán realizarse los ensayos granulométricos de sales solubles, contenido de sulfatos y ensayo de abrasión. En el enrocado lo que más interesa es la diferente a la resistencia al desgaste y durabilidad; ya que se conoce que las rocas tienen alta resistencia.

- Tratamiento de los materiales

Los tratamientos que pueden aplicarse al material de las diferentes canteras dependen de su naturaleza, origen y al uso a que serán destinados. Es usual en las diferentes obras de ingeniería, someter los materiales a diferentes tratamientos que permitan que estos se adecuen a las necesidades inmediatas. Los tratamientos más comunes que se aplican para estos son el desbroce, disgregación, zarandeo y en algunos casos lavado.

2.3.7 Estudio de factibilidad

En general para todas las obras que emprende el sector público, se hacen estudios de factibilidad técnica, económica, social y financiera; con objeto de conocer previamente la bondad de un proyecto.

Para que se apruebe una inversión, deberán presentarse estos estudios a quien disidiera que se aprueba la inversión, se difiere o se cancela, como en todas las obras, cumplidas las condiciones técnicas, será el aspecto económico el que en última instancia definirá el tipo más adecuado de estructura y en este caso particular de cortina.

2.4 TIPOLOGÍA Y ELECCIÓN DE LA PRESA

Como en otros trabajos de ingeniería, la elección de tipo de la presa y sus obras auxiliares debe hacerse con base en un criterio predominante económico. Por su puesto, las alternativas que se estudien tienen que ser comparables en cuanto a lograr las finalidades previstas; (Novoa, 2002) indica desarrollar los siguientes criterios.

2.4.1 Condiciones generales para la elección de una presa

- Condiciones del sitio

Las condiciones del sitio pueden conducir a las elecciones del tipo de presa ya sea, una presa de tierra firme o un enrocado de presa, incluye en un valle de corriente, donde carezca de linderos firmes de roca, profundidades considerables de suelo y haciendo encima de lecho de roca de mala calidad de un punto de vista estructural, disponibilidad de suficientes cantidades de suelos adecuados o de roca como relleno, y la existencia de un buen sitio para un aliviadero de suficiente aptitud.

- Condiciones topográficas

La topografía, dicta la primera elección del tipo de presa. Un valle relativamente estrecho con paredes altas, rocosas sugeriría una presa rocosa o aglutinada. Inversamente, un valle

ancho con sobre carga profunda sugeriría una presa de tierra firme. Los valles irregulares podrían sugerir una estructura compuesta, en parte tierra firme y en parte podría tomar consistencia. Las secciones compuestas también podrían usarse para prever un aliviadero de concreto, mientras las demás presas se diseñan como un aliviadero de rebalse. La posibilidad de agrietamiento resultante de arqueado en valles estrechos y el esfuerzo al corte agrieta aproximadamente linderos pronunciados debe ser investigadas y puede jugar un papel en la selección del tipo de presa.

La topografía también puede influenciar a la selección del tipo de estructura. Los tipos de sillars de montar naturales pueden proveer una posición del aliviadero.

- Condiciones geológicas y de fundación

La geología y las condiciones de la fundación, es el segundo en orden que puede dictar el tipo de presa adecuada para un sitio. Las fundaciones rocosas son relativamente altas de resistencia y fuerza para la erosión. Y la percolación ofrece pocas restricciones en lo que se refiere al tipo de presa que puede forjarse en el lugar. Se cubre con grava a las fundaciones, si adecuadamente se compacta. Las precauciones especiales deben ser llevadas a proveer un control adecuado de infiltración efectivo. Los problemas principales incluyen acuerdo, prevención de sistemas de drenaje, perdidas de percolación excesiva, y protección de la fundación en la corriente abajo dentro del pie del rebalse de erosión. Las fundaciones de arcilla mormorionitas dispersas, pueden servir para presas de tierra firme pero pueden requerir cuestas planas del rebalse por la fuerza de esfuerzo al corte de la fundación relativamente baja.

- Condiciones de materiales disponibles

El tipo más económico de presa a menudo será un factor principal en el cual los materiales pueden ser ubicados dentro de una distancia razonable del sitio del proyecto, el cual van a ser utilizadas en las diferentes estructuras del proyecto, tales en la fundación, en la presa misma entre otros. Sin embargo, los ahorros mayores resultaran si se encontrara canteras cercanas al estudio, disponibles en cantidades que requiere dicho estudio con previo estudio de laboratorio.

Si los suelos encontrados son capaces de construir con tierra firme entonces resulta un proyecto económico.

- Condiciones del aliviadero

El tamaño, el tipo y las restricciones en posición del aliviadero son a menudo un factor en la elección del tipo de presa. Cuando un aliviadero grande debe proyectarse, se puede confinar el aliviadero y la presa en una estructura. En algunos casos donde se requiere una excavación del canal de aliviadero pues ser utilizado en el rebalse de la presa, en una tierra firme o en un enrocado puede ser ventajoso.

- Condiciones ambientales

Las consideraciones ambientales se han puesto de suma importancia en el diseño de presas y pueden tener influencia en el tipo de presas seleccionadas. La influencia principal de impacto ambiental en la selección de un tipo específico de presa es la necesidad para considerar la protección del ambiente, lo cual puede afectar el tipo de presa, sus dimensiones, posición del aliviadero y las instalaciones.

Una presa de tierra tiene menor impacto negativo, es más recomendable dentro del impacto que una presa de concreto.

- Condiciones económicas

La selección final del tipo de presa debería estar hecha después del análisis metódico y comparaciones de alternativas posibles, después de análisis económico cabal que incluye expensas de aliviadero, utilización y control de una estructura adecuada y el tratamiento de la fundación. Se pueden mencionar que por experiencia de algunos expertos en el diseño, construcción y ejecución; la presa de tierra es menos costosa, según lo arriba mencionado, con respecto a las presas de concreto.

2.4.2 Tipología estructural de cortinas de material suelto

a) Generalidades

Los tipos principales de presas del embalse son de tierra firme y con relleno de rocas. Algunas secciones generales de presas de la tierra firme están compuestas con capas típicas para los diferentes suelos, las cantidades de relleno de materiales y los métodos diversos para controlar de infiltración se plantean en la figura 2.18 al 2.29, de todas las alternativas mencionadas, se elegirá finalmente uno de ellos o combinación de las mismas.

b) Cortinas de tierra de sección compuesta

El tipo más común consta de un núcleo central impermeable confinado por zonas de materiales. La zona permeable de aguas arriba proporciona estabilidad contra los rápidos

desembalses y la zona permeable aguas abajo actúa como dren para controlar el límite superior de filtración. Para controlar con mayor eficacia las filtraciones transversales y las producidas por los desembalses, la sección debe tener, en lo posible, una permeabilidad creciente del centro hacia los taludes. La zona permeable en general puede ser de arena, grava y roca. La anchura máxima de la zona impermeable se controlara con respecto a la estabilidad, a las filtraciones y con respecto a los materiales disponibles.

Una cortina de núcleo impermeable compuestos de materiales resistentes y de faldones exteriores permeables, puede tener taludes exteriores relativamente inclinados, limitados solamente por la resistencia de la cimentación, la estabilidad del terraplén y las consideraciones sobre su conservación.

- Presas con núcleo central o inclinado

En estas presas, queda el espaldón de aguas arriba embebido cuando el embalse está lleno, según que hemos indicado, si se vacía rápidamente, las presiones intersticiales remanentes pueden poner en peligro la estabilidad de dicho espaldón.

Con embalse lleno, el empuje hidrostático no actúa sobre el talud de aguas arriba, como ocurre en una presa de pantalla, sino repartido en la masa del núcleo. En consecuencia, el espaldón de aguas debajo de una presa de núcleo impermeable puede estar en condiciones de estabilidad más desfavorables (requiere por tanto un talud más tendido), que si se tratase de una presa con pantalla colocada aguas arriba.

Finalmente construyendo con cierta rapidez un núcleo impermeable, resulta que los sucesivos estratos que se colocan van comprimiendo cada vez más a las capas inferiores y producen en ellas una reducción de poros, de modo que se puede llegar a un estado de saturación, por quedar todo el volumen de huecos ocupando con el agua que se empleó en el amasado. Paralelamente, puede crearse presiones intersticiales altas que tienden a provocar deslizamiento, a los cuales se opone la resistencia de los espaldones.

Parece deducir de lo expuesto que una presa con núcleo impermeable sea menos ventajosa que otra con pantalla, lo que sí se puede asegurarse, es que tendrá mayor volumen total. Sin embargo hay dos razones importantes que aconsejan disponer núcleo, y no pantalla, siempre que en la zona se encuentre materiales adecuadas para construir núcleo.

Estas razones son las siguientes:

- Una presa con núcleo resulta normalmente más económica que otra con pantalla.
- El núcleo ofrece mucha más garantía, que la pantalla, de inalterabilidad y conservación a lo largo del tiempo.

A través de las muchas experiencias que se tuvo de este tipo de presa se concluye:

- Construir exclusivamente con los materiales que se encuentran en las proximidades de la obra, tal que su permeabilidad sea igual o menor que $10 \text{ E } (-5) \text{ cm/s}$.
- No extremar la condición de permeabilidad, sino compensarla engordando el núcleo.
- Cuidar de que no lleguen a presiones intersticiales muy fuertes durante la construcción y para ello procurar que el núcleo tenga un porcentaje apreciable de material granular, es decir que no sea muy plástico.

Cuando el núcleo es inclinado y situado en la parte de aguas arriba de la presa, el talud de aguas abajo puede hacerse más vertical. Este ahorro suele ser muy pequeño, ya que si el espaldón de agua abajo está libre de presiones intersticiales, el talud que debe tener se aproxima mucho al talud natural del material con que esté construido, multiplicando por el coeficiente de seguridad que se desee.

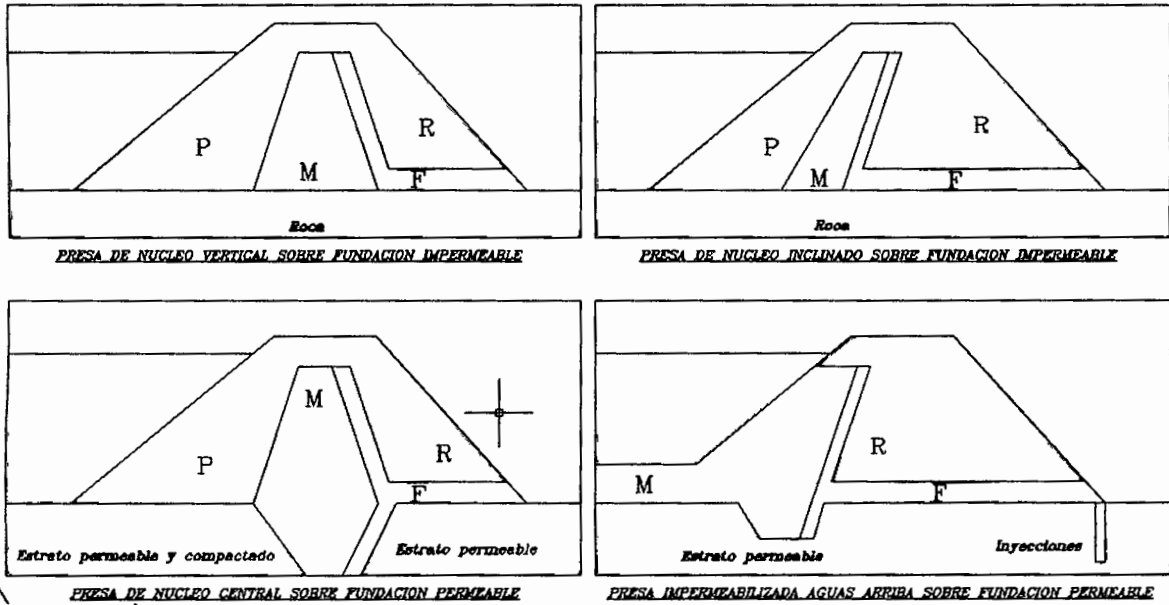
Tanto con núcleo inclinado y núcleo vertical, si el espaldón de aguas abajo es de material granular y queda libre de presiones intersticiales y el talud de aguas abajo esta poco fluido por el empuje hidrostático.

Es decir presas con núcleo vertical pueden construirse con un volumen total menor que las de núcleo inclinado y pueden resultar más económicas. Sin embargo el núcleo vertical tiene un inconveniente importante, en especial en climas lluviosos. En estos, cuando llueve no puede ejecutarse y compactarse el núcleo. Por estar el material arcilloso con humedad notablemente superior a la óptima.

Ahora bien, si el núcleo es vertical y portante está en una zona central de la presa, no puede ejecutarse los espaldones con independencia del núcleo. Un retraso en el, acarrea inexorablemente un retraso en los espaldones.

Las distancias posiciones de los núcleos tanto vertical, inclinado y exterior en cimentaciones permeables e impermeables, podemos apreciar en la figura 2.10, referidos a las presas de material compuestos.

Figura 2.10: Presas con núcleo central e inclinado.



Fuente: El autor.

- Presas con pantalla

Se llama pantalla a un dispositivo de estanqueidad realizado con material de alta resistencia y además material suficientemente inalterable en el tiempo, por lo que puede tener un espesor reducido. Además al ser estable por sí mismo, no necesita tener agua arriba de ningún espaldón estabilizador. En este caso el espaldón de aguas abajo ocupa todo el volumen de la presa y debe tener ambos taludes dimensionados que resulten estables. Una vez terminada se colocara la pantalla impermeable sobre el talud de aguas arriba. Construyendo como sistema de impermeabilización una pantalla en el paramento de aguas arriba, como se observa en la figura 11, se tiene la gran ventaja de poder ejecutar la presa con un volumen mínimo, ya que todo el volumen de la presa queda libre de presión intersticial. Se logra una economía sobre el cuerpo de la presa, porque el costo de la pantalla resulta superior.

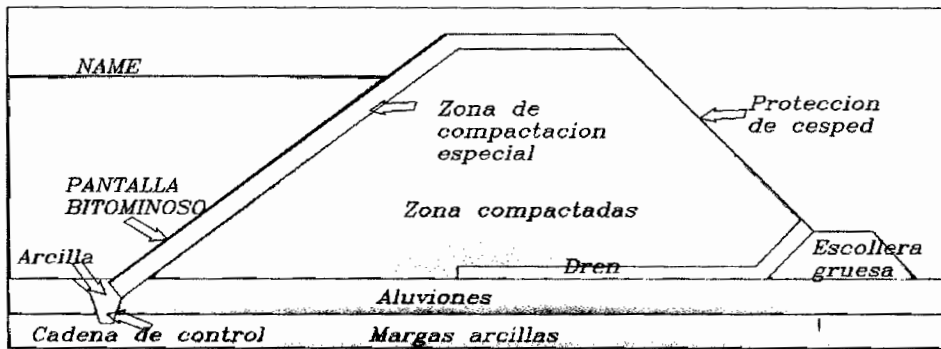
Además, las pantallas presentan siempre un inconveniente importante: si una presa con núcleo impermeable se ha comportado satisfactoriamente en sus primeros años, puede asegurarse que se mantendrá igual para años posteriores. En cambio, una pantalla por su espesor reducido y posible alterabilidad de materiales es mucho más vulnerable al transcurso del tiempo. Bien es verdad que en caso de averías de la pantalla, podrá repararse o revo vaciado del embalse y construir sobre ella otra nueva.

De lo dicho se desprende que en la situación actual de la técnica y de precios relativos, una presa con núcleo es en general preferible a otra con pantalla. Teóricamente puede pensarse

en numerosos tipos de pantalla. En la práctica, lo más habitual es ejecutar pantallas bituminosas, pantallas de hormigón armado, pantallas con Geomembrana, etc.

Las pantallas bituminosas son hoy en día los más desarrollados en casi todo el mundo, se logra con facilidad una excelente impermeabilidad, aunque queda la incógnita cuál será su comportamiento a lo largo del tiempo. Claro está que este inconveniente podrá remediarse con facilidad haciendo unas impregnaciones superficiales con productos asfálticos.

Figura 2.11: Presas con pantalla impermeable



Fuente: El autor.

Es frecuente realizar las pantallas con triple capa, es decir una permeable entre dos impermeables como se ven en la figura 2.11, lo que presenta la gran ventaja de poder localizar fácilmente posibles averías si en la parte baja del control existe una galería de control accesible, con drenes comunicados con la capa permeable. Esta disposición tiene como inconveniente que la pantalla resulte más cara y en muchos casos el coste de la galería de control como se ve en la figura 2.12, que ha de tener una acción de concreto armado resistente, pesa bastante sobre el total de la presa.

En presas de altura reducida es preferible pantallas más simples y no poner galería de control, aunque tenga el inconveniente de que en caso de presentarse filtraciones, sería difícil su localización, y habría que someter toda la pantalla a un tratamiento de reparación. Otro inconveniente que tiene las pantallas bituminosas, es el hecho de que hoy en día para conseguir una buena compactación del conglomerado asfáltico han de tener taludes más empinados que 1.75 a lo sumo 1.70. Esto en caso de utilizar espaldón con escollera de buena calidad, como puede ser la procedente de canteras de granito supone un desaprovechamiento del material, porque el respaldón habrá de construirse con mayor volumen que lo que estrictamente sería necesario por razón de su estabilidad.

Las pantallas de concreto armado resultan más baratas que las de conglomerados asfálticos, y tiene la gran ventaja de hacer en buenas condiciones con taludes más inclinadas, llegando sin dificultad a talud de 1.3 con el consiguiente ahorro de volumen del espaldón. Su inconveniente procede de que ha cientos de cierta magnitud en la escollera podrían producir figuración en la pantalla, ya que es mucho menos flexible que la bituminosa, para adaptarse a los posibles asentamientos. Para aumentar la flexibilidad global conviene reducir el tamaño de las losas lo más posibles.

Recientemente se han encontrado una forma de hacer las pantallas de concreto armado con la debida flexibilidad, sin disponer muchas juntas; consiste en abandonar el concepto de losa rígida a la flexión y con armaduras en ambas caras, y en cambio disponer la armadura únicamente en la parte central de la losa. Se consigue así que esta sea más flexible.

- Presas con diafragma

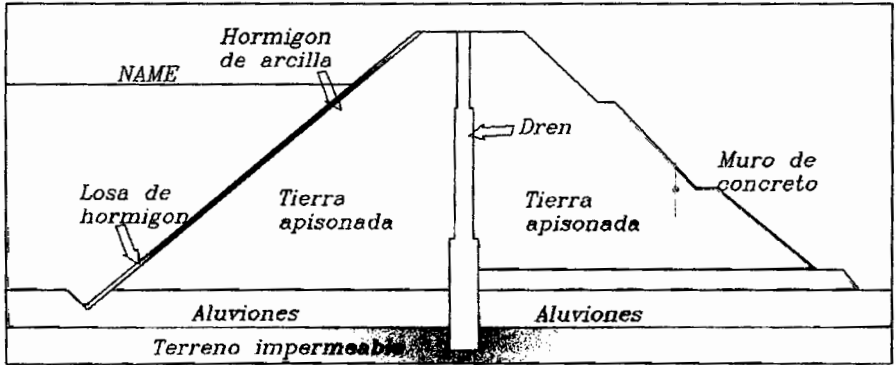
Se construye un diafragma delgado de material impermeable para que construya la barrera hidráulica. El diafragma puede ser de tierra, concreto de cemento portland, de concreto bituminoso, de otro material tal como se aprecia en la figura 2.12.

Si el núcleo es de tierra, se considera que es un “diafragma” si su espesor en el sentido horizontal a cualquier altura es menor de 3 m o menor que la distancia a la corona de la presa en ese punto. Las pantallas pequeñas en el paramento de aguas arriban de una presa, no se recomienda debido al gasto y a la dificultad para construir filtros adecuados. Se recomienda para presas pequeñas un diafragma de material manufacturado colocado en el paramento de aguas arriba, que de otra manera fuera permeable.

Los diafragmas de concreto cayeron en descredito pues la experiencia demostró que muchas veces se agrietaban perdiendo así sus condiciones de estanqueidad, puede decirse que durante un largo periodo de tiempo no se construyeron presas con diafragma hasta que recientemente se han vuelto construir pero utilizando como material el aglomerado asfáltico. Se puede lograr un proceso constructivo de forma sencilla y continua, solo se requiere la precaución de que el hormigón asfáltico quede suficientemente compactado. Normalmente se emplea un aglomerado en caliente utilizando el betún, un nuevo avance es el aglomerado en frio a base de emulsión, con el cual se va realizar el diafragma de una presa para recrecer alturas de agua.

Este tipo de presa resulta económico y sencillo de ejecución, pero sin embargo tiene un inconveniente común a todos los diafragmas internos: que una avería que además de ser difícil de detectar es prácticamente imposible de reparar.

Figura 2.12: Presas con diafragma interior



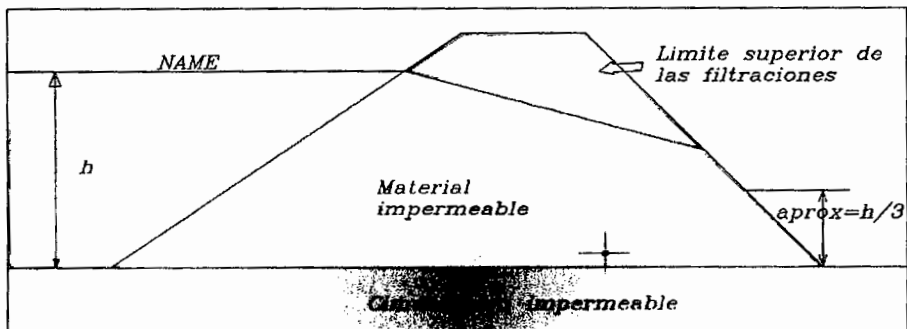
Fuente: El autor.

c) Cortinas de tierra de sección uniforme

- Presas homogénea

Están compuestos de un solo material. El material debe ser suficientemente impermeable para formar una barrera efectiva para el agua, y para estabilidad de taludes deben de ser relativamente tendidos. Para evitar la licuación el talud de aguas arriba debe ser relativamente tendido, se prevén rápidos desembalses del vaso después de un largo almacenamiento. El talud de aguas abajo debe ser suficientemente estable para resistir la licuación cuando se sature el nivel elevado. En una sección completamente homogénea es inevitable que las filtraciones emerjan en la talud de aguas abajo, cualquiera que sea este y la impermeabilidad del suelo, si el nivel de vaso se mantiene elevado por un tiempo suficientemente largo, el talud de aguas abajo eventualmente lo afectaran las filtraciones a a altura aproximada de un tercio del vaso como se muestra en la figura 2.13.

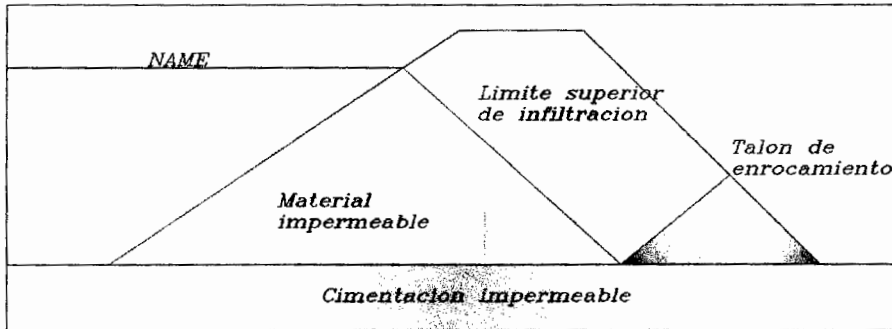
Figura 2.13: Presas completamente homogénea



Fuente: El autor.

Los talones de roca de tamaño apreciable para drenaje como se ilustra en la figura 2.14, si se dispone de materiales graduales, se pueden usar filtro de drenaje mostrando en la figura 2.15.

Figura 2.14: Presas homogénea modificada con talón de roca



Fuente: El autor.

Son las presas llamadas de tierra, que están formadas de material impermeable prácticamente en su totalidad. Cuando únicamente está disponible un material impermeable y la altura de la represa es relativamente baja, una presa homogénea con drenaje interno puede ser la más recomendada como se muestra en la figura 2.12.

Un material es impermeable cuando tiene porcentaje alto de elementos finos, pero este lleva como consecuencia que el ángulo de rozamiento interno resulte más bajo. Por lo tanto el, material impermeable es en general menos adecuado que otro granular permeable para satisfacer las condiciones de estabilidad y resistencia. De aquí que las presas homogéneas necesiten taludes más tendidos que otras con zonas diferenciadas, que en la que el material impermeable quede entre espaldones de mejor resistencia.

En una presa homogénea el talud de agua arriba queda definido por la condición de ser estable ante un desembalse rápido. En la práctica cabe pensar en drenes que disminuyen las presiones intersticiales a continuación del desembalse y permitan hacer más pendientes el citado talud, pero ello presenta otro inconveniente. Para el talud de aguas abajo la situación es distinta. En una presa homogénea que solo tenga material impermeable, se establecerá al cabo del tiempo las de percolación, afectaran gran parte de la zona de aguas abajo.

La presión intersticial obligara a poner un talud bastante tendido para que sea estable. En cambio con poca cantidad de material permeable que puede llevarse de lejos, aunque con ellos resulte a precio alto, se consigue establecer un dren tal como se indica en la figura 2.13. De este modo la zona de aguas abajo queda libre de presión intersticial y el talud

puede hacerse menos tendido, con el ahorro importante del material que en general compensa el mayor precio del dren.

- Drenes y filtros

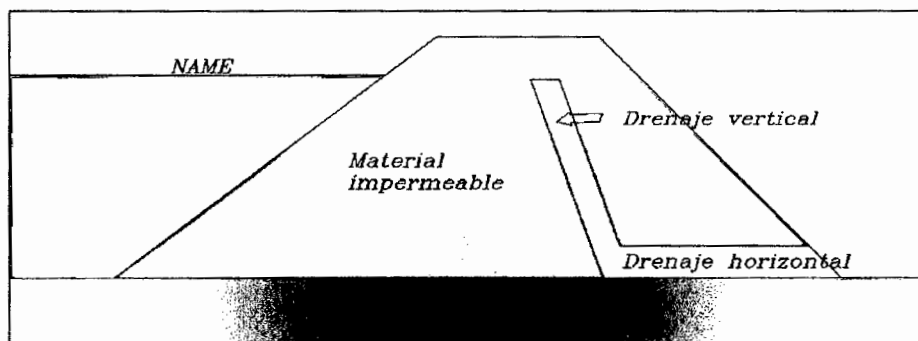
La presión intersticial influye desfavorablemente en la estabilidad de la presa y en consecuencia debe tratarse de reducir su valor siempre que sea posible.

Para determinar la presión intersticial de una zona se hará esta lo más permeable posible y se pondrá en comunicación fácil con la parte de aguas debajo de la presa, donde la presión hidrostática será nulo. Puede pensarse también en disponer materiales muy impermeables entre la zona donde se quiere disminuir la presión intersticial y eventualmente las laderas, o incluso la de lluvia caída de la presa; sin embargo se tendrá en cuenta que la reducción de la presión intersticial depende fundamentalmente del drenaje y en mucho menor grado de las indicadas condiciones de impermeabilidad, pues esta, nunca puede llegar a ser absoluta.

Una solución es disponer una capa drenada en la base de la presa como se muestra en la figura 2.14, que desde su pie de agua abajo se prolonga hasta un punto todavía suficientemente alejado del talud de aguas arriba, para que no se produzca una llamada indebida de agua, y que cubra el cauce y la parte baja de las laderas. El dren así conocido suele ser un manto continuo aunque también puede resultar eficaz un sistema discontinuo de drenes paralelo a la dirección del río.

A veces y para asegura más su eficacia, el dren horizontal se prolonga en otro vertical como se ve en la figura 2.13, a modo de pantalla que corte de modo total las posibles líneas de filtración a cota alta, favorecidas por posibles anisotropía de la permeabilidad.

Figura 2.15: Presa homogénea interior sobre cimentación impermeable



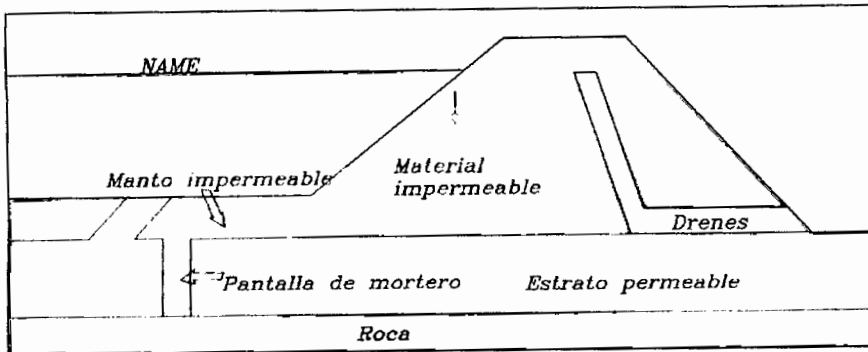
Fuente: Él autor.

Cuando se trata de una presa con zonas diferenciadas, y que por tanto tenga un núcleo impermeable y unos espaldones resistentes, puede suceder que el material de los espaldones sea poco permeable y que por tanto pueden quedar afectadas por la presión intersticial. En estos casos el espaldón de aguas abajo se protege disponiendo un dren entre el núcleo y el espaldón que se prolonga con otro dren horizontal. En el espaldón de aguas arriba no suele convenir establecer drenes de este tipo. Para asegurar la estabilidad ante un desembalse rápido la solución más idónea es construir un material granular, y por tanto durante, la parte del espaldón más próximo a agua de modo que al descender el nivel del embalse queda esa parte sin presión intersticial y pueda satisfacer las debidas condiciones de estabilidad del conjunto.

El espesor debe quedar fijado por las siguientes condiciones.

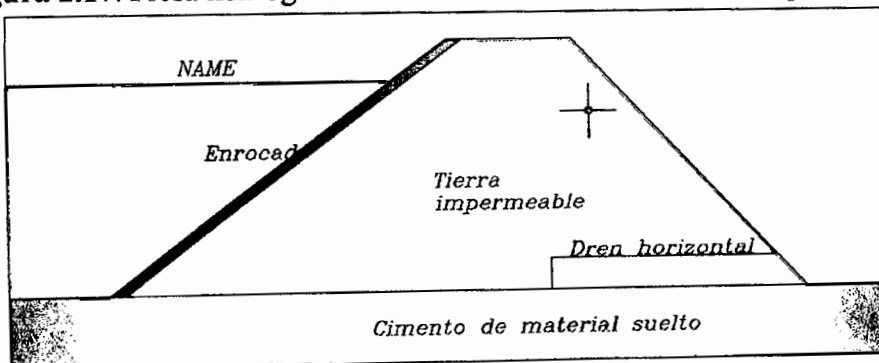
- Que la sección del dren, teniendo en cuenta su permeabilidad, sea capaz de dar paso a la máxima filtración que puede producir.
- Que dentro del dren pueda establecerse la debida diferencia de niveles piezométrica para que realmente circule esa filtración.

Figura 2.16: Presa homogénea con drenaje interior sobre cimentación permeable.



Fuente: Él autor.

Figura 2.17: Presa homogénea con enrocado sobre cimentación permeable



Fuente: Él autor.

2.4.3 Selección y justificación del tipo de cortina de tierra

Como se ha visto existe una tipología múltiple de presas, que depende mucho para su construcción de los factores de topografía, geología, materiales disponibles para el medio ambiente, la economía y entre otras. También dependerá de la experiencia del profesional, del criterio a plantear, tomando en cuenta los conceptos mencionados anteriormente para una buena funcionalidad y costo óptimo de la cortina de la presa.

2.5 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

El diseño y construcción de una presa de tierra se realiza con el objetivo de garantizar que no se produzcan fallas graves o catástrofes a lo largo de su vida útil.

Las principales fallas catastróficas, entre las que se encuentran en orden de mayor a menor ocurrencia: el rebase de la cortina, sifonamiento mecánico, agrietamiento transversal, deslizamiento del talud aguas abajo, sismos, licuación y pérdidas. Según (Novoa, 2002) se debe tomar los siguientes criterios y condiciones de diseño de presas de tierra.

2.5.1 Condiciones generales de diseño

Para que el diseño de una cortina sea óptimo en términos generales debe cumplir con las condiciones siguientes:

- Que la obra sea funcional, económica y de poco mantenimiento.
- Que tenga la seguridad requerida.

Debido a la complejidad y al número de factores que intervienen en una cortina, se hace por etapas el proyecto para definir el proyecto de etapa por etapa, que son las siguientes:

- Explotación de cimentación y de los bancos de materiales.
- Estudio de los factores de diseño.
- Selección de las alternativas variables.
- Análisis de seguridad de todas las alternativas.
- Selección programas de construcción adecuado.
- Preparación de costos de las alternativas.
- Selección final del diseño.

2.5.2 Factores que influyen en el diseño

El diseño de una cortina de tierra está basado en estudios analíticos, además de las experiencias del proyectista.

Además las características en particular de cada sitio, porque para cada sitio puede existir una gran variedad de soluciones económicas como funcionales, los factores que afectan al diseño son:

- **Función de la obra**

Dependiendo del uso, estilo y clasificación de la presa se deben de considerar los factores de diseño de acuerdo al sitio dado. Las filtraciones deben proyectarse lo menos posible debido a la escasez y el costo del agua; por tal motivo es recomendable diseñar una sección con corazón impermeable y trincheras con materiales impermeables.

Todas las pérdidas del agua por flujo a través de la cimentación y de los empotramientos son excesivas dependiendo por la finalidad de la obra.

En unos depósitos de agua el nivel de este siempre se mantiene constante y por lo tanto jamás está sujeta a las condiciones del “vaciado rápido”. La función de la obra es un factor determinante de las dimensiones de la cortina de las obras de excedencia afectando las condiciones de diseño, tratamiento de la cimentación y de empotramiento.

- **Tipo, calidad y localización de los materiales**

En principio, prácticamente cualquier material o conjunto de materiales térreos o solubles y con propiedades estables puede servir la construcción de una presa de tierra y enrocamiento. Sus propiedades gobiernan la geometría de la cortina. Además, la cantidad y localización de los materiales disponibles efectúan la distribución y dimensiones de las diferentes zonas del dique.

En general la selección y distribución de los materiales que han de emplearse en la cortina deben hacerse balanceando las distancias de acarreo, y por otra las operaciones de extracción y proceso de los materiales, con el objeto de obtener el mismo tipo de terraplén.

- **Características de la boquilla, de cimentación y del vaso**

Las boquillas pueden ejercer una gran influencia en el diseño de la cortina, en algunos casos el tratamiento de la cimentación puede ser difícil e importante.

Cuando la cimentación es de baja resistencia, el esfuerzo cortante en la base del terraplén es amplio, lo mismo cuando se presentan suelos falsos en la cimentación que podrían causar asentamientos diferenciales.

- **Desviación del río**

Las necesidades de manejo del río durante su construcción es de gran importancia, cuando la boquilla es angosta y taludes muy inclinadas, el río puede ser desviado por túneles para que sobre toda la longitud de la cortina se pueda trabajar.

En boquillas amplias las proporciones de terraplén cerca de los empotramientos pueden ser considerados antes de la desviación del cauce, dejando una sección angosta de cierre el cual requiere un diseño especial, pues como la sección de cierre es estrecha y los materiales deben de ser colocados con cierta rapidez, esto es en que en el terraplén se puedan desarrollar grietas por asentamientos diferenciales, por lo tanto será necesario que los materiales de la zonas impermeables sean más plásticos y la colocación de un sistema de un drenaje en la sección de cierre con el objeto de controlar las filtraciones que se pueden producir a través de las grietas.

Cuando se controlan los ríos por medio de ataguías se requieren volúmenes considerables, por economía es usual que sean incorporadas posteriormente como partes de la cortina. La forma y localización de aguas arriba en las ataguías, son influidas por la posición de la trinchera de la cimentación si es usada.

El estanque formado por las ataguías o al desviar el cauce de la corriente puede alcanzar a cubrir unas áreas de préstamo, por lo cual el diseñador se ve en la necesidad de elegir:

- Usar otras áreas de préstamo.
- Extraer y amontonar los materiales.
- Cambiar la desviación del cauce.
- Colocar diques alrededor de las áreas de préstamo.

- **Acción probable del oleaje**

Las presas de tierra deben de ser protegidas por la acción de las olas en el paramento mojado, la altura del borde libre, y la protección que depende la longitud del embalse y la velocidad de los vientos. El oleaje que puede alcanzar una altura de 2.5 m, y su acción actúa rápidamente en el paramento mojado, produce fuerzas de impacto que algunas veces llega a tener valores elevados. Para reducir la acción del oleaje se construyen rompe olas de concreto reforzado o concreto asfáltico o en su caso enrocamiento según en la zona en que se encuentre para una mayor economía.

- Características climatológicas de la región

El clima y el tiempo que generalmente están ligados entre sí y a la vez con los materiales existentes para la construcción pueden afectar de una manera considerable al diseño. Por ejemplo los terraplenes cuya sección es permeable y roca pueden colocarse en cualquier tiempo aun en épocas de lluvia, sin embargo en regiones con clima lluvioso y el tiempo para construir se reduce, con la sección homogénea sería muy difícil controlar durante la construcción, el contenido de agua de compactación, la cual hará aumentar la presión de poro en el terraplén. Hay un caso de corazón impermeable inclinado y una de enrocamiento con pantalla impermeable de concreto.

El corazón impermeable puede colocarse durante o después de la construcción de la zona permeable aguas abajo, lo mismo ocurriría en la zona de aguas arriba con respecto al corazón. En regiones áridas y semiáridas es mucho más fácil que cualquier otro clima controlar la construcción.

- Características geológicas y sismológicas de la región

Con datos geológicos de la región el diseñador puede determinar la localización de los túneles de desviación, vertedor, etc., teniendo en cuenta la naturaleza de las formaciones que se encuentran en cada una de estas obras, con el objeto de tomar las medidas necesarias. Por empleo en el embalse deben de analizarse las resistencias a la erosión, a las formaciones superficiales, pues esta, determina el volumen de azolves que llegara a la presa, influyendo en su vida útil.

Por lo que respecta a la sismicidad de cada región el criterio de diseño es más conservador, debido a que es muy difícil de analizar el comportamiento real de una cortina de tierra sometida a una excitación dinámica. Por lo cual en el diseño se toma medidas de seguridad que consiste en darles dimensiones mayores.

- Importancia general de la obra

En el diseño, se debe tomarse en cuenta en todos los factores ya descritos y sus factores de seguridad, están restringidos por otras tales como la capacidad de vaso y su localización con respecto a centros de población o zonas de gran valor económico y por la importancia general de la obra. Finalmente estos conceptos, condiciones, consideraciones y algunos criterios del profesional encargado de realizar este estudio se llevaran al diseño en sí de la presa elegida, en los capítulos siguientes.

2.5.3 Diseño contra desbordamiento

Una presa de tierra es esencialmente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión. Dadas las implicaciones catastróficas de una falla de este tipo, la probabilidad de ocurrencia debe mantenerse muy baja. Para ello la avenida de diseño de una presa de tierra debe ser mayor que en una presa de concreto o mampostería. La defensa de la presa contra desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un bordo libre.

- Bordo libre

El bordo libre es la distancia vertical entre la corona del terraplén y la superficie del agua del vaso. El termino más específico “bordo libre normal”, se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel normal del agua del vaso.

Con esto se debe garantizar que el agua que por ningún motivo vierte por encima de la corona. La altura del bordo libre es funcional de la altura de ola y su efecto formado como consecuencia del viento, sismos o por deslizamiento de masas que pudieran ocurrir en el embalse.

- Ancho de coronación

Existen diferentes criterios y formulas empíricas para determinar el ancho de coronación, que depende de:

- La posible necesidad de utilizarlo como tramo de un camino.
- De la factibilidad de su construcción.
- De la altura e impermeabilidad de la estructura.

El ancho mínimo de la cresta debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén, cuando el vaso se encuentra llena. Debido a las dificultades prácticas para determinar este factor, la anchura de la cresta, como regla general, se determina principalmente en forma empírica y en la mayor parte de los casos por precedentes.

Para facilitar la construcción con el equipo mecánico, la anchura mínima no debe ser menor de 12 pies. En algunos casos, la anchura mínima la determina la necesidad de pasar un camino por la corona. Esta parte de la presa debe cubrirse con un material semejante al revestimiento encamino.

Cuadro 2.04: Ancho mínimo de corona

Altura de la presa (m)	Ancho de corona (m)
<12	3.00
12 a 45	4.50
>45	6.00

Fuente: Código de Arizona

2.5.4 Diseño contra flujo incontrolado

La solución a diversos problemas de diseño y análisis de comportamiento de presas de tierra requiere la estimación de los gastos de agua que fluyen a través de la cortina de la cimentación o de ciertas porciones del vaso, o el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas o las presiones de poro que dicho flujo produce en suelos y rocas.

Al resolver un problema práctico de flujo de agua, tal como el análisis de las infiltraciones a través de la presa y del terreno de cimentación de una presa de tierra, el ingeniero obtiene información fundamental respecto a tres cuestiones trascendentales.

- El gasto de infiltración a través de la zona de flujo.
- La influencia del flujo sobre la estabilidad de la masa de suelo a través de la que ocurre.
- Las posibilidades del agua de infiltración de producir arrastres de material sólido, erosiones, tubificaciones, etc.

La primera cuestión es importante porque todo gasto que se infiltre a través de una presa de tierra representa una pérdida que debe ser cuantificada. La segunda cuestión suele ser la más importante de las conectadas con los problemas de flujo de agua en suelos, al menos desde un punto de vista práctico.

Cuando el agua fluye, la presión a la que está sujeta es, por definición hidrodinámica y este hecho produce varias repercusiones importantes. En primer lugar dependiendo de la dirección del flujo, la presión hidrodinámica puede alterar el peso específico sumergido del suelo.

Una manera gráfica para resolver los problemas de flujo es mediante las redes de flujo. Retrata de definir en cada caso particular las condiciones de frontera específicas del problema y de trazar las dos familias de curvas ortogonales, (líneas de flujo y líneas equipotenciales) obteniendo así una verdadera imagen gráfica del problema.

El trazo de una red de flujo comprende en la práctica los siguientes pasos:

- Determinación de la zona de flujo que se desea estudiar, analizando sus condiciones específicas de frontera.
- Trazo de dos familias de curvas ortogonales entre sí que satisfacen las condiciones de frontera y que constituyen la solución única de la ecuación de la place.

2.5.5 Diseño contra deslizamiento

Cuando en una o más superficies continuas de un terraplén y de su cimentación el valor medio de los esfuerzos cortantes iguala la resistencia media disponible, ocurre lo que se llama un deslizamiento o falla por cortante.

Su manifestación exterior puede ir desde una distorsión más o menos notoria de los taludes hasta un desplazamiento masivo de la cortina o de una porción importante de ella. El diseño contra deslizamiento tiene por objeto verificar que la inclinación de los taludes no sea tan grande.

- Condiciones críticas de carga

Generalmente la estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos de carga en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamiento es adecuado.

- Al final de la construcción.
- A largo plazo y con presa llena.
- Durante vaciado rápido.
- Bajo excitación sísmica.

- Métodos de análisis

Entre los diversos métodos pseudo-estáticos de equilibrio limite que existen, se tiene el método de Bishop, el cual es uno de los más usados en el análisis de estabilidad de taludes. Este método tiene como base las siguientes hipótesis:

- El mecanismo de falla es circular.
- Las fuerzas de corte entre dovelas es nula.
- La fuerza normal actúa en el punto medio de la base de la dovela.
- Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos.
- Para la masa total deslizante, se satisface el equilibrio de fuerzas verticales y de momento, mas no el equilibrio de fuerzas horizontales.

La evaluación pseudo-estática tiene limitaciones. Las estructuras de tierra y taludes se componen como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación sísmica depende los materiales de la estructura, geometría, naturaleza de movimiento, como se evidencio en ensayos a escala natural y en las observaciones de la respuesta durante los sismos pasados.

Cuadro 2.05: Taludes recomendados para presas homogéneas en bases compactas

Materiales del terraplen	Altura de presa (m)	Inclinacion del talud	
		aguas arriba	aguas abajo
Arcillas de baja plasticidad.	hasta 4	2:1	1.5:1
	4 a 8m	2.5:1	2:1
Arcillas arenosas.	hasta 4	3:1	2:1
	4 a 8m	3.5:1	2.5:1
losa, arcillas muy plasticos, limos	hasta 4	4:1	3:1
	4 a 8m	4:1	3:1

Fuente: Himat 1984

Cuadro 2.06: Inclinación de taludes de presas homogéneas según altura

Altura de la presa (m)	Talud	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo
≤ 5.0	2.0:1.0	1.5 a 1.75:1.0
5.1 A 10.0	2.5:1.0	2.0:1.0
10.1 a 15.0	2.75 a 3.0:1.0	2.5:1.0
15.1 a 30	3.0 a 3.5:1.0	2.5 a 2.75:1.0

Fuente: Himat 1984

Cuadro 2.07: Taludes según clase de relleno

Taludes	Clase de suelos y otras condiciones
1.5:1	todos los rellenos de arena ya sea se encuentran inundadoso no rellenos de suelo cohesivos de menos de 1:50 m, de altura y no sujetos a enundacion.
2; 1	Rellenos de suelos cohesivos de mas de 1.50 m, pero menos de 15 m, de altura y no sujetos a inundacio
3;1	todos los rellenos de suelos cohesivos que no excedan de 15 m, altura y sujetos a inundacion total o parcial.

Fuente: US Corps of Engineers

Cuadro 2.08: FS mínima para análisis de estabilidad de presas de tierra

Condicion	Talud agua arriba	Talud aguas abajo
I) Al final de la construccion para presa de mas de 15 m.	1.30	1.30
	1.40	1.40
II) Embalse lleno.	-	1.50
III) Desembalse rapido.	1.50	-
IV) Sismo	1.00	1.00
V) Post sismo.	1.1<FS<1.2	

Fuente: US Corps of Engineers

2.5.6 Diseño contra erosión de taludes

En presas con respaldos de enrocamiento, los posibles daños por lluvia y oleaje en los taludes son intrascendentes, excepto si el tamaño medio de las partículas del enrocamiento es muy pequeño; pero aun en tales casos los daños son de fácil reparación y no llegan a poner en serio peligro a la cortina. Por lo que se refiere a una presa con taludes exteriores de material fino, arena o grava, deben protegerse de alguna manera la erosión. Los procedimientos más conocidos para la protección del talud de aguas arriba son:

- Chapa de enrocamiento sobre un filtro de dimensiones y características adecuadas.
- Pavimentos de concreto sobre un filtro de arena bien graduada.
- Mezcla asfálticas o suelo-cemento.

- Diseño de protección de enrocamiento

La protección del talud de aguas arriba contra el oleaje, por medio de una capa de enrocamiento colocado a mano o volteo. Sus ventajas más conspicuas son:

- Gran flexibilidad que lo hace insensible a las más severas condiciones de deformación del terraplén.
- Rugosidad, que reduce considerablemente la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, disminuyendo en la misma medida los requisitos de borde libre.
- Permeabilidad, que elimina problemas de supresión.
- Resistencia al oleaje.

Dadas las condiciones que ha de satisfacer tal protección, se ve que su cumplimiento requiere un tamaño mínimo de las rocas individuales en la superficie tales factores son:

- La fuerza ejercida por el oleaje en una roca superficial.
- Las condiciones de apoyo de dicha roca.
- La inclinación de talud en que descansa la roca.

Cuadro 2.09: Criterios para el diseño de protección de enrocamiento

Altura max de olas (pies)	Tamaño min D50 (plg)	Espesor de estratos (plg)
0.0 - 2.0	10	12
2.0 - 4.0	12	18
4.0 - 6.0	15	24
6.0 - 8.0	18	30
8.0 - 10.0	21	36

Fuente: Según Sherard, 1963

2.6 PATOLOGÍA DE LAS PRESAS DE TIERRA

El desarrollo de la mecánica de suelos ha dado al ingeniero de presas de material suelto, armas racionales para su estudio. El fallo de este tipo de estructuras constituye una de las principales preocupaciones del inversionista, del proyectista, del consultor y de todas las personas que viven aguas debajo de la obra. Esto se debe a que la rotura no solo constituye un fracaso económico de gran magnitud, sino una amenaza a la seguridad pública. Para ello (Novoa, 2002) nos recomienda tener las consideraciones.

2.6.1 Características de fallas en presas de tierra

Las fallas graves o catastróficas en la presa de materiales locales según el orden de ocurrencia son:

- Rebase de la cortina.
- Sifonamiento mecánico.
- Agrietamiento transversal.
- Deslizamiento del talud aguas abajo.
- Sismos, licuación.
- Perdidas por filtración.

El diseño y construcción de una presa de materiales locales se realiza con el objetivo de garantizar que no se produzca fallas graves o catastróficas a lo largo de su vida útil.

Cuadro 2.10: Causas importantes de falla en presas de tierra

Causas de la falla parcial o total	Porcentaje del total
Desbordamiento.	30
Flujo de agua.	25
Deslizamiento.	15
Fugas en conductos enterrados.	13
Erosión de taludes.	5
Otras causas.	7
Causas desconocidas.	5

Fuente: Según Middlebrooks, 1953

Cuadro 2.11: Relación entre % de fallas y la edad de presas

Edad de presa (año)	Causas de falla parcial o total			
	Desbordamiento	Fuga en conducto	Fuga en agua	Deslizamiento
0.0-1.0	9	23	16	29
1.0-5.0	17	50	34	24
5.0-10.0	9	9	13	12
10.0-20.0	30	9	13	12
20.0-30.0	13	5	12	12
30.0-40.0	10	4	6	11
40.0-50.0	9	0	6	0
50.0-100.0	3	0	0	0

Fuente: Según Middlebrooks, 1953

Cuadro 2.12: Estadística de fallas en el curso de presas de tierra

CAUSAS	% DE FALLA
Hidrología e hidráulica	45
Diseño y construcción.	30
Geología y mecánica de suelo.	8
Operación y mantenimiento.	6
Ambientales.	6
Otras.	5

Fuente: Según Delft, 1984

Cuadro 2.13: Problemas frecuentes según tipos de falla

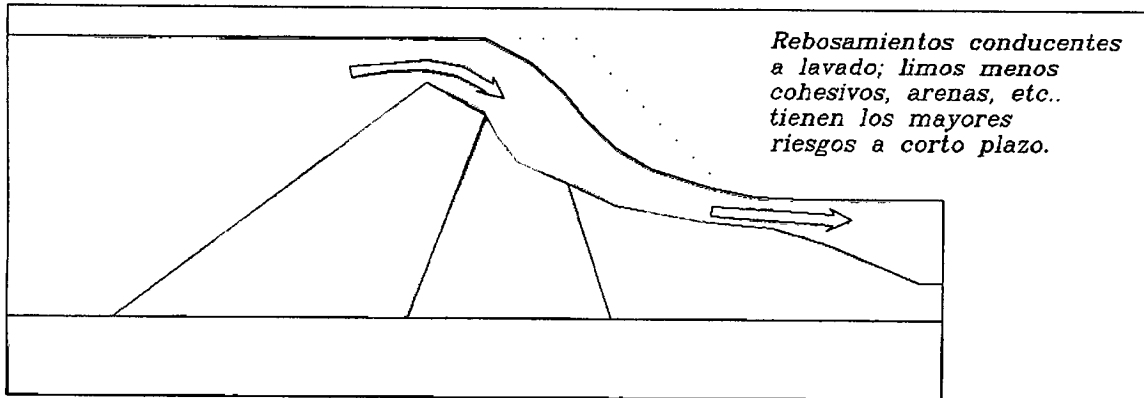
FALLAS	PROBLEMA
Hidráulica (20% presas altas y 50% a presas bajas).	Asentamiento debido a la compresibilidad del terreno de fundación.
	Paso del agua por encima de la cresta de presa debido a la poca capacidad de presa.
	Acción de las olas sobre el paramento aguas arriba.
	Fallas del filtro.
	Erosión al pie de la presa cuando la descarga del vertedero y la salida del fondo queda muy próximo a la estructura.
Filtración (50% presas altas y 30% a presas bajas).	Erosión de los taludes debido a la lluvia.
	Perdida de agua debido a la erosión, o terraplenes permeables desde el principio.
	Raíces formando parte del terraplen.
	Filtraciones a lo largo de conductos que cruzan el terraplen.
	Fallas por expansión y contracción de suelos plásticos.
Estructural (33% presas altas y 20% a presas bajas).	Animales que excavan el terraplen.
	Deslizamiento de la fundación.
	Alta velocidad de construcción.
	Deslizamiento de los taludes debido a materiales inadecuados de construcción
	desembalses rápidos, cambios en la posición de las líneas de flujo, factores
Angulo de fricción interna del suelo menor del esperado.	
Desembalse rápido.	

Fuente: Según Delft, 1984

- Fallas por rebase de la cortina

En presas de tierra es siempre catastrófica que el agua rebase la cortina y escurra por el talud de aguas abajo, debido precisamente a la naturaleza erosionable de los materiales que intervienen en su composición. Por este razón, la presa debe estar provista de una estructura auxiliar denominada vertedor (aliviadero), que permita el alivio del vaso cuando este se llena a su máxima capacidad. Es por ello que el rebase de la cortina debido a insuficiencia del vertedor ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima que deba desalojar este. La consecuencia es que al presentarse una avenida mayor que la prevista, el vertedor no la deshaga y el agua se vierte sobre la cortina, erosionándola y dañando el talud aguas abajo, con las consecuencias ya indicadas anteriormente.

Figura 2.18: Falla por rebase de cortina.



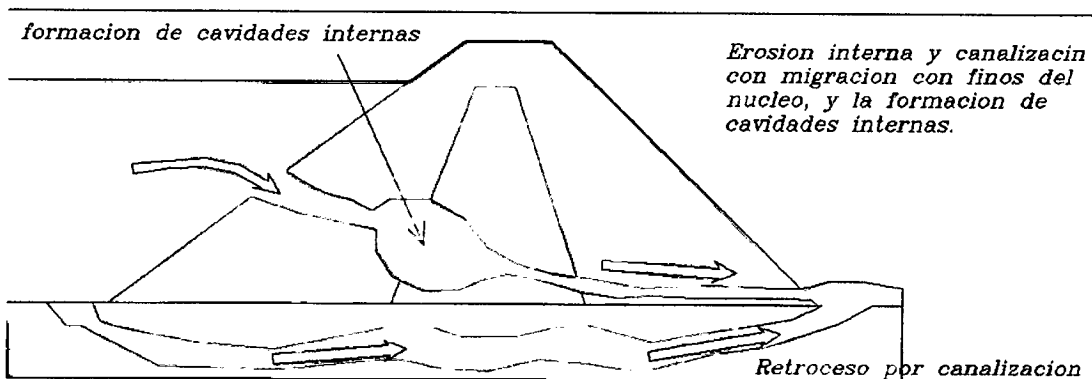
Fuente: El autor

Según estudios de Middlebrooks, 1953, la falla por rebase de la cortina debido a la insuficiencia del vertedor, constituye la más frecuente causa de falla catastrófica conocida. El desarrollo de la hidrología como ciencia y la existencia de estudios sistemáticos de cuencas y escurrimientos que abarcan lapsos prolongados han reducido la existencia de este tipo de falla en el mundo en los últimos 50 años.

- Falla por sifonamiento mecánico

Cuando el agua fluye a través del suelo, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canalículos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas erosivas que tienden a empujar las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento en que este arrastre se produce, ha comenzado el sifonamiento mecánico del suelo.

Figura 2.19: Falla por sifonamiento mecánico



Fuente: El autor

Inevitablemente existen en la masa del suelo lugares en que se concentra el flujo de aguas y en los que la velocidad de filtración es mayor (gradiente hidráulico alto); los lugares en

que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo, donde el suelo no está confinado, son particularmente crítico en lo referente a posibilidades de arrastre de partículas sólidas; una vez que las partículas empiezan a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, por lo que el arrastre se acentúa, de manera que el fenómeno del sifonamiento mecánico tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aunque siempre el diámetro de los canales formados. El límite final del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar este surcado por conductos huecos de gran diámetro que afectan la estabilidad de la sección resistente hasta la falla.

Un factor que contribuye mucho al sifonamiento mecánico es la insuficiencia en la compactación del terraplén, que deja alguna capa del mismo suelta y floja, esto es particularmente probable cerca de muros o superficies de hormigón, tales como ductos o tubos. Un ejemplo típico de este fue la falla original por sifonamiento mecánico de la presa Santa Rita (Cuba), construida entre 1989 y 1990.

Otros factores importantes es el agrietamiento de tubos o galerías en el inferior del terraplén o la cimentación, como fue el caso de la falla por sifonamiento mecánico de la presa Zaza (Cuba), en 1972, que provoco fallas por deslizamiento del talud aguas abajo.

El sifonamiento mecánico del terreno natural bajo el terraplén es aún más frecuente, pues los suelos naturales son de estratificación más errática y pueden contener estratos permeables. Es por ello que se recomienda internacionalmente utilizar elementos contra filtraciones, que corten el flujo de filtración a través de estratos permeables que se encuentran en la cimentación. El flujo de filtración a través de un estrato de arena, en contacto con el suelo del terraplén deficientemente compactado a lo largo de la obra toma, fue la causa de la falla original por sifonamiento, mecánico de la presa Santa Rita anteriormente mencionado. Otra falla típica por sifonamiento mecánico debido a la estratificación errática con extractos permeables es la presa Libertad (Cuba).

Los estudios sobre presas sifonadas, han demostrado que en los suelos existe un amplísimo margen de susceptibilidad al fenómeno; las propiedades de los suelos, especialmente la plasticidad de sus partículas finas, ejercen gran influencia, incluso mayor que la compactación. La experiencia actual sobre la susceptibilidad de los suelos al sifonamiento mecánico, en orden descendiente, va desde arcillas muy plásticas ($L_p > 15\%$), bien compactadas asta arenas limpias, finas uniformes ($L_p < 6\%$) deficientemente compactadas. Los filtros graduados son la mejor defensa contra el sifonamiento mecánico, sea en la etapa

de proyecto o en la de poner remedio a un mal ya presente. Por tanto, podemos concluir que las fuerzas resistentes al sifonamiento mecánico dependen de la plasticidad de los suelos finos, el acondicionamiento o trabazón que muestran las partículas y del paso de las mismas, así como la existencia de filtros graduados aguas abajo.

No obstante, desde hace aproximadamente 40 años se ha descubierto que también algunos suelos homogéneos arcillosos pueden fallar por sifonamiento. En general este tipo de suelo alto contenido de sodio (Na) en el agua intersticial, con una estructura dispersa de la cual toman el nombre de “arcillas dispersivas”. Este tipo de suelo se erosiona mediante un proceso en el cual las partículas coloidales de la arcilla se quedan en suspensión en el agua de infiltración, provocando la falla por sifonamiento, aún bajo gradiente hidráulico bajos y filtros correctamente diseñados. Las “arcillas dispersivas” han sido causantes de fallas por sifonamiento en presas de tierra en numerosos países como en: Australia, Venezuela, México, Estados Unidos, Brasil, Viet Nam y otros, desde los años 60 del siglo pasado.

- **Falla por agrietamiento**

Posiblemente las fallas por agrietamiento causados por agrietamientos diferenciales en la cortina de tierra sean mucho más numerosas de lo que la literatura sobre la tema pueda hacer pensar; en efecto se reportan como tales los grandes agrietamientos que no pueden pasar inadvertidos, pero posiblemente muchas fallas de presas que se achacan a otras causas, principalmente sifonamiento, tiene su origen en la aparición de grietas y fisuras no muy grandes en la masa de la tierra.

El agrietamiento se origina cuando la deformación de la cortina produce zonas de tracción, que aparecen por asentamiento diferencial de la masa de suelo, sea por deformación del propio cuerpo del terraplén o del terreno de cimentación. Como quiera que estas causas la presa pueda deformarse de muchos modos, los sistemas de agrietamiento, que el ingeniero puede encontrar en sus inspecciones a presas son de una inmensa variedad. Las grietas pueden aparecer paralelas a transversales al eje de la cortina y la orientación del plano de agrietamiento puede ser prácticamente cualquiera. El agrietamiento puede ocurrir con anchos abiertos hasta de 15 o 20 cm. Si bien son los más comunes anchos de grieta de 1 o 2 cm. Las presas de pequeña altura son las que más comúnmente sufren el fenómeno, pero también se presenta con frecuencia en las partes superiores de las presas altas. El que las

presas menores sean las más susceptibles al fenómeno, quizá se debe a que las presiones grandes que hay en el interior de la presas mayores protegen al suelo.

La grieta más peligrosa son las que ocurren transversalmente al eje de la cortina, pues crean una zona de concentración de flujo; son producidas generalmente por asentamiento diferencial, de la zona de cortina próxima a las laderas de la boquilla, respecto a la zona central del cauce. La condición más peligrosa para este agrietamiento es que sea compresible de material bien compactado y espaldones pesados de enrocamiento.

No existe ningún criterio, ni en campo, ni en laboratorio, para estimar el monto de deformación que puede soportar una cortina sin agrietarse.

Se ha hecho algo de investigación para tratar de relacionar las características de los materiales constituyentes de la presa con su susceptibilidad al agrietamiento. Un estudio hecho por Sherard, 1953, muestra que las arcillas inorgánicas con $L_p < 15\%$ y con graduación dentro de cierto rango son más susceptibles al agrietamiento cuando se compactan del lado seco, que otros suelos más finos o más gruesos. Las arcillas más plásticas con $L_p > 20\%$, más finas que las anteriores, aguantan mucho más deformación sin agrietamiento. Mucha de las presas agrietadas, analizadas en ese estudio, se compactaron con humedades bastante más bajas (tanto como 5%) que la óptima de la energía de Proctor Estándar. Un caso histórico de falla por agrietamiento ocurrió en Cuba (presa Higuanojos en 1977), los suelos utilizados en esta presa tenían una graduación dentro del rango dado por Sherard en su investigación de 1953, plasticidad baja ($L_p < 15\%$) y fueron compactados con humedad asta de un 8% por debajo de la humedad óptima de la energía del proctor estándar.

Narain, 1962, llegó a algunas conclusiones de interés, según las cuales un aumento de humedad cuando esta se encuentra entre 2% a 3% bajo la óptima, hasta este valor, aumenta suficientemente la flexibilidad de las arcillas; aumentos subsecuentes parecen ser de poca influencia, no obstante. También afirma este investigador, que no existe relación entre las deformaciones que producen agrietando en la cortina y las que se obtienen en una prueba típica de compresión en el laboratorio, de modo que esta prueba típica de compresión en el laboratorio, de modo que esta prueba no es buen índice para juzgar sobre la posibilidades de agrietamiento. Por último, afirma que si se aumenta sustancialmente la energía de compactación en un suelo, para una cierta humedad, se disminuye la flexibilidad del material compactado y aumenta la vulnerabilidad al agrietamiento.

- Falla por deslizamiento de taludes

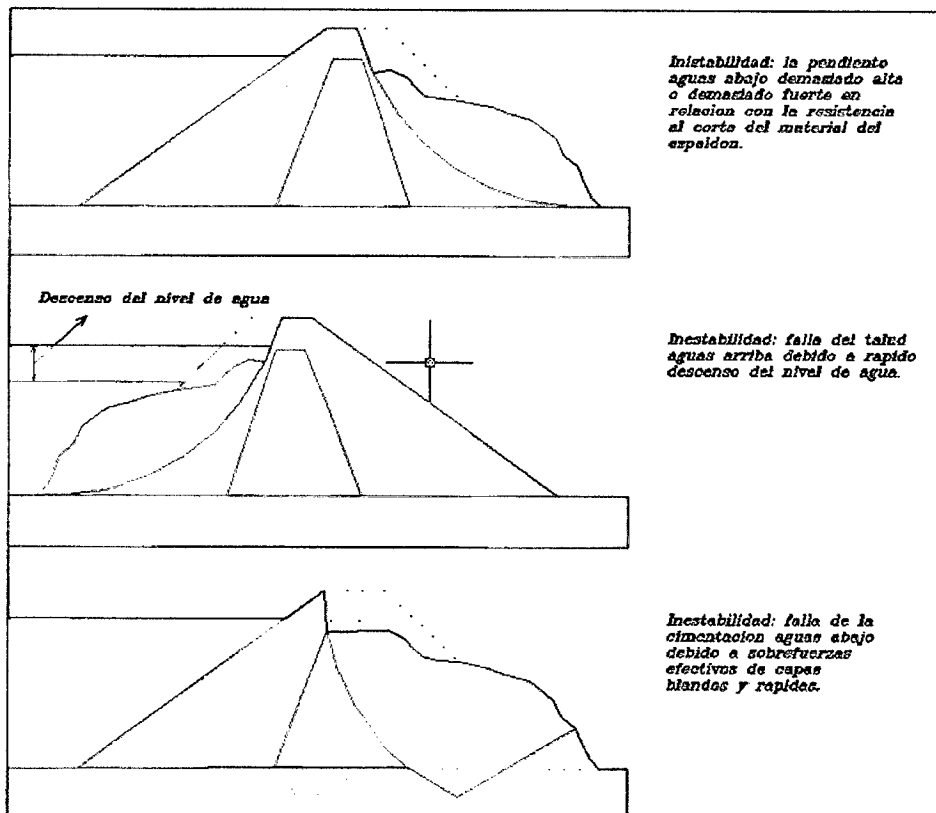
La falla por deslizamiento de taludes es quizá la más estudiada de todas las que frecuentemente ocurren en las presas de tierra. La razón es que, además de su importancia intrínseca, es el tipo de falla más susceptible de análisis y cuantificación con los métodos existentes para el estudio de estabilidad de taludes.

Existe un buen volumen de infiltración estadística respecto a este tipo de falla, de la que dependerá que las fallas por deslizamiento ocurren preponderantemente en los primeros tiempos de la vida de la presa y también, esta es sin duda una conclusión alentadora, acontecen cada vez más raramente en presas de reciente y cuidadosa construcción; de hecho aparece haber evidencias suficiente para poder decir que si el diseño y la construcción de una presa, se cuidan lo necesario las técnicas de que se dispone permiten adoptar una actitud de tranquilidad en la posibilidad de ocurrencia de estas fallas.

Las fallas por deslizamiento suelen considerarse divididas en tres tipos principales:

- Falla durante la construcción.
- Falla durante la operación.
- Falla después de un vaciado rápido.

Figura 2.20: Falla por deslizamiento de taludes.



Fuente: El autor

- **Falla durante la construcción**

Estas fallas han sido menos frecuentes que las ocurridas durante la operación; nunca han sido catastróficas. Las fallas sean presentado sobre todo en presas cementadas en arcillas blandas, con gran posición de la superficie de falla a través de ese material, y pueden ser rápidos o lentas, según que el material de cimentación sea homogénea o presente estratificaciones que favorezcan el movimiento.

- **Falla durante la operación**

Las fallas por deslizamiento de taludes que han ocurrido durante el periodo de operación de las presas de tierra, han sido sobre todo dos tipos: profundizada con superficie de falla invadiendo generalmente terreno de cimentación arcilloso, y superficiales, afectando solo pequeños volúmenes del talud. Estas últimas son las que se han producido en la presa de Zaza, Santi Spiritus y Herradura. El talud afectado es siempre el de aguas abajo.

- **Falla después de un vaciado rápido**

Todas las fallas de importancia reportadas por deslizamiento del talud aguas arriba han ocurrido como consecuencia de un vaciado rápido. Las fallas del talud de aguas arriba no han causado el colapso de la presa o pérdida de agua en el almacenamiento, pero frecuentemente han causado situaciones de peligro al tapar conductos, galerías, etc. En el mencionado estudio de Sherard. 1953, respecto a 12 presas, mostro que las fallas presentaron en caso en que el nivel del agua estuvo descendiendo a partir del máximo hasta la mitad de la altura a razón de 10 a 15 cm/día.

Una buena parte de las fallas durante el vaciado han ocurrido la primera vez que estas operaciones se efectúa en forma importante. Prácticamente todas las fallas profundas por deslizamiento en presas de tierra han ocurrido en terrenos arcillosos plásticos y con importante contenido de agua. También sea observada una relación definitiva entre el riesgo de falla y lo arcillosos que sea el material que constituye la cortina.

- **Fallas por sismo**

Las fallas producidas por sismo en las presas de tierra tienen las siguientes características.

- Las fallas más frecuentes son las grietas longitudinales en la corona de la presa y asentamiento en la misma.
- Solo existe un caso en la que se ha reportado la destrucción total de una presa de tierra por sismo, probablemente debido a licuaciones.

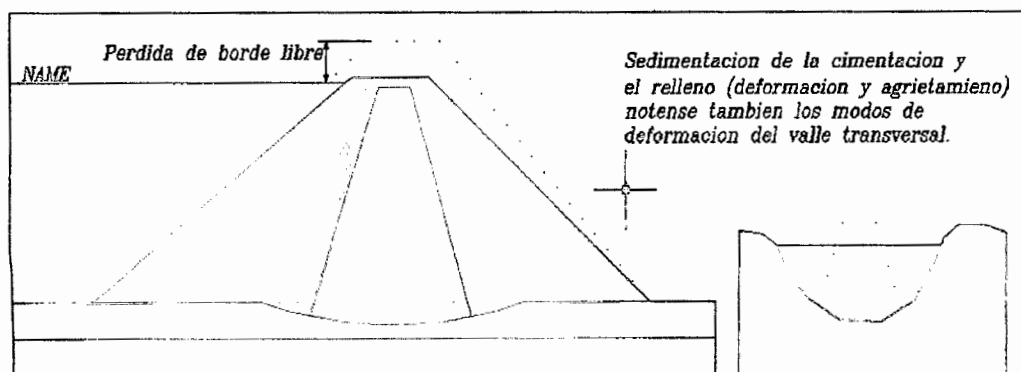
- Los daños de la presas parecen haber sido causados principalmente por los componente horizontal del movimiento sísmico en dirección transversal al eje de la cortina.
- Existen pocas fallas por deslizamiento atribuidas a estos temblores de tierra, aun en cortinas deficientes compactadas.
- Hay ciertos indicios que permiten pensar que los sismos que causan más daños a presas tienen mayores periodos (menores frecuencias) que los que causan la máxima destrucción en edificios. Por esto, presas muy próximas al epicentro de un temblor puede salir muchas mejor libradas que otras colocadas a distancias muchos mayores.
- Los espaldones granulares mal compactados (bajo peso específico seco), o formados por fragmentos de rocas muy contaminadas por finos, puede sufrir fuertes asentamientos por sismo, que provocarían dificultades al elemento impermeable. Así, la compacidad adecuada y el lacado de las rocas que lo ameriten constituyen una precaución indispensable.

Del mismo modo el riesgo de la falla por licuación que se describirá a continuación.

- **Falla por licuación**

Este fenómeno de la licuación está asociado a limos y arenas no plásticas. En el caso de una presa de tierra, la licuación de materiales en la cortina conduce a un derrame de los mismos en grandes áreas, hasta adoptar taludes irregulares y muy tendidos, que en algunos casos pueden sobrepasar el valor 10: 1. Como ya se dijo, los suelos más susceptibles a la licuación son los finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturados, estas características describen a las arenas finas, uniformes y finos no plásticos o sus mezclas. Las arenas sueltas con $D_{10} < 0,1\text{mm}$ y coeficiente de uniformidad, $C_u < 5$ y los limos con $L_p < 6\%$ son los materiales más peligrosos tanto en cortina y terrenos de cimentación de una presa de tierra.

Figura 2.21: Falla por licuación.



Fuente: El autor

- Perdidas por filtración

Para los casos de presas de tierra, cuyo objetivo principal sea el almacenamiento, constituirá una falla grave, aunque no catastrófica, la infiltración del agua del embalse, ya sea a través de la cimentación o la cortina, que impida que la misma alcance su objetivo de almacenar agua. Tal fue el caso de la micro presa Cuatro caminos de falcón (Cuba), que no llego almacenar agua por encontrarse en zona cárstica del embalse.

2.6.2 Medidas para evitar las fallas en presa de tierra

Como ya se mencionó, el diseño y construcción de una apresa de materiales locales que realiza con el objetivo de garantizar que no se produzcan fallas graves o catastróficas a lo largo de su vida útil.

a) Rebase de la cortina

Para evitar el rebase de la cortina debido a insuficiencia del vertedor, el proyectista debe realizar estudios sistemáticos de cuencas y escurrimientos, que abarquen lapsos prolongados. La aplicación de la hidrología como ciencia y los métodos modernos de cálculo hidrológicos han reducido este tipo de falla catastrófica en el mundo.

Si el problema de posible rebase de la cortina es por asentamiento excesivo por cimientoy la cortina, esto debe ser detectado por la investigación ingeniero-geológico, tomando el proyectista medidas pertinentes, como en la colocación de bermas, aguas arriba y aguas abajo, para destruir las cargas en una mayor área; como lo que reduce los agrietamientos interiores de la presa. Debe preverse además, por el proyecto, el crecimiento de la cortina. En última instancia, podría tomarse la decisión de abandonar el lugar en busca de un cierre con un cimiento más firme. Los asentamientos por subsidencia de la corina (debido al peso propio del terraplén) propiamente, nunca llevaran a fallo por rebase de la cortina, ya que en el caso de que estos sean excesivos en magnitud los mismos también se producen en el tiempo, permitiendo ser medidos y separados mediante el crecimiento de la cortina.

b) Sifonamiento mecánico

Este fallo, que como se conoce tiene dos posibilidades de ocurrencia, por el cimiento o por la cortina, han sido siempre preocupación de los proyectista. Es por ello que mucho de los requerimientos que hoy en día se exigen en las presas de tierra, son medidas concebidas para disminuir la posibilidad de sifonamiento: También las exigencias en cuanto a

homogeneidad del terraplén evitando zonas potenciales de flujo, entre otras que se mencionaran más adelante, han hecho que ni la práctica moderna de construcción de presas, sea raro un caso de sifonamiento por el terraplén. No obstante, para evitar el sifonamiento por la cortina, las prioridades que debe de tenerse en el proyecto y la construcción deben ser las siguientes.

- Utilizar suelos plásticos en la medida posible $L_p \geq 15\%$ que son suelos no propensos a sifonamiento mecánico, ósea, más resistentes a las fracciones.
- Compactar los mismos con energías de compactación alta, a fin de lograr mayor trabazón entre partículas.
- Compactar con humedades en un rango de valores entre 2% de la humedad óptima del proctor estándar y grados de compactación por encima de 90% de dicha energía.
- Si los suelos tienen $L_p < 15\%$, entonces el suelo se considera propenso al sifonamiento y solo nos queda, como medida para evitar este fenómeno, aplicar energía de compactación alta.

Aparte de estos requerimientos constructivos sobre tipos de suelo: homogeneidad del terraplén, humedad, energía de compactación; la práctica de diseño y construcción de presas de tierra incluye medidas que tienden a evitar este tipo de fallas. Estas son:

- Disminuyera el gradiente hidráulico bajo la presa, bien sea cortando el flujo de filtración o alargando el mismo con estructuras, tales como: dentellones, paredes de suelo, tablestacas, delantales e inyecciones.
- Controlar la salida del agua de filtración al pie y sobre el talud, de modo que no se produzcan arrastres de partículas de suelo. Esto se logra mediante la colocación de drenajes con filtro invertido.

Es por ello la importancia, durante el periodo de investigación ingeniero- geólogo, de utilizar métodos de investigación que permita detectar este tipo de suelo, en los cuales se falla por sifonamiento mecánico es inevitable.

c) Agrietamiento

Para evitar la falla por agrietamiento de una presa de tierra, es necesario seleccionar los suelos a utilizar y establecer la forma de colocación adecuada sobre el terraplén. Deben priorizar todos los responsables del proyecto y construcción. Los siguientes criterios:

- a) Utilizar los suelos plásticos en la medida posible $L_p \geq 15\%$ que son suelos no propensos al agrietamiento, ósea, más resistentes a las tracciones.
- b) Compactar los mismos con energías de compactación bajas, similares a la de Proctor Estándar estudiado en el laboratorio, cuya labor de la humedad óptima se encuentra, muy frecuentemente próxima al límite plástico (L_p) de los suelos finos.
- c) Compactar con humedades en un rango de valores entre $\pm 2\%$ de la humedad óptima del Proctor Estándar y grados de compactación por encima del 90% de dicha energía.
- d) Si los suelos tienen $L_p < 15\%$ entonces el suelo se considera propenso al agrietamiento y la única medida para evitar la falla para agrietamiento esta en como compactarlo. Para ello se exige compactar con humedades por encima de la óptima de la energía del Proctor Estándar y por encima del L_p del suelo. Bajo ninguna circunstancia se admite compactar, en este tipo de suelos, con humedades por debajo del L_p y, menos aún, no alcanzar el grado de compactación superior de 90% de la energía del Proctor Estándar.

Los criterios anteriores deben ser más rigurosamente exigidos, cuando la geometría de la sección de cierre características que favorezcan la aparición de asientos diferentes.

d) Deslizamiento de taludes

Para evitar la falla por estabilidad de los taludes debemos seleccionar suelos granulares, que son más resistentes a esfuerzo cortante, lo que deben ser colocados en el terraplén con energía de compactación altas y humedades bajas. Otra medida que está en poder de los ingenieros, es proyectar los taludes con factor de seguridad contra los deslizamientos mayores, que los que establecen la norma.

e) Sismo

En zonas sujetas a actividades sísmicas es preciso tener en cuenta los efectos que se producirán en la estabilidad de la presa, si se llegan a manifestar un fenómeno de dicha naturaleza. Existen procedimientos de cálculos para determinar la influencia de un sismo en la estabilidad de una presa.

Sin embargo, con ellos lo único que se pretende es valorar su influencia en la estabilidad de los taludes del terraplén. Pasaremos por tanto, primero revista a cuáles son estos efectos y que medidas pueden tomarse para paliar los daños que tienden a producir. Por último haremos algunas observaciones sobre el cálculo de la estabilidad de los taludes en sí.

- **Asientos de la coronación**

Al someter un suelo a vibración se produce la consolidación del mismo, con los asientos consiguientes. En el caso de una presa, este asentamiento puede producirse en los materiales de la cimentación o en el cuerpo de la presa en sí, provocando la falla catastrófica por rebose de la cortina. Por este motivo, en los sitios donde pueda producirse esta falla, es conveniente disponer de un resguardo amplio, especialmente si los materiales utilizados son propicios a ellos, como sucede cuando son poco plástico.

- **Licuación de los materiales del cimiento**

Si la cimentación o la cortina están formadas por arena suelta o materiales propensos a la licuación, se puede producir la destrucción total de la presa debido a este fenómeno. Esta falla por licuación provocada por la ocurrencia de sismos, solo se puede evitar con un estudio ingeniero- geológico correcto de los materiales que constituyen el cimiento y de los préstamos que se seleccione para la construcción del terraplén o cortina. Si se conoce de la presencia de estos materiales propensos a la licuación se debe variar la ubicación del cierre y buscar otros préstamos de materiales más plásticos.

- **Agrietamiento del cuerpo de la presa**

Por efectos de los sismos parece probable que la coronación de la presa vibre con mayor amplitud que la base. Produciéndose una especie de efecto “látigo”. Una de las partes que más sufre bajos de estos efectos es la coronación. Por ello, aunque teóricamente desde el punto de vista del cálculo de la estabilidad de talud puede estar justificado que la pendiente sea más inclinada en la parte alta de la presa, desde el punto de vista de los sismos, es los taludes en las proximidades de la coronación sean los más suaves posibles.

El medio más eficaz para evitar los peligros de la formación de grietas, consiste en la construcción aguas abajo del núcleo de impermeabilización y en toda la altura de la presa, de un filtro graduado o drenaje de chimenea.

- **Oleaje**

Cuando se produce un sismo el movimiento del agua en todo el vaso de la presa puede originar olas de altura considerable, que lo recorren de uno a otro extremo varias veces, con el consiguiente peligro de saltar por la coronación y producir la falla por rebase de la cortina de la presa. Este efecto puede preverse, dejando un resguardo más amplio al calcular la cota de la corona.

- **Deslizamiento**

Por los efectos sísmicos puede producirse corrimiento de las laderas del vaso. Si los volúmenes desprendidos son importantes con relación a su capacidad, existe el peligro de que se forme una ola al caer en el agua, que puede desbordar la presa y producir la falla por rebase de la cortina. También en el cuerpo de la presa puede producirse deslizamientos de sus taludes, debido al sismo.

- **Fallas geológicas**

Pueden existir estas fallas, bien en el vaso del embalse o en la misma cimentación de la presa. Una falla en el vaso, si se mueve, puede con determinadas disposiciones disminuir la capacidad del embalse con el consiguiente peligro de desbordamiento de la presa.

La situación más desfavorable se produce cuando la falla atraviesa la cimentación de la presa, lo que normalmente aconsejara escoger otro emplazamiento. De todas formas es evidente que, antes de tomar la decisión de construir una presa en un emplazamiento de estas características, es preciso realizar un estudio geológico detalladísimo y tener bien previsto todos los posibles efectos que pudieran producirse.

f) Licuación

Como se mencionó, las fallas por licuación provocadas por la ocurrencia de sismos están asociadas a la existencia de suelos finos no cohesivos, de estructura suelta y saturados. La forma de evitar este tipo de falla está en el estudio ingeniero- geológico correcto de los materiales que constituyen el cimiento y de los préstamos que se seleccionen para la construcción de cortina. Ante la presencia de estos materiales propensos a la licuación se debe variar la ubicación del cierre y buscar otros préstamos de materiales más plásticos.

g) Perdida por filtración

Para evitar este tipo de falla grave, aunque no catastrófica, el ingeniero proyectista se basa en la investigación ingeniero-geológica, la cual debe detectar la posible existencia de fallas, zonas cársticas y suelos permeables. La ubicación del cierre y la proyección de elementos contra filtraciones son las medidas que garantizan que esta falla no ocurra. Si se quisiera disminuir, aún más las pérdidas por filtración a través de la cortina, resulta muy recomendable compactar con humedades ligeramente superiores a la óptima del proctor estándar.

2.7 OPERACIÓN DE EMBALSE

2.7.1 Introducción

En los últimos años se han llevado a cabo diversos estudios en las cuencas, con la finalidad de analizar la situación de los recursos hídricos y la gestión que se hace del agua ante la ocurrencia de periodos de sequía cada vez más severos y prolongados. Con base en las investigaciones citadas, es factible afirmar que los impactos causados por el déficit hídrico en la cuenca y específicamente en el distrito de Huamanguilla, deben modificar la visión y los criterios de planeación operativa y de desarrollo económico del mismo, si bien es cierto que es difícil predecir años o periodos de escasez o abundancia de agua, sólo de esa manera se estará en condiciones de mitigar los impactos y disminuir la vulnerabilidad de los productores ante esos eventos extremos. El elevado déficit hídrico en cada periodo de sequía, y la frecuencia con que éstos se presentan, son factores limitantes que requieren atención tanto de los administradores y operadores del agua como de los usuarios. Es importante que las directrices sobre el manejo del recurso se basen en la probabilidad de menor disponibilidad y no en condiciones de aparente abundancia. Por ello, es conveniente revisar la forma en que se ha operado el sistema y las posibilidades de mejorar el proceso, de tal manera que la demanda de agua se adapte a la oferta y no a la inversa, aplicando en la práctica una política de extracción en función de los volúmenes almacenados al inicio del año agrícola. Sólo de esa manera se estará en condiciones de paliar los efectos de los eventos extremos y así auxiliar en la reducción de sus impactos y disminuir la vulnerabilidad de los productores ante estos fenómenos.

Entre las reglas de operación más comunes se tiene:

- Regla de operación lineal, y
- Regla de operación normal

2.7.2 Regla de operación lineal

En términos generales, la metodología para determinar las reglas de operación de las presas de almacenamiento analizadas se describe a continuación:

Determinación del volumen de agua que puede garantizar anualmente a los usuarios.

Para determinar el volumen de extracción constante que puede ser garantizado a los usuarios, sujeto a las restricciones de una capacidad fija del vaso de almacenamiento y con base en los volúmenes de aportaciones anuales esperadas, se utilizara un modelo de

programación lineal similar al descrito por Palacios (1989), el cual tiene la estructura siguiente:

Función objetivo: Maximizar el beneficio económico (B) que resulta de multiplicar el valor del beneficio medio (B_m) que se obtiene por metro cúbico que entra a la presa por el volumen de agua que se puede garantizar (X), menos la pérdida por unidad de volumen no servido (P_v) por la suma del valor de la probabilidad (P_i) de entrada del volumen V_i , por el volumen esperado con probabilidad i (V_i), para todo el número (n) de intervalos de clase (i); lo que se expresa en la función objetivo siguiente:

$$M_{ax}B = B_M * X - P \sum_{i=1}^n P_i V_i \quad i = 1,2,3, \dots n \quad (2.01)$$

Restricciones:

- Evitar déficit de agua, para lo cual debe cumplirse que el volumen esperado con probabilidad i (V_i) debe ser mayor o igual que el volumen anual que se puede garantizar (X) menos el volumen extraído del vaso (Y_i):

$$V_i \geq X - Y_i \quad i = 1,2,3, \dots n \quad (2.02)$$

- Media, es decir, el promedio del volumen extraído ($P_i Y_i$) debe ser menor o igual al promedio de aportaciones ($P_i V_i$):

$$Y_i + S - V_i \leq CV \quad i = 1,2,3, \dots n \quad (2.03)$$

- Extracción de agua, la extracción de volumen anual (Y_i) no debe ser mayor que la suma del almacenamiento al inicio del año hidrológico (S) más el volumen esperado con probabilidad i (V_i), para evitar secar el vaso:

$$Y_i \leq S + V_i \quad i = 1,2,3, \dots n \quad (2.04)$$

Curvas de control de volúmenes máximos y mínimos mensuales: Posteriormente, dado que con los resultados del modelo de programación lineal se estimara la disponibilidad total anual de agua, será necesario hacer un ajuste tomando en cuenta la variabilidad de la demanda mensual, la cual generalmente está desfasada respecto a las entradas mensuales a los vasos y que no siempre pueden regularse en su totalidad. Para este ajuste se calcularan las curvas que indican, para cada mes, el riesgo de llegar a secar los vasos o de que la presa llegue a derramar. Estas curvas se calcularan para diferentes patrones de demanda de agua con el método propuesto por Palacios (1989), bajo el supuesto de que las entradas a los vasos tienen una distribución estadística Log-Normal. El método es el siguiente:

a) Curva de control de volúmenes máximos. Con objeto de evitar derrames en cualquier mes del año, se debe cumplir que el volumen almacenado en el mes j (A_j) debe ser igual a la suma del volumen de demanda acumulada al mes (C_j) menos el volumen almacenado en la presa al principio del mes (I_j) más la capacidad de almacenamiento del vaso (CV); dicha sumatoria a su vez debe ser mayor o igual que el volumen de las entradas acumuladas del mes (Z_j), para todos los meses (j); tal como se indica en siguiente relación:

$$A_j = C_j - I_j + CV \geq Z_j \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.05)$$

Asumiendo que los valores de entradas acumuladas, Z_j se distribuyen como una función de probabilidades Log-Normal, con una media aritmética de los logaritmos de las entradas acumuladas M_j , y una desviación estándar de los logaritmos de dichos valores, $\sigma(\ln Z_j)$, los derrames ocurrirán con una probabilidad (α), si:

$$Z_j = A_j = \text{Exp}[M_j + \alpha (a)\sigma(\ln Z_j)] \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.06)$$

Y el volumen máximo que debe tener el vaso al inicio de un mes j (I_j), para evitar el derrame con una cierta probabilidad (α), debe ser igual a la suma de la capacidad de almacenamiento de la presa (CV) más el volumen de demanda acumulada al mes (C_j) menos el volumen almacenado en el mes (A_j); tal como se indica:

$$I_j = CV + C_j - A_j \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.07)$$

b) Curva de control de volúmenes mínimos. La demanda acumulada de agua para el mes i (C_j) puede expresarse como la suma del volumen máximo del vaso al inicio del mes (I_j) más las entradas acumuladas del mes (Z_j):

$$C_j = I_j - Z_j \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.08)$$

O bien, se puede definir un volumen B_j para el mes j , que debe ser igual a la diferencia de la demanda de agua acumulada para el mes (C_j) menos el volumen máximo del vaso al inicio del mes (I_j), el cual a su vez debe ser menor o igual que el volumen de entradas acumuladas del mes (Z_j):

$$B_j = C_j - I_j + CV \leq Z_j \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.09)$$

Para una probabilidad (α) de que llegue a secarse el vaso:

$$B_j = \text{Exp}[M_j + \alpha (a)\sigma(\ln Z_j)] \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.10)$$

La expresión final para calcular los volúmenes mínimos es:

$$I_j = C_j - B_j + LM \quad j = 1,2,3, \dots 12 \quad (2.11)$$

Puesto que el volumen máximo del vaso al inicio del mes (I_j) en esta ecuación puede llegar a adquirir un valor negativo y su valor mínimo, cuando más, debe ser el almacenamiento mínimo de la presa (V_d), se hace un ajuste a dicha ecuación, adicionándole el valor LM , tal que:

$$LM = (\text{Max neg } I_j) + V_d \quad (2.12)$$

3. Modelos de simulación. Con base en las reglas de operación obtenidas y con el propósito de probar la bondad de las mismas, se desarrollara un modelo de simulación, comparando los resultados obtenidos con los reales observados. Los modelos de simulación se basan en el principio de balance de masas, siendo las expresiones matemáticas las siguientes:

Modelo de simulación: El volumen almacenado en la presa al final del mes j (VAB_{j+1}) debe ser igual a: el volumen almacenado al principio del mes 1 (VAB_1) que corresponde al inicio de año agrícola (1° de octubre), menos las aportaciones por cuenca propia del mes j (AB_j), menos la evaporación neta del vaso en el mes (ENB_j), menos las extracciones para riego del mes (ERB_j), menos las extracciones para uso doméstico del mes (EUD_j), menos las extracciones para las unidades de riego “Labores Viejas” en el mes (ELV_j), menos los derrames de la presa en el mes (DEB_j):

$$VAB_{j+1} = VAB_1 + \sum_{j=1}^{12} AB_j - \sum_{j=1}^{12} ENB_j - \sum_{j=1}^{12} ERB_j - \sum_{j=1}^{12} EUD_j - \sum_{j=1}^{12} ELV_j - \sum_{j=1}^{12} DEB_j$$

La simulación de la presa de almacenamiento se realizara utilizando las aportaciones reales y las evaporaciones netas reales, y utilizando los beneficios netos ajustados a precios constantes del año agrícola. Además, los almacenamientos al final de un año agrícola se utilizaran como almacenamientos iniciales del siguiente año para darle continuidad a la simulación.

Eficiencia en el uso del agua en los vasos de almacenamiento: El objetivo de obtener reglas de operación de las presas de almacenamiento es mejorar la eficiencia del uso del agua en los vasos (Eu), definiendo esta eficiencia como la relación entre el volumen medio anual de agua extraída para su utilización (Ex) y el volumen que en promedio recibe el vaso (VA), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_u = \frac{E_x}{V_A} \quad (2.14)$$

Aunque esta definición no toma en cuenta el aspecto económico, se infiere que al aumentar esta eficiencia, más agua estará disponible para riego con un consecuente incremento en los beneficios para los usuarios del distrito; además, la reducción en derrames significa también una reducción en los daños como consecuencia de las inundaciones en la parte baja del distrito y en las poblaciones aledañas.

2.7.3 Regla de operación normal

Sean los parámetros de un embalse: (figura N° 3.01)

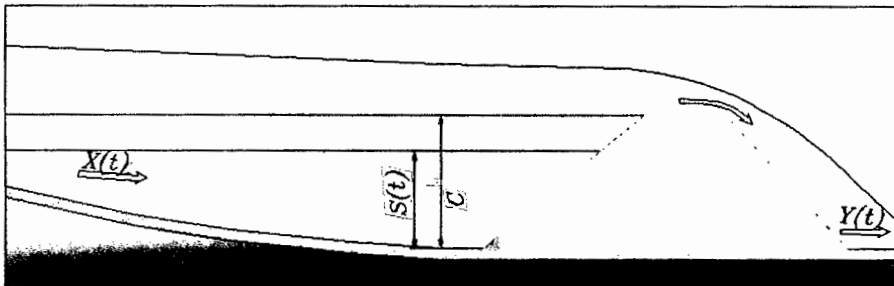
$Y(t)$: demandas totales (salida del sistema) agua a D.

$X(t)$: entradas al embalse (caudales).

C : la capacidad de operación del embalse.

$S(t)$: la cantidad de agua almacenada en el tiempo t .

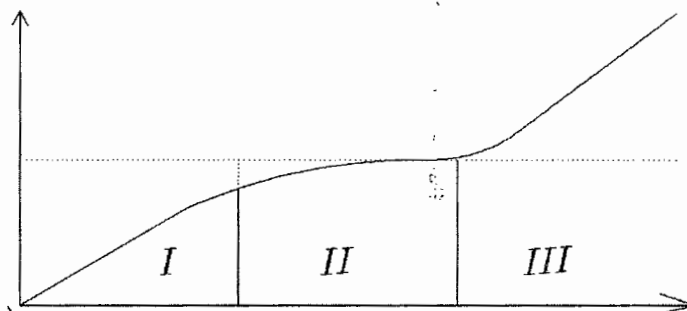
Figura 2.22: Esquema de un embalse.



Fuente: El autor

Entonces, la regla de operación normal consiste en entregar el recurso hídrico de acuerdo a la cantidad disponible, estableciendo tres estados de decisión, conforme se muestra en la figura N° 3.03, que relaciona diferentes parámetros del sistema.

Figura 2.23: Parámetros del sistema en la regla de operación normal.



Fuente: El autor

El análisis de los tres estados indicados en la figura N° 2.4 de operación normal es como sigue:

REGIÓN I: como el embalse empieza de cero, entonces la cantidad de agua disponible es insuficiente para satisfacer la demanda del proyecto y solamente se entrega la cantidad de agua disponible, esto es:

$$S_t + X_t < D \rightarrow Y_t = S_t + X_t \quad (2.15)$$

Esta regla se cumple hasta el momento en que el agua disponible sea menor o igual a la demanda, mostrada en la figura como punto “a”, vale decir:

$$\text{Agua disponible} < D$$

REGIÓN II: cuando se tiene agua más agua de lo que se necesita para satisfacer la demanda, pero que no es más que la capacidad del embalse, entonces se entrega toda el agua solicitada y el embalse se va llenando. Esta región está comprendida entre los puntos “a” y “b”, esto es:

$$D < \text{Agua Disponible} < D + C \rightarrow$$

$$D < \text{Agua Disponible} < D + C \rightarrow Y_t = D \quad (2.16)$$

REGIÓN III: A partir del punto “b” en el cual el agua disponible es igual a la demanda más la capacidad del embalse:

$$\text{Agua Disponible} < D + C \quad (2.17)$$

Se tiene que soltar más agua que la solicitada por presentarse excedencias, debido a que el agua disponible es mayor que la suma de la capacidad del embalse más la demanda.

$$S_t + X_t < D + C \rightarrow Y_t = D + EXC \quad (2.18)$$

Resumiendo la decisión en las tres regiones será:

- 1° cuando el agua es insuficiente → dar lo que hay.
- 2° cuando el agua disponible es suficiente → dar lo que se necesita.
- 3° cuando el agua es disponible es más de lo suficiente → dar más de lo que se necesita.

Deficiencia de la regla normal

Esta regla no permite ser cautelosos en los costos del agua que se tiene en el embalse, porque cuando hay déficit se entrega todo, así:

En la regio I: si se entrega todo, el embalse se va a secar, por lo que no se entrega todo sino solamente una parte, modificando la recta hasta el punto "a" en una curva, lo mismo sucede con el punto "b" en el que también se modifica mediante una curva como se indica en la figura N° 2.4.

Esto se logra castigando la curva con un factor β . El factor β debe ser óptimo para que logre el objetivo, por decir, minimizar los déficits.

La regla normal también se puede mejorar estableciendo un cierto volumen C^* menor que C que sirva como parámetro en la regla y $Y(t) = \beta \cdot D$; donde $0 < \beta < 1$. Reemplazando esta ecuación en las anteriores, entonces analizar los déficits.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 INFORMACIÓN BÁSICA DE LA CUENCA

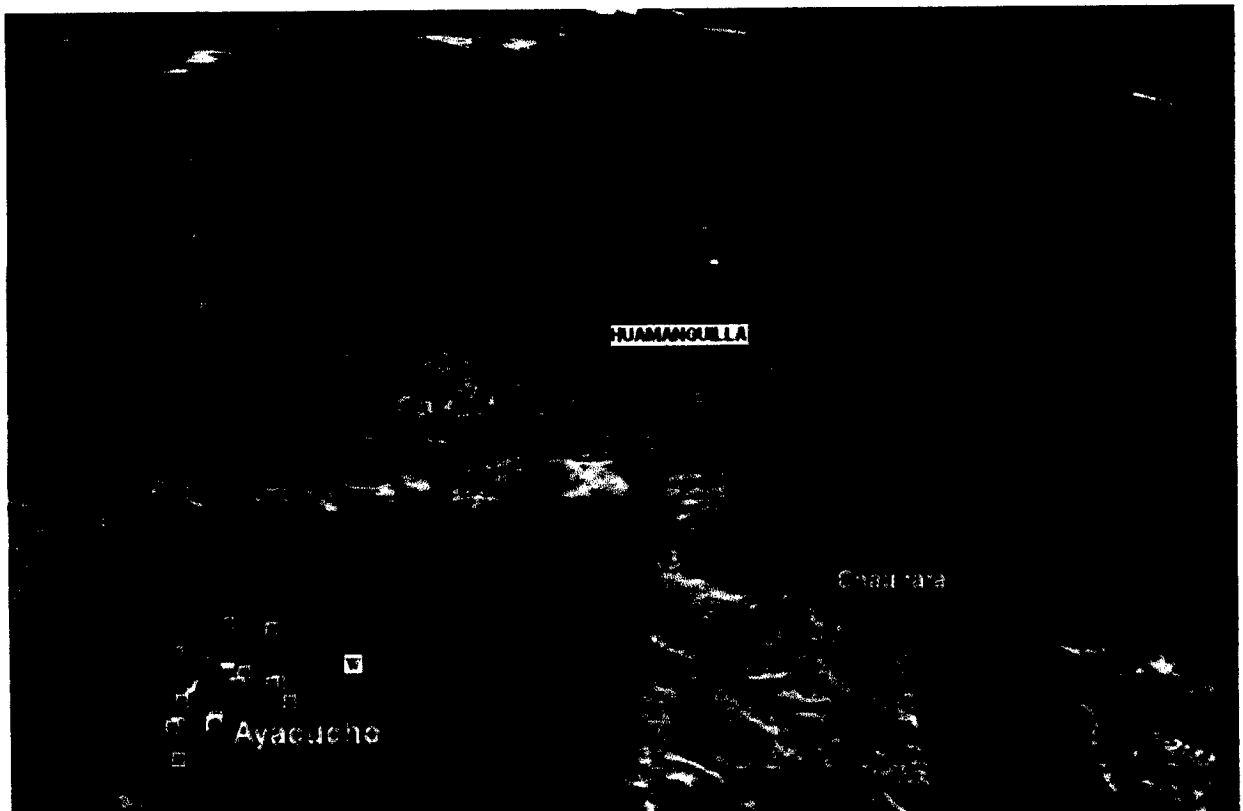
3.1.1 Caracterización general de la cuenca

La captación se encuentra en el flanco Oeste de la Cordillera oriental, políticamente pertenece al distrito de Huamanguilla de la provincia de Huanta de la Región Ayacucho.

a) Ubicación geográfica del proyecto.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
Longitud Oeste	: 74° 53'
Latitud Sur	: 13° 13'
Altitud	: 3935 msnm.
Coordenadas UTM	: 595404.E.
(WGS-84)	: 8565022 S.

Figura3.01: Ubicación geográfica del proyecto.

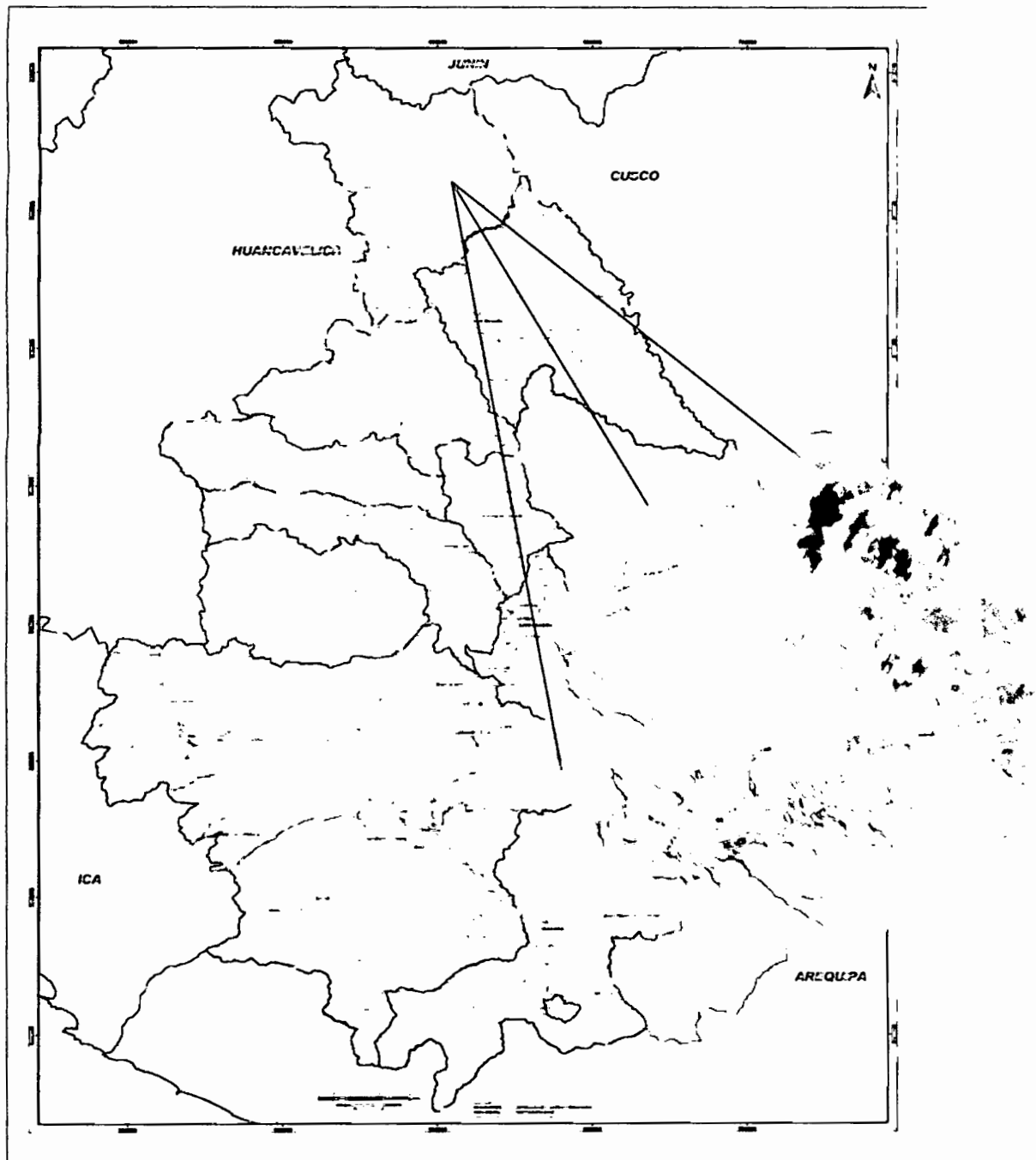


Fuente: El autor (Google Earth versión -2011)

b) Ubicación política del proyecto.

UBICACIÓN POLITICA	
REGION	: AYACUCHO
PROVINCIA	: HUANTA
DISTRITO	: HUAMANGUILLA

Figura 3.02: Ubicación política del proyecto:



Fuente: Ministerio de Energía y Minas -2010.

c) Vías de comunicación

La zona del proyecto es accesible desde la ciudad de Huamanga, mediante carretera asfaltada del modo siguiente:

Huamanga - La Vega 28.3 Km

Y mediante trocha carrozable en buen estado:

La Vega - Huamanguilla 9.5 Km

Huamanguilla desvío de la carretera a la Laguna Yanacocha 10.2 Km

Y del desvío hasta la Presa Carnicería 3.28 Km.

d) Características generales

La cuenca de Carnicería Pampa presenta como características principales:

- ✓ Topografía irregular.
- ✓ Pendientes fuertes.
- ✓ Laderas muy inclinadas y pequeñas lomas.
- ✓ Quebradas profundas con pendientes pronunciadas.
- ✓ Suelos con erosión moderados a fuertes, principalmente los suelos de las partes altas están fuertemente erosionadas.
- ✓ Existen algunos manantiales de afloramiento de aguas subterráneas, que alimentas a las quebradas y ríos.

e) Fisiografía

La cuenca de carnicería pampa pertenece en su totalidad al sistema de los andes, cerros bajos y altos, con vegetación natural escasa, encontrándose quebradas con cultivos de secano. En la parte media y alta de la cuenca predomina el paisaje de las colinas altas, que comprenden pastos naturales, paisajes de ladera y quebradas montañosas que abarcan altitudes de 2800 y 4200 msnm, aproximadamente.

f) Topografía y pendiente

Se extiende desde la cota 2800 hasta los 4200 msnm. La cuenca de Carnicería Pampa, como resultado de una topografía agreste con zonas montañosas, presenta pendientes elevadas y algunos valles con fisiografía de relieve muy suave.

g) Aspectos climáticos

Clima: Evaluando la información meteorológica a nivel regional, el área del proyecto, según la clasificación de Kopen posee un clima de alta montaña con características frías (Clima Frío o Boreal), característico de los valles mesoandinos entre los 3000 y 4000 msnm. Este clima presenta como rasgo fundamental precipitaciones anuales promedio de 700 mm y temperaturas medias anuales de 8 °C; registrándose generalmente veranos lluviosos e inviernos secos con fuertes heladas.

Precipitación: En cambio los sectores de Huamanguilla, Pacchapata y Chaupirangra, en Ayacucho (3,800 msnm) tienen valores que van de 650 a 700 mm anuales. En este sector también las precipitaciones se concentran de diciembre a abril, siendo a menudo en forma de granizo.

Temperatura: En el sector arriba de los 4,200 a los 3,800 msnm la temperatura promedio anual desciende a menos de 7° u 8°C. Este sector conforma el piso frío de la zona alto andina, el cual presenta heladas frecuentes a lo largo del año.

h) Suelos y vegetación

La zona presenta vegetación natural como vegetación cultivada; la zona con vegetación natural está compuesta de pastos, arbustos, entre otros los que son utilizados como zonas de pastoreo.

La vegetación primaria ha sido fuertemente deteriorada y sustituida en gran parte por los cultivos que se llevan a cabo mediante el riego o con la lluvia en los límites superiores de la formación.

Un indicador vegetal en esta Zona de Vida es el "Eucalipto" (*Eucalyptus globulus*), el "capuli" o "guinda" (*Prunus capollin*) y la "chamana" (*Dodonaea viscosa*), a la que siempre se la encuentra en los límites inferiores más abrigados, cerca de la línea de cambio a la Zona de Vida Estepa Espinosa.

En la agricultura, los cultivos que se producen son de corto periodo, tales como maíz, trigo, papa, tuna, entre otros; este uso se da en zonas que disponen de agua, así mismo se da agricultura por secano.

3.2 MATERIALES Y EQUIPOS

3.2.1 Materiales.

- Bibliografía en general sobre el tema.
- Revistas científicas referentes al tema.
- Carta nacional.
- Software: Civil 3D 2012, Auto CAD 2012, S10 V.2005, SAMS-2007, SLIDE V. 5.2
- Hojas de cálculo Excel 2007.
- Fojas, lapicero, lápiz, borrador, etc.

3.2.2 Equipos.

- Computadora.
- Impresora.
- Fotocopiadora.
- Escáner.
- Internet.

3.3 METODOLOGÍA

Se vio por conveniente tomar la siguiente metodología.

3.3.1 Fase de campo.

- Reconocimiento del ámbito del proyecto.
- Recolección de información Pluviométrica.
- Recopilación de información bibliográfica.
- Levantamiento topográfico: planimétrico, altimétrico y relleno.
- Levantamiento geológico a la escala de 1: 1000
- Excavación, mapeo y recolección de suelos en pozas o calicatas de exploración.
- Recolección de muestra de rocas.
- Perforación del eje de la presa, y observar la permeabilidad y diferentes capas del suelo.
- Ubicación y evaluación de banco de materiales de construcción (canteras).

3.3.2 Fase de gabinete.

- Digitalización de cartas en sistema Civil 3D 2012.
- Delimitación de las Microcuencas urbanas.
- Determinación de parámetros hidrológicos en las Microcuencas urbanas.

- Análisis y tratamiento de la información pluviométrica.
- Distribución de probabilidades para las precipitaciones.
- Determinación de la curva de Intensidad Duración y Frecuencia.
- Aplicación del método Racional.
- Análisis y cálculo del volumen muerto (volumen de sedimentos).
- Procesamientos e interpretación de planos: topográfico, hidrológico, geotécnico, geológico y detalles.
- Interpretación del análisis de roca al microscopio o petrográfico.
- Interpretación de las perforaciones en el eje de la presa y su representación en perfil delimitando los tipos de suelo presentes.
- Ubicación e interpretación de las calicatas y su representación en perfil delimitando los tipos de suelo presentes.
- Ensayos de laboratorio de las muestras de canteras, y su determinación de propiedades, índices y clasificación.
- Diseño hidráulico de la presa de tierra.

3.4 OFERTA HÍDRICA

3.4.1 Generación de caudales medios mensuales

La cuenca de Carnicería no cuenta con información meteorológica (Pluviométrica), siendo necesario disponer de caudales medios mensuales en el punto de interés. En tal situación muchos estudios hidrológicos recurren a relaciones área – precipitación entre la cuenca del punto de interés y la de una con mediciones hidrométricas (ver anexo A).

Las estaciones hidrometeorológicas serán de gran apoyo para la generación de los caudales en el punto de interés, siguiendo la siguiente metodología:

➤ Utilización de modelo LUTZ SCHOLZ

Los procedimientos que se han seguido en la implementación del modelo son:

- Cálculo de los parámetros necesarios para la descripción de los fenómenos de escorrentía promedio.
- Establecimiento de un conjunto de modelos parciales de los parámetros para el cálculo de caudales en cuencas sin información hidrométrica. En base a lo anterior se realiza el cálculo de los caudales necesarios.

- Calibración del modelo y generación de caudales extendidos por un proceso Markoviano combinado de precipitación efectiva del mes con el caudal del mes anterior.

➤ **Utilización de la ecuación del balance hídrico**

$$CM_i = P_i - D_i + G_i - A_i \quad (3.1)$$

Donde:

- CM_i = Caudal mensual (mm/mes)
- P_i = Precipitación mensual sobre la cuenca (mm/mes)
- D_i = Déficit de escurrimiento (mm/mes)
- G_i = Gasto de la retención de la cuenca (mm/mes)
- A_i = Abastecimiento de la retención (mm/mes)

Asumiendo:

- Que para períodos largos (en este caso 1 año) el Gasto y Abastecimiento de la retención tienen el mismo valor es decir G_i = A_i,
- Que para el año promedio una parte de la precipitación retorna a la atmósfera por evaporación.

Reemplazando (P-D) por (C*P), y tomando en cuenta la transformación de unidades (mm/mes a m3/seg) la ecuación anterior se convierte la expresión básica del método racional:

$$Q = c' * C * P * AR \quad (3.2)$$

Donde:

- Q = Caudal (m3/s)
- c' = coeficiente de conversión del tiempo (mes/seg)
- C = coeficiente de escurrimiento
- P = Precipitación total mensual (mm/mes)
- AR = Área de la cuenca (m²)

➤ **Calculo de coeficiente de escurrimiento**

Se ha considerado el uso de la fórmula propuesta por L. Turc:

$$C = \frac{P - D}{P} \quad (3.3)$$

Donde:

- C = Coeficiente de escurrimiento (mm/año)
P = Precipitación Total anual (mm/año)
D = Déficit de escurrimiento (mm/año)

Para la determinación de D se utiliza la expresión:

$$D = P \frac{1}{\left(0.9 + \frac{P^2}{L^2}\right)^{\left(\frac{1}{2}\right)}} \quad (3.4)$$

$$L = 300 + 25(T) + 0.05(T)^3 \quad (3.5)$$

Siendo:

- L = Coeficiente de Temperatura
T = Temperatura media anual (°C)

Dado que no se ha podido obtener una ecuación general del coeficiente de escurrimiento para toda la sierra, se desarrolló la fórmula siguiente, que es válida para la región sur:

$$C = 3.16 E12 \left(P^{-0.571}\right) \left(EP^{-3.686}\right) \quad r = 0.96 \quad (3.6)$$

$$\bar{D} = -1380 + 0.872(P) + 1.032(EP); \quad r = 0.96 \quad (3.7)$$

Donde:

- C = Coeficiente de escurrimiento
D = Déficit de escurrimiento (mm/año)
P = Precipitación total anual (mm/año)
EP = Evapotranspiración anual según Hargreaves (mm/año)
R = Coeficiente de correlación

La evapotranspiración potencial, se ha determinado por la fórmula de Hargreaves:

$$EP = 0.0075(RSM)(TF)(FA) \quad (3.8)$$

$$FA = 1 + 0.06(AL) \quad (3.9)$$

$$RSM = 0.075(RA) \sqrt{\left(\frac{n}{N}\right)} \quad (3.10)$$

Donde:

- RSM = Radiación solar media

- TF = Componente de temperatura
 FA = Coeficiente de corrección por elevación
 TF = Temperatura media anual (°F)
 RA = Radiación extraterrestre (mm H2O / año)
 (n/N) = Relación entre insolación actual y posible (50% en base a registros)
 AL = Elevación media de la cuenca (Km)

Para determinar la temperatura anual se toma en cuenta el valor de los registros de las estaciones y el gradiente de temperatura de -5.3 °C 1/ 1000 m, determinado para la sierra.

➤ **Cálculo de precipitación efectiva**

Para fines hidrológicos se toma como precipitación efectiva la parte de la precipitación total mensual, que corresponde al déficit según el método del USBR (precipitación efectiva hidrológica es el antítesis de la precipitación efectiva para los cultivos).

A fin de facilitar el cálculo de la precipitación efectiva se ha determinado el polinomio de quinto grado:

$$PE = a_0 + a_1P + a_2P^2 + a_3P^3 + a_4P^4 + a_5P^5 \tag{3.11}$$

Donde:

- PE = Precipitación efectiva (mm/mes)
 P = Precipitación total mensual (mm/mes)
 ai = Coeficiente del polinomio

Cuadro 3.01: Límite superior para la precipitación efectiva

Curva N°	Ecuación	Rango
Curva I	PE = P - 120.6	P > 177.8 mm/mes
Curva II	PE = P - 86.4	P > 152.4 mm/mes
Curva III	PE = P - 59.7	P > 127.0 mm/mes

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

Cuadro 3.02: Coeficientes para el cálculo de la precipitación efectiva

Coeficiente	Curva I	Curva II	Curva III
a ₀	0	0	0
a ₁	-0,0185	0,1358	0,2756
a ₂	0,001105	-0,002296	-0,004103
a ₃	-1,204E-05	4,35E-05	5,53E-05
a ₄	1,440E-07	-8,90E-08	1,24E-07
a ₅	-2,85E-10	-8,79E-11	-1,42E-09

Fuente: Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

De esta forma es posible relacionar la precipitación efectiva y precipitación total:

$$C = \frac{Q}{P} = \sum_{i=1}^{12} \frac{PE_i}{P} \quad (3.12)$$

$$\sum_{i=1}^{12} PE_i = \text{Suma de la precipitación efectiva mensual}$$

Donde:

C = Coeficiente de escurrimiento,

Q = Caudal anual,

P = Precipitación Total anual.

➤ Cálculo de retención de la cuenca

Bajo la suposición de que exista un equilibrio entre el gasto y el abastecimiento de la reserva de la cuenca y además que el caudal total sea igual a la precipitación efectiva anual, la contribución de la reserva hídrica al caudal se puede calcular según las fórmulas:

$$R_i = CM_i - P_i \quad (3.13)$$

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i \quad (3.14)$$

Donde:

CM_i = Caudal mensual (mm/mes)

PE_i = Precipitación Efectiva Mensual (mm/mes)

R_i = Retención de la cuenca (mm/mes)

G_i = Gasto de la retención (mm/mes)

A_i = Abastecimiento de la retención (mm/mes)

R_i = G_i para valores mayores que cero (mm/mes)

R_i = A_i para valores menores que cero (mm/mes).

Sumando los valores de G o A respectivamente, se halla la retención total de la cuenca para el año promedio, para el caso de las cuencas de la sierra varía de 43 a 188 (mm/año).

➤ Relación entre descargas y retención

Durante la estación seca, el gasto de la retención alimenta los ríos, constituyendo el caudal o descarga básica. La reserva o retención de la cuenca se agota al final de la estación seca; durante esta estación la descarga se puede calcular en base a la ecuación:

$$Q_t = Q_0 e^{-a(t)} \quad (3.15)$$

Donde:

- Q_t = Descarga en el tiempo t
 Q_0 = Descarga inicial
 A = Coeficiente de agotamiento
 t = Tiempo

➤ **Cálculo del coeficiente de agotamiento**

El coeficiente de agotamiento tiene una dependencia logarítmica del área de la cuenca.

$$a = f(\ln AR) \tag{3.16}$$

$$a = 3.1249 E 67(AR)^{-0.1144} (EP)^{-19.336} (T)^{-3.369} (R)^{-1.429} \tag{3.17}$$

Si $r = 0.86$

Después de un análisis de las observaciones muestra, además cierta influencia del clima, la geología y la cobertura vegetal, se desarrolló una ecuación empírica para la sierra peruana: En principio, es posible determinar el coeficiente de agotamiento real mediante aforos sucesivos en el río durante la estación seca; sin embargo cuando no sea posible ello, se puede recurrir a las ecuaciones desarrolladas para la determinación del coeficiente "a" para cuatro clases de cuencas:

Cuadro 3.03: Cálculo de los Coeficientes de Agotamiento "a".

Coeficiente de Agotamiento	Relación
Agotamiento muy rápido, por temperatura elevada $> 10^{\circ} C$ y retención reducida (50 mm/año) hasta retención mediana.	$a = -0.00252 * \ln (AR) + 0.034$
Agotamiento rápido, por retención entre 50 y 80 mm/año	$a = -0.00252 * \ln (AR) + 0.030$
Agotamiento mediano, por retención reducida mediana alrededor 80 mm/año) y vegetación mezclada (pastos, osques y terrenos cultivados).	$a = -0.00252 * \ln (AR) + 0.026$
Agotamiento reducido, por alta retención (arriba 100 mm/año) y vegetación mezclada	$a = -0.00252 * \ln (AR) + 0.023$

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

Donde:

- a = Coeficiente de agotamiento por día
 AR = Área de la cuenca (km²)
 EP = Evapotranspiración potencial anual (mm/año)
 T = Duración de la temporada seca (días)
 R = Retención total de la cuenca (mm/año)

➤ **Determinación del almacenamiento hídrico**

Tres tipos de almacenes hídricos naturales que inciden en la retención de la cuenca son considerados: Acuíferos, Lagunas y pantanos, Nevados.

Cuadro 3.04: Tipos de almacén hídrico de una cuenca.

Tipo	Lámina Acumulada (mm/año)		
	Pendiente de la Cuenca		
Napa Freática	2%	8%	15%
	300	250	200
Lagunas – Pantanos	500		
Nevados	500		

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

La determinación lámina "L" que almacena cada tipo de estos almacenes está dado por:

Acuíferos : $L_A = -750(I) + 315$

Siendo:

LA = Lámina específica de acuíferos

I = Pendiente de desagüe: $I \leq 15\%$

Lagunas y Pantanos : $LL = 500 \text{ mm/mes}$

Siendo:

LL = Lámina específica de lagunas y pantanos

Nevados : $LN = 500 \text{ mm/mes}$

Siendo:

LN = lámina específica de nevados

Los almacenamientos de corto plazo no son considerados para este caso, estando los mismos incluidos en las ecuaciones de la precipitación efectiva.

La lámina de agua A_i que entra en la reserva de la cuenca se muestra en forma de déficit mensual de la Precipitación Efectiva PE_i. Se calcula mediante la ecuación:

$$A_i = a_i \left(\frac{R}{100} \right) \tag{3.18}$$

Siendo:

A_i = Abastecimiento mensual déficit de la precipitación efectiva (mm/mes)

a_i = Coeficiente de abastecimiento (%)

R = Retención de la cuenca (mm/año)

La determinación del Caudal Mensual para el año promedio, está basado en la ecuación fundamental que describe el balance hídrico mensual a partir de los componentes descritos anteriormente:

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i \tag{3.19}$$

Donde:

- CM_i = Caudal del mes i (mm/mes)
- PE_i = Precipitación efectiva del mes i (mm/mes)
- G_i = Gasto de la retención del mes i (mm/mes)
- A_i = Abastecimiento del mes i (mm/mes)

➤ **Generación del caudales mensuales para períodos extendidos**

A fin de generar una serie sintética de caudales para períodos extendidos, se ha implementado un modelo estocástico que consiste en una combinación de un proceso markoviano de primer orden, según las ecuaciones anteriores con una variable de impulso, que en este caso es la precipitación efectiva:

$$Q_t = f(Q_{t-1}) \tag{3.20}$$

$$Q = g(PE_t) \tag{3.21}$$

Con la finalidad de aumentar el rango de valores generados y obtener una óptima aproximación a la realidad, se utiliza además una variable aleatoria.

$$Z = z(S)\sqrt{(1-r^2)} \tag{3.22}$$

La ecuación integral para la generación de caudales mensuales es:

$$Q_t = B1 + B2(Q_{t-1}) + B3(PE_t) + z(S)\sqrt{1-r^2} \tag{3.23}$$

Donde:

- Q_t = Caudal del mes t
- Q_{t-1} = Caudal del mes anterior
- PE_t = Precipitación efectiva del mes
- B1 = Factor constante o caudal básico.

Se calcula los parámetros B1, B2, B3, r y S sobre la base de los resultados del modelo para el año promedio por un cálculo de regresión con Q_t como valor dependiente y Q_{t-1} y PE_t,

como valores independientes. El proceso de generación requiere de un valor inicial, el cual puede ser obtenido en una de las siguientes formas:

- ✓ Empezar el cálculo en el mes para el cual se dispone de un aforo
- ✓ Tomar como valor inicial el caudal promedio de cualquier mes,
- ✓ Empezar con un caudal cero, calcular un año y tomar el último valor como valor Q_0 sin considerar este valor en el cálculo de los parámetros estadísticos del período generado.

3.4.2 DETERMINACION DE CAUDALES MAXIMOS

➤ **Análisis de la información**

Es necesario identificar un período común de análisis, siendo estos los parámetros de Precipitación Máxima de 24 Horas de las estaciones. Por lo general se encuentra períodos no uniformes e incompletos de información hidrometeorológicas, siendo necesaria la información del período base, utilizándose el procedimiento de correlación cruzada con grupos de comportamiento hidrológico homogéneo, permitiendo seleccionar las de mejor comportamiento y efectuar la clasificación de las estaciones adecuadas y convenientes.

➤ **Determinación de la red de estaciones meteorológicas**

Para el presente estudio se tuvo la información hidrométrica correspondiente a las Estaciones hidrométricas que se hallan cerca al área de estudio y cuentan con datos suficientes y actualizados.

ESTACION BASE	LATITUD			LONGITUD			ALTITUD
	°	'	"	°	'	"	Media
LURICOCHA	12	54	"S"	74	16	"W"	2,580.00
ALLPACHACA	13	23	19	74	16	0	3,550.00
TUNSULLA	13	19	57	74	34	59	3,900.00

Fuente: El autor.

➤ **Registros de precipitaciones máximas en 24 horas**

Para el cálculo de los parámetros estadísticos se usará la serie de precipitaciones máximas. Los registros se muestran en los cuadros del anexo C18, C19 y C20.

➤ **Análisis de consistencia**

Los saltos son formas determinística transitorias que permiten a una serie hidrológica periódica o no periódica pasar de un estado a otro, como respuesta a cambios hechos por el hombre o cambios naturales continuos como puede ocurrir.

A fin de detectar posibles datos inconsistentes en la serie histórica, se procede al análisis visual de la información el mismo que ha consistido en análisis de la distribución temporal de toda la información hidrometeorológicas disponible combinando con los criterios obtenidos del campo para detectar la regularidad o irregularidad de los mismos. De la apreciación visual de estos gráficos se deduce si la información es aceptable o dudosa, aquella que muestra en forma evidente valores constantes en períodos en los cuales físicamente no es posible debido a la característica aleatoria de los datos.

➤ **Análisis de doble masa**

Se utiliza para tener confiabilidad, así también para analizar la consistencia relacionado a errores de datos hidrológicos múltiples cuando se disponen de dos o más series de datos.

Mediante este método se determina la consistencia relativa de una estación respecto a otra estación índice o a un promedio de estaciones. El análisis gráfico comparativo se realiza a través de la curva doble masa, que tiene como abscisa los valores de precipitación anual acumulada de la estación analizada y como ordenada los valores de precipitación anual acumulada de la estación índice o estación promedio.

➤ **Análisis del diagrama de doble masa**

Verifica la consistencia del registro de una estación, comparando la precipitación anual acumulada con los correspondientes valores, también acumulados de la precipitación anual promedio de un grupo de estaciones localizadas en los alrededores.

Una de las formas de realizar el análisis de doble masa consiste en:

Se toma la estación más confiable, la misma que va a servir para comparar con los demás registros. Esto es posible siempre y cuando la información de campo y los hidrogramas proporcionen la información, necesaria para tomar tal decisión.

En caso de no realizarse el primer paso, plotear en el eje de las abscisas el promedio anual acumulado de la información de todas las estaciones de la cuenca y, en el eje de las ordenadas la información anual acumulada de cada una de las estaciones de análisis.

Se debe tener en cuenta que solo para efectos del análisis de doble masa, la información incompleta se llena por interpolación o con el promedio mensual, si el análisis es mensual.

➤ **Análisis de homogeneidad**

Después de obtener los gráficos construidos para el análisis visual y los de doble masa, los periodos de posible corrección y datos se mantendrán con sus valores originales, se procede con el análisis de saltos, tanto en la media como en la desviación estándar.

El análisis de la información se realiza en las componentes determinística transitorias de la serie que son: Análisis de Salto y Análisis de Tendencia. En cada uno se analiza la consistencia en los dos primeros parámetros estadísticos: media y desviación estándar.

ANÁLISIS DE SALTO

Los saltos, son formas determinística transitorias que permiten a una serie estadística periódica pasar desde un estado a otro, como respuesta a cambios hechos por el hombre, debido al continuo desarrollo y explotación de recursos hidráulicos en la cuenca o cambios violentos que en la naturaleza puedan ocurrir.

Los saltos se presentan en la media, desviación estándar y otros parámetros. Pero generalmente el análisis más importante es en los dos primeros:

1. El análisis de Salto se obtiene al medir:
2. Consistencia en la Media
3. Consistencia en la Desviación Estándar
4. De ambos periodos, mediante las pruebas de "T" y "F" respectivamente.

CONSISTENCIA EN LA MEDIA

Una serie de datos es llamada homogénea si es una muestra de una única población: Si la serie no es homogénea se le deben hacer ajustes o correcciones. La no homogeneidad en los datos de precipitación es creada por tres fuentes principales:

- Movimiento de las estaciones en una distancia horizontal.
- Movimiento en una distancia vertical,
- Cambios en el medio ambiente de una estación como árboles, construcción de casas, embalses, deforestación y reforestación en la zona, entre otros.

La evaluación y cuantificación de los errores detectados en la forma de saltos, se realiza mediante un análisis estadístico, tanto de la media como de la desviación estándar mediante a prueba de consistencia en la media (\bar{x}), con el estadístico T de Studentz.

La prueba requiere identificar previamente de un histograma de precipitación, dos periodos que se sospeche sean no homogéneos. Si denominamos la longitud del primer periodo como (n1) y la del segundo periodo como (n2) teniendo cada uno de ellos a X1 y X2 como valores medios respectivamente.

- X1, X2: Media de los periodos 1 y 2 respectivamente
 S1(x), s2(x) : Desviación estándar de los periodos 1 y 2.
 n1, n2 : Longitud de los periodos 1 y 2 respectivamente
 n : Tamaño de la muestra (n = n1+ n2)

CALCULO DE T CALCULADO (TC)

$$Tc = \frac{|\bar{x}_1 - \bar{x}_2|}{\left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)^{1/2} \left(\frac{(n_1 - 1) * S_1^2 + (n_2 - 1) * S_2^2}{n_1 + n_2 - 2}\right)^{1/2}} \quad (3.24)$$

CALCULO DE T TABULAR (TT)

El valor absoluto de T calculado (Tc) se compara con el T tabular (Tt) con (n1+n2-2) grados de libertad y con 5% de nivel de significancia.

Si y solo si, el valor absoluto de Tc es mayor que el Tt se concluye que la diferencia entre las medias, es evidencia de falta de homogeneidad.

Con nivel de significancia $\alpha = 0.05$ y

Con grados de libertad g.l. = n1+n2-2

Comparación del Tc con Tt

Si $|Tc| < Tt(95\%) \Rightarrow X_1 = X_2$ (estadísticamente) no necesita realizar corrección.

Si $|Tc| > Tt(95\%) \Rightarrow X_1 \neq X_2$ (estadísticamente) se debe corregir.

Prueba de consistencia en la desviación estándar con el estadístico de F de Fisher

El análisis consiste en probar, mediante la prueba “F”, si los valores de la desviación estándar de la sub muestras son estadísticamente iguales o diferentes con un 5% de nivel de significancia ($\alpha = 0.05$).

Hipótesis planteada Hp: $S_1^2(x) = S_2^2(x)$

Hipótesis alternante Ha: $S_1^2(x) \neq S_2^2(x)$

$S_1^2(x), S_2^2(x)$: Varianza de los periodos 1 y 2 respectivamente.

CÁLCULO DE F CALCULADO (FC)

$$Fc = \frac{S_1^2(x)}{S_2^2(x)}, \text{ si } S_1^2(x) > S_2^2(x) \quad (3.25)$$

$$Fc = \frac{S_2^2(x)}{S_1^2(x)}, \text{ si } S_2^2(x) > S_1^2(x) \quad (3.26)$$

CÁLCULO DE F TABULADO (FT)

El valor crítico de F se obtiene en las tablas F de Fisher para una probabilidad al 95%.

Con un nivel de significancia $\alpha = 0.05$ y para grados de libertad según:

g.l.N= n_1-1 , g.l.D= n_2-1 , si $S_1^2(x) > S_2^2(x)$

g.l.N= n_2-1 , g.l.D = n_1-1 , si $S_2^2(x) > S_1^2(x)$

Comparación del Fc con Ft

Si $|Fc| < Ft(95\%) \Rightarrow S_1(x) = S_2(x)$ (estadísticamente) No necesita realizar corrección.

Si $|Fc| > Ft(95\%) \Rightarrow S_1(x) \neq S_2(x)$ (estadísticamente) se debe corregir.

1.4.3 COMPLEMENTACION Y EXTENSION DE LA INFORMACION

El proceso de complementación y/o extensión de datos se realiza en las series consistentes, vale decir, después de haber analizado la confiabilidad de las mismas. Para realizar el proceso de complementación de datos de una estación en base a otra, se tiene en cuenta las siguientes condiciones:

- . Buscar o seleccionar las estaciones que guarden buena relación con la estación base que se quiere completar.
- . En los análisis respectivos no juntar datos de épocas secas con datos de épocas húmedas, sino que realizar el proceso separadamente.
- . Cerciorarse o verificar de que las características de la cuenca de la estación completa y de la cuenca a la estación a completar sean similares en su comportamiento hidrológico. Para este paso usar los parámetros: área, ubicación, altura, forma, vegetación, etc. Cuanto más similares sean estas características, es más probable que la correlación resulte más significativa.

- d. Verificar que los escurrimientos superficiales registrados en las estaciones sean efecto de la misma causa (precipitación, afloramientos de aguas subterráneas, regulaciones naturales, etc.)
- e. Para realizar la complementación de datos, de ser posible probar la normalidad de las series, y si no lo son, transformarlos a normales. En la mayoría de casos esta condición es asumida como un hecho.
- f. Para completar datos se puede utilizar el modelo de regresión lineal simple, o el modelo de regresión lineal múltiple que se trataran a continuación:

Una vez realizada la complementación y consistencia de los datos, se procede a realizar la extensión de los mismos.

➤ **Modelo de regresión lineal**

El modelo de regresión lineal simple es lineal porque genera una línea y es simple porque intervienen solamente dos variables.

La representación matemática es: $y = a + bx$ (3.27)

Donde:

$$a = \bar{y} - b\bar{x} \quad b = r \frac{S_y}{S_x}$$
(3.28)

Siendo r, el coeficiente de correlación.

$$r = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{(n-1)S_x S_y}$$
(3.29)

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} \quad S_y = \sqrt{\frac{\sum (y - \bar{y})^2}{n-1}}$$
(3.30)

Donde:

- xi es la variable aleatoria independiente.
- xi es la variable aleatoria dependiente.
- a, b son los parámetros de la ecuación de regresión
- xi, Y Son los promedios de los eventos de la estación x e y respectivamente.
- r = coeficiente de correlación calculado.
- n = número de pares de datos conocidos = número de datos de y,
- a es el punto de intersección entre la línea de regresión y el eje Y.

b es el coeficiente de regresión o pendiente de la línea de regresión, el mismo que explica cuán rápido aumenta o disminuye la variable dependiente Y con un cambio de X.

$$y' = \bar{y} + r \frac{S_y}{S_x} (x - \bar{x}) \tag{3.31}$$

➤ **Probabilidad de ocurrencia de la precipitación**

Existen varias fórmulas para calcular la probabilidad de ocurrencia, la misma que se muestra en las siguientes tablas, siendo la más utilizada la fórmula de Weibull.

Cuadro 3.05: Formulas empíricas para determinar la probabilidad de Ocurrencia

Método	Probabilidad de Ocurrencia (P)
California	$\frac{m}{n}$
Hazen	$\frac{m - 1/2}{n}$
Weibull	$\frac{m}{n + 1}$
Chegadayev	$\frac{m - 0.3}{n + 0.4}$
Blom	$\frac{m - 3/8}{n + 1/4}$
Tukey	$\frac{3m - 1}{3n + 1}$

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

Donde:

P= Probabilidad experimental o frecuencia relativa empírica

m= Número de Orden

n= Número de datos

a= Valor comprendido en el intervalo $0 < a < 1$, depende de n, de acuerdo a la sigte tabla.

Cuadro 3.06: Número de datos (N) para $0 < a < 1$.

N	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
A	0.448	0.443	0.442	0.441	0.440	0.440	0.440	0.440	0.439	0.439

Fuente: El autor.

➤ **Análisis y tratamiento de la información**

Los valores históricos, completos y consistentes utilizados datan desde el año 1998 hasta el año 2003 (10 años), en los cuadros N° C18, C19 y C20 del anexo C, se presenta la información de la precipitación anual máxima de 24 horas de las estaciones en estudio.

➤ **Funciones de distribución de probabilidades**

FUNCIÓN DE PROBABILIDAD: Una función $f(x)$ es llamada función de probabilidad de la variable aleatoria continua X si cumple con las siguientes condiciones:

$$\begin{aligned} f(x) &\geq 0, \forall x \in R \\ \int f(x)dx &= 1 \end{aligned} \tag{3.32}$$

Cuando se encuentra en los límites $-\infty$ y ∞ , Sea el evento:

$$A = (x/a \leq x \leq b),$$

Luego,

$$P(A) = P(x \in A) = P(a \leq x \leq b) = \int f(x)dx \tag{3.33}$$

Cuando se encuentra entre los límites a y b .

Para el análisis de las precipitaciones máximas de la Microcuencas de un río se han utilizado los últimos registros históricos máximos de 24 horas de 10 años (1998-2007), para ello se ajustaron a 6 Distribuciones de probabilidades las cuales son:

- Distribución Normal Estándar.
- Distribución Gumbel (Distribución extrema Tipo I).
- Distribución Log Pearson Tipo III.
- Distribución Log Normal II Parámetros.
- Distribución Log Normal III Parámetros.
- Distribución Pearson tipo III.

Métodos de estimación de parámetros de las funciones probabilísticas

Existen varias técnicas para la estimación de los parámetros de una distribución entre otras estas son:

- Método de Momentos
- Método de máxima verosimilitud
- Método de mínimos cuadrados
- Método gráfico

El objetivo de la estimación de los parámetros es de relacionar los registros observados (media, variancia, sesgo, etc.) de un fenómeno aleatorio con el modelo probabilística seleccionado. En este trabajo se desarrollara los dos primeros métodos.

➤ **Método de momentos**

El método de momentos selecciona valores para los parámetros de la función de densidad de probabilidad de tal manera son iguales a aquellos de la información de la muestra.

$$\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i = \bar{X} \tag{3.34}$$

La media es el estimador que corresponde a la función teórica de probabilidad que es:

$$u = \int_{-\infty}^{\infty} xf(x)dx \tag{3.35}$$

Originalmente Pearson consideró solamente momentos alrededor del origen, pero posteriormente se volvió común el uso de la varianza como el segundo momento central,

$$\sigma^2 = E\left[(x-u)^2 \right] \tag{3.36}$$

y el coeficiente de asimetría como el tercer momento central estandarizado, para determinar el segundo y el tercer parámetro de la distribución.

$$\gamma = E\left[(x-u)^3 \right] / \sigma^3 \tag{3.37}$$

➤ **Distribución de valor extremo tipo I**

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha[x-\beta]}} \tag{3.38}$$

Para:

$$-\infty < x < +\infty, \quad 0 < \alpha < +\infty \quad -\infty < \beta < +\infty$$

Donde:

El parámetro α se le conoce como parámetro de escala.

El parámetro β se le conoce como parámetro de posición.

FUNCIÓN DENSIDAD DE PROBABILIDAD

Derivando la función de distribución acumulada, con respecto a x, se obtiene la función de densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \\ f(x) = \alpha * e^{\left[\pm\alpha(x-\beta) - e^{\alpha(x-\beta)} \right]} \tag{3.39}$$

Para $-\infty < x < +\infty,$

El signo (+) se aplica para valores mínimos y el signo (-) se aplica para valores máximos (distribución Gumbel o Tipo I).

Si se hace la transformación:

$$Y = \alpha(x - \beta)$$

Con lo cual, la función densidad reducida es:

$$f(y) = e^{(\pm y - e^{\pm y})} \quad (3.40)$$

El signo (+) se emplea para eventos mínimos y el signo (-) para eventos máximos.

La función de distribución acumulada es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}} \rightarrow (\text{Máximo}) \quad F(y) = 1 - e^{-e^y} \rightarrow (\text{Mínimo})$$

$$F(y)_{\min} = 1 - F(-y)_{\max} \quad (3.41)$$

Los valores correspondientes de x e y, están relacionadas por: $F(x) = F(y)$ y la relación:

$$Y = \alpha(x - \beta)$$

$$x = \beta + \frac{y}{\alpha}$$

a) MÉTODO DE GUMBEL (VALOR EXTREMO TIPO I)

Según Paulet, 1974, El método de Gumbel se utiliza para predecir magnitudes máximas de variables hidrológicas asumiendo que estos valores son independientes entre sí, también son usadas frecuentemente para el estudio de magnitud - duración - frecuencias de lluvias (Hershfiel 1961).

Según Linsley 1971, aplicó al río Clear Water en Idaho Estados Unidos. Este método es adecuado cuando se utiliza como datos las descargas máximas anuales en un punto de control de una vertiente o un Río.

La función de densidad reducida de Gumbel (Tipo I) tiene la forma de la ecuación anterior pero con signo negativo.

ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Para la estimación de los parámetros α y β de la Función Acumulada $F(x)$ ecuación se utilizaron 2 métodos de estimación.

MÉTODO DE MOMENTOS

Según Lowery y Nash, 1970 utilizando el método de momentos se obtienen las siguientes relaciones:

Media:
$$\bar{x} = \beta + \frac{c}{\alpha} \tag{3.42}$$

Donde c, es la constante de Euler, cuyo valor es:

$$c = \lim_{n \rightarrow \infty} \left[1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots + \frac{1}{n} - \ln(n) \right] \tag{3.43}$$

c = 0.5772156649

Por lo tanto :

$$\bar{X} = \beta + \frac{0.57721}{\alpha}$$

Varianza:

$$E[(X - E(x))^2] = S^2 = \frac{\pi^2}{\alpha^2 * 6}$$

De donde se obtienen:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{X} - \frac{0.57721}{\alpha}$$

Reemplazando en las ecuaciones anteriores se tiene lo siguiente:

$$\beta = \bar{X} - 0.45 * S \implies \text{Máximo}$$

$$\beta = \bar{X} - 0.45 * S \implies \text{Mínimo}$$

Para muestras muy grandes, o bien como:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

Para muestras relativamente pequeñas, los valores de μ_y y σ_y se muestran en la tabla siguiente tabla.

Por otro lado, conocemos que la ecuación de GUMBEL se expresa como:

$$X = \beta + \frac{y}{\alpha} \tag{3.44}$$

De las ecuaciones se puede escribir la ecuación como:

$$X = \bar{X} - \frac{\mu_y}{\alpha} + \frac{y * S}{\sigma_y}$$

$$X = \bar{X} - \frac{\mu_y * S}{\sigma_y} + \frac{y * S}{\sigma_y}$$

$$X = \bar{X} + \frac{S}{\sigma_y} (-\mu_y + y)$$
(3.45)

Se sabe que la función de distribución Acumulada ecuación es:

$$F(y) = e^{-e^{-y}}$$

Por otro lado se tiene:

$$F(y) = 1 - \frac{1}{T}$$
(3.46)

Entonces se tiene que.

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-y}} = F(y)$$

Cuadro 3.07: Medias esperadas y Desviaciones estándar de extremos reducidos

N	μ_y	σ_y	N	μ_y	σ_y
20	0.524	1.063	50	0.549	1.161
21	0.525	1.07	51	0.549	1.162
22	0.527	1.076	52	0.549	1.164
23	0.528	1.081	53	0.55	1.165
24	0.53	1.087	54	0.55	1.167
25	0.531	1.092	55	0.55	1.168
26	0.532	1.096	56	0.551	1.17
27	0.533	1.1	57	0.551	1.171
28	0.534	1.105	58	0.552	1.172
29	0.535	1.109	59	0.552	1.173
30	0.536	1.112	60	0.552	1.175
31	0.537	1.116	62	0.553	1.177
32	0.538	1.119	64	0.553	1.179
33	0.539	1.123	66	0.554	1.181
34	0.54	1.126	68	0.554	1.183
35	0.541	1.129	70	0.555	1.185
36	0.541	1.131	72	0.555	1.187
37	0.542	1.134	74	0.556	1.189
38	0.542	1.136	76	0.556	1.191
39	0.543	1.139	78	0.557	1.192
40	0.544	1.141	80	0.557	1.194
41	0.544	1.144	82	0.557	1.195
42	0.545	1.146	84	0.558	1.197
43	0.545	1.148	86	0.558	1.198
44	0.546	1.15	88	0.558	1.199
45	0.546	1.152	90	0.559	1.201
46	0.547	1.154	92	0.559	1.202
47	0.547	1.156	94	0.559	1.203
48	0.548	1.157	96	0.56	1.204
49	0.548	1.159	98	0.56	1.206

Fuente: El autor.

Tomando dos veces Ln a la ecuación a ambos miembros se obtiene lo siguiente:

$$y = -Ln\left(-Ln\left(\frac{T-1}{T}\right)\right)$$
(3.47)

Reemplazando el valor de y en la ecuación se obtiene:

$$X = \bar{X} + \frac{S}{\sigma_y} \left(-\mu_y - \text{Ln} \left(-\text{Ln} \left(\frac{T-1}{T} \right) \right) \right)$$

$$X = \bar{X} + S \underbrace{\left(-\frac{1}{\sigma_y} \left(\mu_y + \text{LnLn} \left(\frac{T}{T-1} \right) \right) \right)}_K \tag{3.48}$$

b) Distribución log - normal de II parámetros

Si la variable aleatoria $Y = \log X$ está normalmente distribuida, entonces se dice que X está distribuida en forma Lognormal. Esta función fue estudiada por primera vez por Galtón en el año de 1875, por eso es que se le llama también función de Galtón.

Por el teorema del límite central, tenemos que si X es una variable aleatoria con distribución normal, se puede esperar una variable $y = \ln x$, también con distribución normal con media μ_y y varianza σ_y^2 , se usan estos parámetros para especificar que la distribución es logarítmica, puesto que también puede usarse la media y la varianza de x.

FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

La función densidad de distribución normal para Y es:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y} \right)^2} \tag{3.49}$$

Para $-\infty < y < +\infty$

Refiriendo la función de distribución de f(y) con f(x), se tiene:

$$f(x) = f(y) \frac{d_y}{d_x} \tag{3.50}$$

Como $Y = \ln x \Rightarrow \left| \frac{d_y}{d_x} \right| = \frac{1}{x}, X > 0$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} x \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \tag{3.51}$$

Para $X > 0$

f(y) = Función de densidad de la distribución normal para y con media μ_y y variancia σ_y^2 .

f(x) = Función de densidad de la distribución Log - Normal para X con parámetro μ_y y σ_y^2 .

Como $f(x) = f(y)/x$; pero f(y) es una distribución normal tenemos: $f(x) = f(z)/x\sigma_y$.

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada para X e Y es:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_0^x \frac{1}{x\sigma_y} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\text{Ln}x-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} dx$$

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{y-\infty}^y e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} dy \tag{3.52}$$

Los valores de la función de distribución de probabilidad F (y) se obtienen usando la fórmula de Abramowitz y Stegún si la variable estandarizada se define como:

$$Z = \frac{y-\mu_y}{\sigma_y} \tag{3.53}$$

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{z^2}{2}} dz \tag{3.54}$$

Para la estimación de los parámetros μ_y y σ_y de la función de Distribución Acumulada F(x) se estimaron por 2 Métodos de estimación:

MÉTODO DE MOMENTOS

Utilizando el método de momentos de las relaciones entre la media y la varianza de la variable x y los parámetros μ_y y δ_y^2 , pueden ser estimados por \bar{y} y Sy2 mediante la transformación $y_i = \text{Ln}X_i$. Se sabe que $y = \text{Ln}x$ tiene distribución normal, mientras que x tiene distribución Log-Normal.

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^n y_i / n \tag{3.55}$$

$$S_y^2 = \frac{\left(\sum_{i=1}^n y_i^2 - n\bar{y}^2\right)}{n-1} \tag{3.56}$$

Los valores de \bar{y} y Sy2 se estiman a partir de n observaciones Xi, i=1, 2, 3,4....n

Según Chow (1954), se presentó la siguiente relación para calcular \bar{y} y Sy2 sin que sea necesario transformar los datos previamente en sus logaritmos.

$$\bar{y} = \frac{1}{2} \text{Ln} \left(\frac{\bar{x}^2}{Cv^2 + 1} \right) \tag{3.57}$$

$$S_y^2 = \text{Ln}(Cv^2 + 1) \quad (3.58)$$

Donde Cv es el coeficiente de variación de los datos originales $C_v = \frac{Sx}{\bar{x}}$. Existen las siguientes relaciones para obtener la Media y Varianza de la distribución Log Normal.

$$\mu_x = E(x) = e^{\left(\mu_y + \frac{1}{2}\sigma_y^2\right)} \quad (3.59)$$

$$\text{Var}(x) = \mu_x^2 \left(e^{\sigma_y^2} - 1 \right) \quad (3.60)$$

$$Cv = \left[e^{\sigma_y^2} - 1 \right]^{1/2} \quad (3.61)$$

Coficiente de Asimetría: $g = 3Cv + Cv^3$

Para valores prácticos de σ_y^2 ; $0.1 < \sigma_y^2 < 0.6$, la relación es casi lineal y puede ser aproximada por: $g = 0.52 + 4.85 * \sigma_y^2$

Que es correcta dentro del 2%, en el rango mencionado.

c) Distribución log normal de III parámetros

Es una función de distribución análoga a la anterior con la única diferencia que el límite inferior no es cero, fue introducida por primera vez por R. Gibrart el cual la llamó la ley de efectos proporcionales. Difiere de la distribución Log Normal de II parámetros por la introducción de un límite inferior X_0 , tal que: $y = \ln(x - x_0)$.

FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

La función de densidad de x es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sqrt{2\pi} \sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad (3.62)$$

Para $x > x_0$

Donde:

x_0 = Parámetro de posición

μ_y = Parámetro de escala o media

σ_y^2 = Parámetro de forma o varianza

Haciendo la transformación $y = \ln(x - x_0)$; la función de densidad reducida es:

$$f(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad (3.63)$$

Para $-\infty < y < +\infty$

$$\text{si } z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} z^2}$$

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada del Método Log - Normal de III Parámetros es:

$$F(x) = \frac{1}{(x - x_0) \sigma_y \sqrt{2\pi}} \int_{x_0}^x e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \quad (3.64)$$

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy \quad (3.65)$$

$$\text{Como } z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \Rightarrow f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-z^2} dz \quad (3.66)$$

Las funciones: F(x) y F(y) son iguales.

La función F(z) es una distribución normal estándar.

Para la estimación de los parámetros de X_0 , μ_y y δ_y de la Función de Distribución Acumulada F(x) se tienen 2 Métodos de estimación:

MÉTODO DE MOMENTOS

Los momentos de X pueden obtenerse de los correspondientes momentos de la distribución Log Normal de II parámetros, debido a que las variables difieren solo en el parámetro de posición X_0 , ya que $y = \ln(x - x_0)$.

$$X = X_0 + H \quad (3.67)$$

Donde:

X = variable aleatoria con distribución Log Normal de III parámetros

H = Variable aleatoria con distribución Log Normal de II parámetros

X_0 = Parámetro de posición

$$\mu_x = x_0 + E(H) = x_0 + \mu_H \quad (3.68)$$

$$\sigma_x^2 = \sigma_H^2$$

Media:

$$\mu_x = x_0 + e^{\left(\mu_y + \frac{1}{2}\sigma_y^2\right)} \quad (3.69)$$

Varianza:

$$\sigma_x^2 = \left(e^{\sigma_y^2} - 1\right) * e^{(2\mu_y + \sigma_y^2)} \quad (3.70)$$

El coeficiente de asimetría (g) está dado por:

$$g = \left(e^{\sigma_y^2} - 1\right)^{1/2} \left(e^{\sigma_y^2} + 2\right) \quad (3.71)$$

Y de forma aproximada puede ser:

$$g = 0.52 + 4.85\sigma_y^2$$

Luego de las ecuaciones anteriores se obtienen los siguientes resultados:

$$\sigma_y = \sqrt{\frac{g - 0.52}{4.85}} \quad (3.72)$$

$$\mu_y = \frac{1}{2} \left[\text{Ln} \left(\frac{\sigma_x^2}{e^{\sigma_y^2} - 1} \right) - \sigma_y^2 \right] \quad (3.73)$$

$$X_0 = \mu_x - e^{\mu_y + \sigma_y^2/2} \quad (3.74)$$

d) Distribución log Pearson tipo III

Según Chow, 1995, si log X sigue una distribución Pearson Tipo III, entonces se dice que X sigue una distribución log - Pearson tipo III. Esta es la distribución estándar para análisis de frecuencias de crecientes máximas anuales en los Estados Unidos (Benson, 1968).

La localización del límite X0 en la distribución Log - Pearson Tipo III depende de la asimetría de la información, se plantea 2 casos:

Si la información tiene asimetría positiva, entonces $\text{Log } x \geq X_0$ y X0 es un límite inferior.

Si la información tiene asimetría negativa, $\text{Log } x \leq X_0$ y X0 es un límite superior.

Según Bobee, 1975. La transformación Log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución Log - Pearson Tipo III impondría un límite superior artificial a la información.

Dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución Log - Pearson Tipo III puede asumir muchas formas diferentes, tal como se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 3.08: Localización de la moda para la distribución Log - Pearson Tipo III.

Forma β	$\alpha < -\text{Ln}10$	$-\text{Ln}10 < \alpha < 0$	$\alpha > 0$
$0 < \beta < 1$	Sin moda, forma en J	Moda mínima forma en U	Sin moda, forma en J invertida
$\beta > 1$	Unimodal	Sin moda forma en J invertida	Unimodal

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

El primer paso es tomar los logarítmicos de la información hidrológica, $Z = \log x$, mayormente se utilizan logaritmos con base 10, se calculan la media X , la desviación estándar S_x y el coeficiente de asimetría C_s para los logaritmos de los datos.

La función de densidad para X y Z se da a continuación:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{\log x - x}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-(\log x - x)/\alpha} \quad (3.75)$$

Si se hace una transformación: $Z = \log(x)$ La función densidad reducida es:

$$f(z) = \frac{(z - z_0)^{\beta-1}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} * e^{-(z - z_0)/\alpha} \quad (3.76)$$

Donde:

Z = Variable aleatoria con distribución Pearson Tipo III

X = Variable aleatoria con distribución Log - Pearson Tipo III

Z_0 = Parámetro de Posición

α = Parámetro de escala

β = Parámetro de forma

En el caso de la distribución Log - Pearson Tipo III: $X = 10z$, la variable reducida es:

$$Y = \frac{Z - Z_0}{\alpha} \quad (3.77)$$

Por lo que la ecuación queda de la siguiente manera:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} * y^{\beta-1} * e^{-y} \quad (3.78)$$

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada de la distribución Log Pearson Tipo III es:

$$F(z) = \int_{z_0}^z \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{z - z_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\frac{(z - z_0)}{\alpha}} dz \quad (3.79)$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se obtiene lo siguiente:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta)} \int_0^y y^{\beta-1} * e^{-y} dy \quad (3.80)$$

La ecuación anterior es una distribución Ji cuadrada con 2β grados de libertad y $X^2=2y$

$$F(y) = F(x^2 / \nu) = F_{x^2} (2y / 2\beta)$$

Para parámetros Z_0 , α y β de la función acumulada se usaron 2 métodos de estimación.

MÉTODO DE MOMENTOS

El procedimiento recomendado para el método de momentos es convertir la serie de datos a sus logaritmos y luego calcular los siguientes parámetros:

Media:

$$\overline{\text{Log}x} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (3.81)$$

Desviación Estándar:

$$\sigma \log x = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (3.82)$$

Coefficiente de Asimétrica:

$$g = \frac{n \sum (\log x - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log x)^3} \quad (3.83)$$

El valor de X ; para cualquier nivel de probabilidad se calcula de la siguiente expresión:

$$\text{Log}x = \overline{\log x} + K\sigma_{\log x} \quad (3.84)$$

Los valores de K se toman del cuadro siguiente:

Cuadro 3.09: Valores de K para la distribución Log - Pearson Tipo III (asimetría positiva y negativa)

VALORES DE K PARA LA DISTRIBUCION PEARSON TIPO III (ASIMETRIA POSITIVA)								VALORES DE K PARA LA DISTRIBUCION PEARSON TIPO III (ASIMETRIA NEGATIVA)							
COEF DE ASIMET (g)	PERIODO DE RETORNO							COEF DE ASIMET (g)	PERIODO DE RETORNO						
	2	5	10	25	50	100	200		2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA								PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005		0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970	-0.1	-0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.030	4.909	-0.2	-0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	-0.3	-0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	-0.4	-0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	-0.5	-0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	-0.6	-0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	-0.7	-0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	-0.8	-0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	-0.9	-0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	-1.0	-0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	-1.1	-0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	-1.2	-0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	-1.3	-0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	-1.4	-0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	-1.5	-0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	-1.6	-0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	-1.7	-0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	-1.8	-0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	-1.9	-0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	-2.0	-0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	-2.1	-0.319	0.765	0.869	0.939	0.939	0.946	0.949
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	-2.2	-0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	-2.3	-0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	-2.4	-0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.822	0.833
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	-2.5	-0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	-2.6	-0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	-2.7	-0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	-2.8	-0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	-2.9	-0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670								

Fuente: El autor.

e) Distribución Pearson tipo III

Según Chow, la distribución Pearson Tipo III se aplicó por primera vez en la Hidrología por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidad de picos crecientes máximos anuales. Se utiliza una transformación Log para reducir la asimetría.

FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD PEARSON TIPO III

$$f(x) = (\lambda^\beta (x - \epsilon)^{\beta-1} e^{\lambda(x-\epsilon)}) / \Gamma(\beta) \text{ para } x \geq \epsilon \tag{3.85}$$

El sistema Pearson incluye siete tipos; son soluciones para f(x) en ecuaciones de la forma:

$$d(f(x)/dx) = (f(x) * (x - d)) / (C_0 + C_1 * x + C_2 * x^2) \tag{3.86}$$

Donde d es la moda de la distribución y C0, C1 y C2 son coeficientes que deben determinarse. Cuando C2 = 0 es la solución de la ecuación anterior, es una distribución

Pearson tipo III, con una función de densidad de probabilidad según la ecuación anterior
 Para $C1 = C2 = 0$, la solución de la ecuación anterior es una distribución normal.

FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD

Se dice que una variable aleatoria X tiene una distribución Tipo III si su función densidad de probabilidades con origen en la moda, está dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} * e^{-\left(\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)} \quad (3.87)$$

Donde α_1 , β_1 y δ_1 , son los parámetros de la función $\Gamma(\beta_1)$ es la función Gamma.

En la tabla se halla las propiedades básicas y la tabla de valores de la función Gamma.

Para: $\delta_1 \leq x < \infty$

Donde:

δ_1 = Parámetro de Posición

α_1 = Parámetro de escala

β_1 = Parámetro de forma

La variable reducida.

$$y = \frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \quad (3.88)$$

Por lo que:

$$f(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} y^{\beta_1 - 1} * e^{-y} \quad (3.89)$$

FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN ACUMULADA

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson Tipo III es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha_1 \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)} * \left(\frac{x - \delta_1}{\alpha_1} \right)^{\beta_1 - 1} dx \quad (3.90)$$

Combinando las ecuaciones anteriores se tiene:

$$F(y) = \frac{1}{\Gamma(\beta_1)} \int_0^y y^{\beta_1 - 1} e^{-y} dy \quad (3.91)$$

En la ecuación la función de distribución Ji cuadrada con $2\beta_1$ grados de libertad y $X^2 = 2y$

$$F(y) = F(x^2 / \nu) = F_{x^2} (2y / 2\beta_1) \quad (3.92)$$

En las tablas de estadística se encuentra la función de distribución X^2

MÉTODO DE MOMENTOS

Los parámetros de α_1, β_1 y d_1 de la Función Acumulada $F(x)$ se evalúan a partir de n datos medidos mediante el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\bar{X} = \alpha_1 * \beta_1 + \delta_1 \quad S^2 = \alpha_1^2 * \beta_1 \quad g = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}}$$

Donde \bar{X} es la media de los datos S^2 su varianza y g su coeficiente de Asimetría, que se define como:

$$Cs = g = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^3 * n}{(n-1)(n-2)S^3} \tag{3.93}$$

3.4.4 VERIFICACIÓN DE LAS DISTRIBUCIONES MODELOS

Para averiguar cuan aproximada es esta distribución empírica a la teórica, es necesario realizar algunas pruebas estadísticas conocidas como prueba de ajuste.

Paso 1: Descripción de pruebas de ajuste

Consisten en comprobar gráfica estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie de registros analizados se ajustan a un determinado modelo probabilística adoptado a priori, los parámetros estimados en base a valores muestrales. Los ajustes más comunes son:

- Smirnov – Kolmogorov.
- Método del error cuadrático mínimo

Paso 2: Evaluación de la prueba de Smirnov Kolmogorov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D que hay entre la función de distribución observada $F_0(P_m)$ y la estimada $F(P_m)$

$$D = \text{máx}|F_0(P_m) - F(P_m)| \tag{3.94}$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionada si $D < d$, se acepta la hipótesis. Esta prueba tiene la ventaja sobre la X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(P_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad (3.95)$$

Donde m es el número de orden del dato X_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Cuadro 3.10: Valores críticos para la prueba Smirnov –Kolmogorov de bondad de ajuste.

Tamaño de la muestra	a= 0.10	a = 0.05	a = 0.01
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
31	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
N grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: Ven Te CHOW “Hidráulica aplicada”

En el cuadro siguiente se muestra el procedimiento de cálculo por método de Smirnov Kolmogorov, de donde en la columna 2 se han escrito las precipitaciones máximas anuales registradas ordenadas de mayor a menor, en la columna 3 se calculan los valores de la función de distribución de probabilidad observada según la ecuaciones anteriores.

Cuadro 3.11: Procedimiento de cálculo para la prueba Smirnov –Kolmogorov.

n	P (mm.)	Fo(Xm)	Normal		Log Normal II parámetros		Gumbel		Log Pearson Tipo III	
			F(Xm)	F(PX)-Fo(Xm)	F(Xm)	F(PX)-Fo(Xm)	F(Xm)	F(PX)-Fo(Xm)	F(Xm)	F(PX)-Fo(Xm)
1.0000	42.1667	0.9524	0.9560	0.0036	0.9490	0.0034	0.9132	0.0392	0.9450	0.0074
2.0000	37.2333	0.9048	0.8940	0.0108	0.8900	0.0148	0.8600	0.0448	0.8902	0.0146
3.0000	35.3333	0.8571	0.8220	0.0351	0.8250	0.0321	0.8070	0.0502	0.8305	0.0267
4.0000	34.6667	0.8095	0.7460	0.0635	0.7550	0.0545	0.7513	0.0583	0.7657	0.0438
5.0000	34.4877	0.7619	0.6650	0.0969	0.6800	0.0819	0.6914	0.0705	0.6958	0.0661
6.0000	34.4003	0.7143	0.5830	0.1313	0.6010	0.1133	0.6264	0.0879	0.6209	0.0933
7.0000	33.2867	0.6667	0.5000	0.1667	0.5190	0.1477	0.5554	0.1113	0.5414	0.1253
8.0000	32.5333	0.6190	0.4170	0.2020	0.4350	0.1840	0.4774	0.1417	0.4573	0.1617
9.0000	31.3145	0.5714	0.3350	0.2364	0.3490	0.2224	0.3917	0.1797	0.3694	0.2020
10.0000	31.0000	0.5238	0.2540	0.2698	0.2630	0.2608	0.2984	0.2254	0.2789	0.2449
11.0000	29.7911	0.4762	0.1780	0.2982	0.1780	0.2982	0.1994	0.2768	0.1883	0.2879
12.0000	28.4077	0.4286	0.1060	0.3226	0.1000	0.3286	0.1010	0.3276	0.1023	0.3263
13.0000	28.3397	0.3810	0.0440	0.3370	0.0340	0.3470	0.0222	0.3588	0.0309	0.3500

Fuente: El autor.

Paso 3: Evaluación del método del error cuadrático mínimo

Este método consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático.

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (X_i - Y_i)^2 \right]^{1/2} \quad (3.96)$$

Donde

X_i = es el i-ésimo dato estimado

Y_i = es el i-ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis

N = Número de datos

En el cuadro siguiente se muestra el procedimiento estimado para cada uno de los diferentes métodos estadísticos usados en el presente estudio.

Cuadro 3.12: Procedimiento estimado para cada uno de los diferentes métodos estadísticos

n	Weibull	T	P (mm.)	NORMAL			LOG NORMAL II PARAMETROS		PEARSON TIPO III		LOG PEARSON III PARAMETROS		GUMBEL	
	m/(n+1)	AÑOS	Po	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	Pe	(Pe-Po)^2	
.00	0.07	14.00	42.17	38.88	10.83	39.09	9.44	39.46	7.31	39.01	9.96	41.32	0.72	
.00	0.14	7.00	37.23	37.36	0.02	37.36	0.02	37.14	0.01	37.13	0.01	38.52	1.64	
.00	0.21	4.67	35.33	36.31	0.96	36.21	0.76	35.72	0.15	35.93	0.35	36.80	2.16	
.00	0.29	3.50	34.67	35.45	0.62	35.29	0.39	34.68	0.00	35.00	0.11	35.53	0.75	
.00	0.36	2.80	34.49	34.69	0.04	34.50	0.00	33.83	0.43	34.22	0.07	34.49	0.00	
.00	0.43	2.33	34.40	33.99	0.17	33.77	0.39	33.11	1.66	33.53	0.76	33.59	0.66	
.00	0.50	2.00	33.29	33.30	0.00	33.09	0.04	32.47	0.66	32.89	0.16	32.77	0.27	
.00	0.57	1.75	32.53	32.62	0.01	32.42	0.01	31.89	0.42	32.27	0.07	32.00	0.28	
.00	0.64	1.56	31.31	31.91	0.36	31.74	0.18	31.33	0.00	31.66	0.12	31.25	0.00	
.00	0.71	1.40	31.00	31.15	0.02	31.03	0.00	30.80	0.04	31.04	0.00	30.50	0.25	
1.00	0.79	1.27	29.79	30.30	0.25	30.24	0.20	30.26	0.22	30.36	0.33	29.71	0.01	
2.00	0.86	1.17	28.41	29.25	0.70	29.30	0.80	29.70	1.67	29.59	1.39	28.82	0.17	
3.00	0.93	1.08	28.34	27.73	0.37	28.01	0.11	29.05	0.51	28.55	0.04	27.66	0.47	
SUMA				14.36			12.36		13.08		13.38		7.39	
C				3.79			3.52		3.62		3.66		2.72	

Fuente: El autor.

3.4.5 PRECIPITACIÓN MÁXIMA E INTENSIDAD MÁXIMA

El estudio de la Precipitación Máxima e Intensidad Máxima es muy importante para tener conocimiento de la intensidad de las tormentas, sus magnitudes, así como su frecuencia, son muy necesarios para el diseño de las diferentes obras hidráulicas que pudieran construirse en las zonas de estudio en la Microcuenca. Para el análisis se ha tenido en cuenta la información de precipitación máxima en 24 horas.

Paso 1: Realizar el análisis de riesgo de falla

El diseño de estructuras para el control de agua incluye la consideración de riesgos. Una estructura para el control de agua puede fallar si la magnitud correspondiente al periodo de

retorno de diseño T se excede durante la vida útil de la estructura. Este riesgo hidrológico natural, o inherente, de falla puede calcularse utilizando la ecuación:

$$\text{periodo de retorno} = \frac{1}{\text{probabilidad}} \Rightarrow T = \frac{1}{P} \quad (3.97)$$

T = periodo de retorno

P = probabilidad de ocurrencia de un caudal

En hidrología se utiliza más el periodo de retorno que la probabilidad

Probabilidad de que un suceso de retorno T se produzca el próximo año..... $\frac{1}{T}$

Probabilidad de que un suceso de retorno NO se produzca el próximo año..... $1 - \left(\frac{1}{T}\right)$

Probabilidad de que un suceso de retorno NO se produzca los próximos dos años..... $\left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right] \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]$

Probabilidad de que un suceso de retorno NO se produzca los próximos n años.... $\left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^n$

Probabilidad de que un suceso de retorno SI se produzca los próximos n años..... $1 - \left[1 - \left(\frac{1}{T}\right)\right]^n$

En el diseño de obras públicas, la última expresión obtenida es el Riesgo de falla (R, es decir la probabilidad de que SI se produzca alguna vez un suceso de periodo de retorno T a lo largo a un periodo de n años:

$$R = \left\{ 1 - \left(1 - \frac{1}{T} \right)^n \right\} \quad (3.98)$$

Cuadro 3.13: Riesgo de falla para diferentes estructuras en un periodo de n años.

ESTRUCTURA	T(años)
CAUDALES DE PROYECTO	
Vertedor de grandes presas	10000
Vertedor de una presa de tierra	1000
Vertedor de una presa de concreto	500
Galerías de aguas pluviales	5 a 20
Bocatomas	25 a 75
Pequeñas presas para abastecimiento de agua	50 a 100
puentes en carreteras importantes	50 a 100
puentes en carreteras comunes	25

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

Valores de periodo de retorno T asociado al riesgo R

Cuadro 3.14: Riesgo versus vida útil de la obra (n) en años.

Riesgo R	Vida util de la obra (n) en años					
	1	10	25	50	100	200
0.01	100.00	995.49	2487.98	4975.46	9950.42	19900.33
0.10	10.00	95.41	237.78	475.06	949.62	1898.74
0.25	4.00	35.26	87.40	174.30	348.11	695.71
0.50	2.00	14.93	36.57	72.64	144.77	289.04
0.75	1.33	7.73	18.54	36.57	72.64	144.77
0.99	1.01	2.71	5.94	11.37	22.22	43.93

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

Un análisis del cuadro anterior muestra que si adopta un riesgo de 10% de que durante los 10 años de vida útil de una estructura ocurra una descarga igual o superior a la del proyecto, se debe usar un periodo de retorno de 95.41 años.

Dada la magnitud de las Subcuenca, para la estimación de las máximas avenidas se ha tenido en consideración los siguientes rangos de superficies de cuenca de recepción:

<u>ÁREA</u>	<u>MÉTODO</u>
< 10 Km ²	Hidrógramas del US - SCS
< 100 Km ²	Mac Math
> 100 km ²	Curvas Envolventes de Creager

Cuadro 3.15: Riesgo versus vida útil de la obra (n) en años.

Riesgo de Falla	Vida esperada del proyecto, n (años)							
	1	2	5	10	20	25	50	100
0.99	1.01	1.11	1.66	2.71	4.86	5.94	11.37	22.22
0.9	1.11	1.46	2.71	4.86	9.20	11.37	22.22	43.93
0.75	1.33	2.00	4.13	7.73	14.93	18.54	36.57	72.64
0.5	2.00	3.41	7.73	14.93	29.36	36.57	72.64	144.77
0.25	4.00	7.46	17.89	35.26	70.02	87.40	174.30	348.11
0.1	10.00	19.49	47.96	95.41	190.32	237.78	475.06	949.62
0.05	20.00	39.49	97.98	195.46	390.41	487.89	975.29	1950.07
0.01	100.00	199.50	498.00	995.49	1990.48	2487.98	4975.46	9950.42

Fuente: El autor.

Paso 2: Determinación de las curvas de intensidad-duración y frecuencia (IDF)

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en muchos proyectos de diseño hidrológico, como el diseño de un drenaje urbano, es la determinación de los eventos de lluvia que deben usarse. Para construir la curva IDF para diferentes periodos de retorno utilizamos la fórmula de DYCK PESCHKE para el cálculo de máximas avenidas.

$$Pd = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (3.99)$$

Donde

Pd : Precipitación máxima para un periodo de duración

d : Periodo de duración (min. 10, 15, 30....., etc.)

P24h : Precipitación máxima para 24 horas (En este estudio se utilizara el modelo adecuado según las pruebas realizados en los acápites anteriores.

Paso 3: Generación de caudales máximos

Las descargas máximas para áreas que lo componen el área de drenaje que escurre al río se determinó mediante la fórmula del Método Racional, cuya expresión es la siguiente:

$$Q_{\max} = \frac{C * I * A}{360} \quad (3.100)$$

Donde:

Qmax : Caudal de diseño (m3/s)

C : Coeficiente de escorrentía, depende de topo-fisiográfica de la cuenca receptora.

A - Área de la subcuenca (ha.)

I - Precipitación máxima en 24 horas (mm/hr)

Paso 4: Cálculo de coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía se considera como el porcentaje de agua que escurre en una lluvia determinada. Los valores típicos se muestran en el cuadro siguiente.

Cuadro 3.16: Puntajes para la obtención del Coeficientes de escorrentía: C (para método Racional)

Características de la cuenca	Características de la escorrentía y los correspondientes valores numericos			
	EXTREMO	ALTO	NORMAL	BAJO
RELIEVE	Terreno escarpado y empinado con pendientes mayores que 30%. Puntos.....40	Accidentes, con pendiente promedio del 10% al 30% Puntos.....30	Ondulados, con pendientes promedio del 5% al 10%. Puntos.....20	Terreno Relativamente plano con promedio del 0% al 5% Puntos.....10
INFILTRACION	sin una capa efectivade suelo superficial terreno rocoso de insignificante capacidad de infiltracion . Puntos.....20	Lento para absorber el agua, arcilla u otro suelo de baja capacidad de infiltracion Puntos.....15	Normal, franco profundo coninfiltracion similar a los suelos tipicos de praderas Puntos.....10	Alta, arena u otro suelo que absrbe el agua facil y rapidamente puntos.....5
INFILTRACION	Terreno desnudoo o sin cobertura Puntos.....20	Cobertura regular, cultivos limpios (de escarda) o cubierto natural pobre menos del 10% del area bajo buena cobertura Puntos.....15	regular a buena cerca del 50% del area con buenos pastizales bosques o equivalentes . No mas del 50% cultivos limpios Puntos.....10	Excelente, cerca del 90% con buenos pastizales bosques o cobertura equivalente puntos.....5
ALMACENAMIENTO SUPERFICIAL	Insignificante depresiones en la superficie poco profundas, desagues pequeños y empinados no hay lagunas o pantanos Puntos.....20	Bajo, sistemas bien definidos de pequeños desagues, no hay lagunas o pantanos Puntos.....15	Normal, considerable almacenamiento en depresiones superficiales lagunas y pantanos menores del 2% del area Puntos.....10	alto almacenamiento en depresiones superficiales, sistema de drenaje no bien definidos; muchas lagunas y pantanos puntos.....5

Fuente: Generación de caudales mensuales en la sierra peruana (PLAN MERIS II)

El coeficiente de escorrentía representa los efectos integrados de infiltración, almacenamiento por detención y retención, evaporación, tránsito del flujo e interceptación, los cuales afectan el tiempo de distribución y el valor del escurrimiento.

Frecuentemente es conveniente desarrollar un C compuesto basado en porcentajes de diferentes tipos de superficie en el área de drenaje, que debe calcularse como:

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i} \quad (3.101)$$

Donde

C_i = Coeficiente de Escurrimiento para el área A_i

A_i = Área del sector específico de la cuenca

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (T_c)

Es el tiempo empleado por una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para llegar a la salida de ésta.

De Acuerdo a esta definición, el caudal pico Q_p en la salida de la cuenca debe alcanzar después de un lapso igual al del tiempo de concentración T_c .

ECUACIÓN DE KIRPICH (1940)

$$t_c = 60 \left(\frac{0.06628 L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) \quad (3.102)$$

Donde:

T_c = tiempo de concentración (min.)

L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida (km.)

S = pendiente promedio de la cuenca (m/m.)

FÓRMULA DE FEDERAL AVIATION AGENCY (1970)

$$t_c = 3.26036 \frac{(1.1 - C)L^{0.50}}{S^{0.333}} \quad (3.103)$$

Donde

T_c = tiempo de concentración, min.

C = coeficiente de escorrentía de método racional ver Tabla 3-10

L = longitud del flujo superficial, m;

S = pendiente de la superficie, %.

Cuadro 3.17: Valores de Coeficiente de Escorrentía ©

Clasificación	Coeficiente de escorrentía C
Zona urbana comercial	0.70 - 0.95
Zona de residencia familiar	0.30 - 0.50
Asfalto / concreto	0.70 - 0.95
Suelo arenoso	0.05 - 0.20
Suelo rocoso	0.13 - 0.35
Pavimento de adoquines	0.70 - 0.85

Fuente: Federal Aviation Agency.

El valor de i intensidad es igual al tiempo de concentración

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (3.104)$$

Donde

T_c = Tiempo de concentración en horas

L = Longitud del cauce principal Km.

H = Desnivel máximo en m

3.5 DEMANDA HÍDRICA

El rápido crecimiento de la demanda ha hecho que el agua sea cada vez más escasa, tanto en calidad como en cantidad, por lo cual su cuidadosa administración, conservación y empleo más eficiente, han adquirido cada vez mayor importancia.

En tal sentido, para los efectos del planeamiento físico de la infraestructura de riego, es indispensable cuantificar la magnitud del recurso hídrico que se requiere como dotación para el sistema de riego.

3.5.1 Uso actual de la tierra

Para la determinación de la cantidad de agua por hectárea que demanda el proyecto y teniendo en cuenta el diagnóstico y estudio agrológico, se ha determinado el requerimiento bruto de agua de pastos cultivados en desarrollo, dependiendo éste valor de los siguientes factores: coeficiente de cultivo (K_c), área porcentual, precipitación efectiva al 75% de persistencia y eficiencia del sistema de riego. Cuya metodología empleada se desarrolla a continuación.

3.5.2 Cédula de cultivo propuesto

La cédula de cultivo, está influenciada por el clima y determinada por las costumbres del poblador, esto obedece en gran porcentaje a la potencialidad.

Paso 1: Consideraciones de coeficiente de cultivo

Para tener en cuenta de las características del cultivo sobre sus necesidades de agua, se presenta unos coeficientes de cultivo (K_c), con objeto de relacionar la evapotranspiración de un cultivo en condiciones óptimas y que produzcan rendimientos óptimos.

Los valores apropiados de K_c en los que se tienen en cuenta las características de cultivo, el momento de siembra, fases de desarrollo vegetativo y las condiciones climáticas.

Paso 2: Determinación de la evapotranspiración del cultivo de referencia ETP

La planta absorbe agua del suelo y la emite en forma de vapor a la atmósfera en el proceso denominado transpiración (T); a su vez, el suelo emite vapor a la atmósfera en el proceso de evaporación (E). La pérdida total de agua del conjunto suelo – planta en forma de vapor, este proceso se denomina evapotranspiración (ET).

La expresión matemática de la ecuación de Penman Modificado por la FAO es la siguiente:

$$ET_o = (C)[W(R_n) + (1 - W) * (f(u) * (e_a - e_d))] \quad (3.105)$$

Donde:

- ET_o : Evapotranspiración potencial (mm/día)
- (C) : Factor de ajuste Penman (tabla)
- W : Factor de ponderación Penman (tabla)
- R_n : Radiación neta total (mm/día)
- f(u) : Función del viento (fórmula)
- e_a : Presión de vapor de agua de saturación (mmbar en tabla)
- e_d : Presión de vapor de agua a ambiente (mmbar)

A) RADIACIÓN NETA TOTAL (R_n)

a) Cuando se carece de mediciones directas de R_n:

$$R_n = R_{ns} - R_{nl} \quad (3.106)$$

Donde:

- R_n = Radiación neta total (mm/día)
- R_{ns} = Radiación neta de onda corta (mm/día)
- R_{nl} = Radiación neta de onda larga (mm/día)

b) Cuando se carece de mediciones directas de R_{ns}:

$$R_{ns} = (1 - \alpha)R_s \quad (3.107)$$

Donde:

R_{ns} = Radiación neta de onda corta

α = Albedo o coeficiente de reflexión, para los cultivos = 0.25

R_s = Radiación solar de onda corta incidente

c) Radiación de onda corta incidente (R_s)

$$R_s = \left[0.25 + 0.5 * \left(\frac{n}{N} \right) \right] R_a \quad (3.108)$$

Donde:

R_a = Radiación extraterrestre (tabla)

(n/N) = Relación de insolación

d) Radiación neta de onda larga (R_{nl})

$$R_{nl} = f(T) * f(ed) * f\left(\frac{n}{N}\right) \quad (3.109)$$

Donde:

R_{nl} = Radiación neta de onda larga (mm/día)

$f(T)$ = Función de T° ($^\circ\text{C}$)

$f(ed)$ = Función ed (mbar)

$f(n/N)$ = Función de n/N

B) FUNCIÓN DEL VIENTO $f(u)$

$$f(u) = 0.27 * \left[1 + \frac{U_2}{100} \right] \quad (3.110)$$

Donde:

$f(u)$ = Función del viento

U_2 = Velocidad del viento medio diario medido a 2m de altura (Km/día)

$$U_2 = U * f(z) \quad (3.111)$$

Donde:

U = Velocidad del viento media diaria medido con el altura z

$f(z)$ = Coeficiente de corrección para la medición de viento (en tabla)

C) PRESIÓN DE VAPOR DE AGUA (ed):

$$e_d = e_a * \left(\frac{HR_m}{100} \right) \quad (3.112)$$

Donde:

e_a = Presión de vapor de agua de saturación (Tabla)

HR_m = Humedad relativa media (%)

D) FACTOR DE AJUSTE DE PENMAN ©

En la tabla con:

Velocidad del viento (m/s)

Udía/Unoch

HR máxima (%)

Radiación solar (mm/día)

Paso 3: Determinación de los parámetros de la cedula de cultivo

Para tener en cuenta las características del cultivo sobre sus necesidades de agua, se presenta unos coeficientes de cultivo (K_c), con objeto de relacionar la evapotranspiración de un cultivo en condiciones óptimas y que produzcan rendimientos óptimos.

En ellas se distinguen las siguientes etapas:

1. *Etapa de germinación:* Abarca la germinación, nesciencia y estado inicial del cultivo, cuando el porcentaje de cubrición es pequeño. Esta fase se denomina evaporación frente a la transpiración. Su duración en siembra es entre los meses de Septiembre a Enero; y la germinación entre 18 a 21 días en su primera fase de crecimiento.
2. *Etapa de crecimiento vegetativo:* Transcurre desde la fase anterior hasta que aparezca la cuarta, quinta hasta la sexta o séptima hoja trifolios, así como, el alargamiento de las yemas de la corona que le dan una apariencia de roseta. Este estado es el punto inicial después de cada corte, dura aproximadamente hasta 60 días.
3. *Fase intermedia:* Se caracteriza por la elongación de los tallos. El alargamiento de los entrenudos de los tallos que es muy rápido, y la producción de materia seca es grande, dura aproximadamente 120 días.
4. *Fase final o de madurez:* Aparición de las yemas florales que coinciden con la aparición de los órganos reproductores, inicio de floración 150 días.

Paso 4: Consideraciones de programación de riego

La programación de riego responde a la determinación de todos los elementos que definen el riego: periodo de riego, volumen o dosis de riego, frecuencia de riego, etc.

La programación de riego que se tomó en cuenta para los pastos cultivados, siguió los siguientes criterios, que son los más utilizados:

- Maximizar la producción por unidad de superficie regada,
- Maximizar la producción por unidad de agua aplicada,
- Maximizar el beneficio de la explotación agrícola,
- Ahorrar o minimizar las necesidades energéticas.

Para efectos se usó el método basado en el estado hídrico de la planta y el balance hídrico

Paso 5: Condiciones climáticas

En el análisis y evaluación del recurso clima se han empleado los registros de la estaciones más cercanas a la zona de estudio, los resultados de otras disciplinas sobre estudios agrostológicos, fisiográficos y agronómicos, entre otros.

Paso 6: Determinación de la evapotranspiración real (EVR)

Denominada también evapotranspiración del cultivo, es la tasa de evaporación y ranspiración de un cultivo exento de enfermedades, es por eso que a veces se le denomina Jso Consuntivo; su cálculo se efectúa mediante la relación:

$$ETR = Kc * ETP \tag{3.113}$$

Donde:

- ETR : Evapotranspiración Real (mm/mes).
- Kc : Coeficiente del cultivo.

Paso 7: Parámetros a considerar para la precipitación efectiva

Es una parte de la lluvia total, que puede perderse debido a la escorrentía superficial, a una percolación profunda por debajo de la rizosfera o a evaporación de la lluvia interceptada por las hojas de la planta. Un criterio aproximado para estimar la precipitación efectiva es el método empírico que sigue el Water Resurser Service U.S.A. (Bureau of Reclamation) que consiste en considerar la distribución de la precipitación efectiva de la siguiente forma:

Cuadro 3.18: Precipitación Efectiva

Incremento de Lluvia (mm)	Precipitación Efectiva (%)
5	0
20	95
35	90
80	82
105	55
130	45
155	25
>155	5

Fuente: Water Resurser Service U.S.A. (Bureau of Reclamation).

La precipitación efectiva al 25, 50 y 75% de persistencia ha sido estimada a nivel mensual expresada en milímetros, este ha sido procesado a partir de los registros de lluvias de las estaciones climatológicas de las estaciones cercanas a la zona en estudio.

Paso 8: Cálculo de lámina neta de riego (Ln)

La lámina neta de riego para el cultivo de pastos cultivados, se obtiene restando a las láminas de usos consuntivos los aportes de la lluvia efectiva que ocurre en la zona del proyecto.

$$Ln = ETR - PE \quad (3.114)$$

Donde:

- Ln : Lámina Neta (mm).
- ETR : Evapotranspiración Real (mm/mes).
- PE : Precipitación Efectiva.

Paso 9: Cálculo de lámina bruta de riego (LBR)

La lámina bruta de riego guarda relación directa con la eficiencia de riego (E_r), para la zona del proyecto se ha estimado en un 95%, teniendo en cuenta las eficiencias de conducción, distribución y aplicación a nivel de parcelas.

$$Lr = \frac{Ln}{Efr} \quad (3.115)$$

Donde:

- Lbr : Lámina Real (mm)
- Ln : Lámina Neta (mm)
- Efr : Eficiencia de Riego (30 %)

Paso 10: Cálculo del módulo de riego (MR)

Caudal unitario que se necesita para un proyecto de riego, cuya relación es la siguiente:

$$MR = \frac{86400 * Lr}{d} \quad (3.116)$$

Donde

- MR : Módulo de Riego (l/s/ Has.)
- d : Número de días del mes en estudio (días)

Paso 11: Consideraciones de balance hídrico

El balance hídrico ha sido establecido tomando como base la demanda del proyecto que corresponde a un área de 821 Has., para una eficiencia de riego de 20 % riego por gravedad

de cultivos y a la disponibilidad del recurso hídrico al 75% de persistencia, cuyos vasos de almacenamiento y regulación son dos lagunas existentes.

3.6 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

3.6.1 Cálculo de coeficiente de MANNING

De lo observado en terreno, y al disponer del plano topográfico de planta del sector, es posible caracterizar el cauce desde el punto de vista de su rugosidad. Esto de acuerdo a la relación de COWAN, en los términos establecidos en la publicación "Open Channel Hydraulics" Ven Te Chow, McGraw-Hill, Tabla 1. La cual estima el coeficiente de rugosidad de Manning, a partir de la separación de factores de incidencia.

$$n = n_5 (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) \tag{3.117}$$

3.6.2 Cálculo de los coeficientes de resistencia.

✓ **Coficiente de Rugosidad de las Paredes:** $K_w = \frac{1}{n}$ (3.118)

✓ **Coficiente de Resistencia:**(119) $K_m = \frac{Q}{AR^{2/3}S^{1/2}}$

✓ **Coficiente de Rugosidad del Fondo:** $K_s = \frac{b^{2/3} K_w K_m}{[bK_w^{3/2} + 2Y(K_w^{3/2} - K_m^{3/2})]^{2/3}}$ (3.120)

✓ **Coficiente de Rugosidad debido a las partículas constituyentes del fondo**

$$K_r = \frac{21}{D_{90}^{1/6}} \tag{3.121}$$

$$K_r = 18 \log \left(\frac{12 * h}{D_{90}} \right) \tag{3.122}$$

3.6.3 Calculo del esfuerzo cortante de fondo y el esfuerzo cortante critico

Calculo del Esfuerzo Cortante de Fondo:

$$\tau_0 = \gamma RS \tag{3.123}$$

Calculo del Esfuerzo Cortante Crítico:

De la Fórmula propuesta por ZANKE:

Donde

$$(\tau_0)_c = \psi_{CR} (\gamma_s - \gamma) D_{50} \tag{3.124}$$

$$D^* = \left(\frac{\Delta g}{\nu^2} \right)^{1/3} D_{50} \quad (3.125)$$

Cuadro 3.19: Cálculo del esfuerzo cortante crítico.

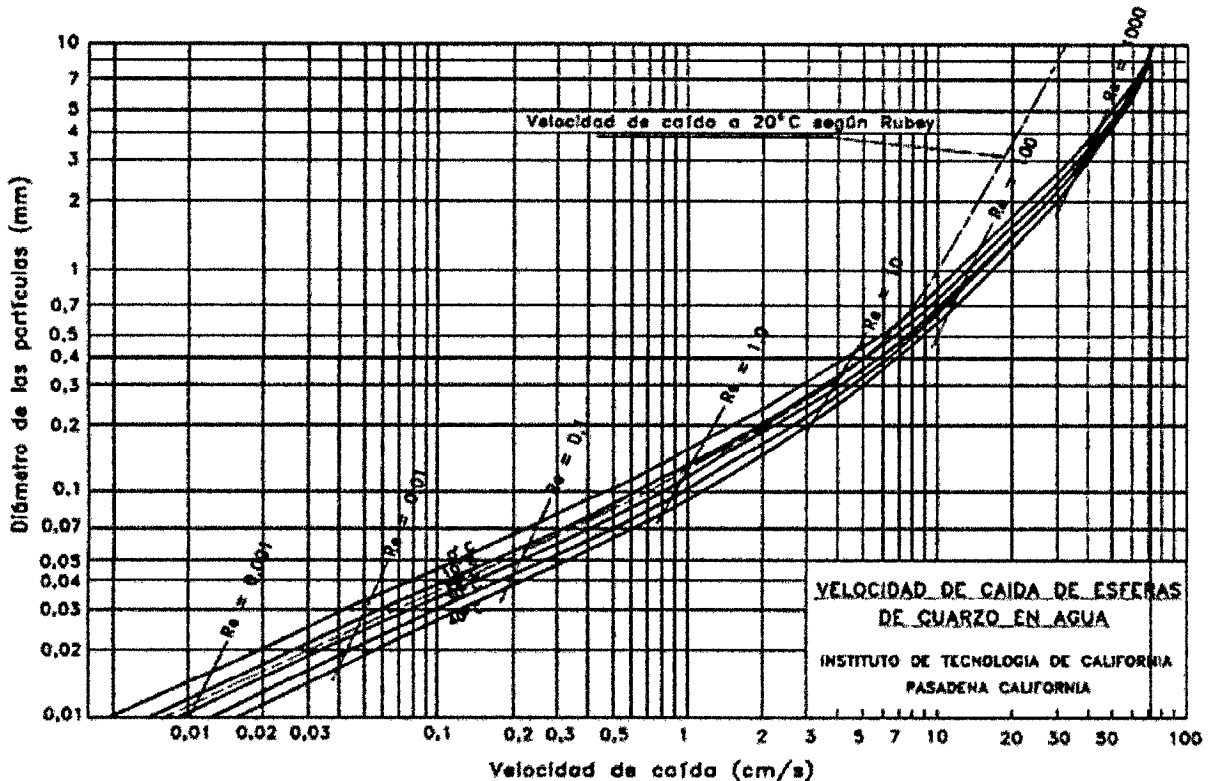
$D^* \leq 6$	Entonces	$\psi_{CR} = 0.109D^{*-0.5}$
$6 < D^* \leq 10$	Entonces	$\psi_{CR} = 0.14D^{*-0.64}$
$20 < D^* \leq 150$	Entonces	$\psi_{CR} = 0.013D^{*0.20}$
$10 < D^* \leq 20$	Entonces	$\psi_{CR} = 0.04D^{*-0.10}$
$D^* > 150$	Entonces	$\psi_{CR} = 0.055$
$D^* = 297.30$	Entonces	$\psi_{CR} = 0.055$

Fuente: El autor.

3.6.4 Cálculo de la fases de Transporte Sólido

Para el Cálculo de la Velocidad de caída, se reemplaza un diámetro en la Fig. 3.1. Del Libro "Introducción a la Hidráulica Fluvial" de Arturo Rocha Felices.

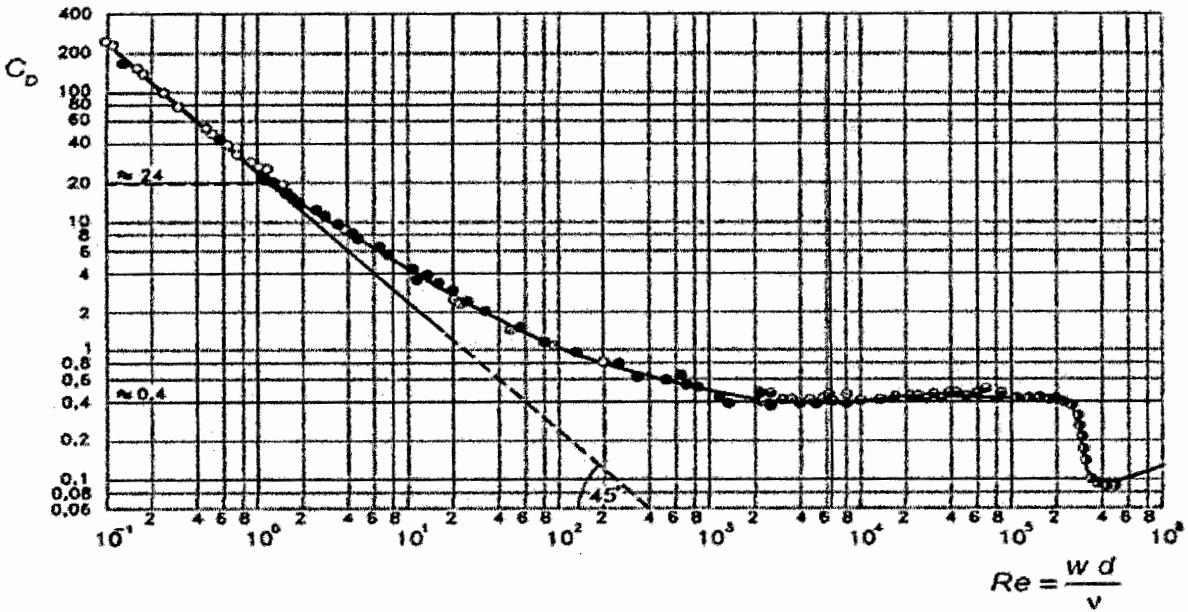
Grafico 3.01: Velocidad de caída de esferas de cuarzo en agua.



Fuente: Arturo Rocha Felices "Introducción a la Hidráulica Fluvial"

Para el Cálculo del Coeficiente de Arrastre, se reemplaza el Re calculado en la Tabla N° 03, en la Fig. 26 (Relación entre el Coeficiente de Arrastre C_D y el Numero de Reynolds Re) del Libro "Introducción a la Hidráulica Fluvial" de Arturo Rocha Felices.

Grafico3.02: Relación entre el Coeficiente de Arrastre C_D y el Número Reynolds - Partícula



Fuente: Arturo Rocha Felices "Introducción a la Hidráulica Fluvial"

Para el Cálculo de la Fase de transporte se toma en consideración la Fig. 27 (Fases de Transporte) del Libro "Introducción a la Hidráulica Fluvial" de Arturo Rocha Felices.

Cálculo de la Velocidad de Corte:

$$V_* = \sqrt{gRS} \tag{3.126}$$

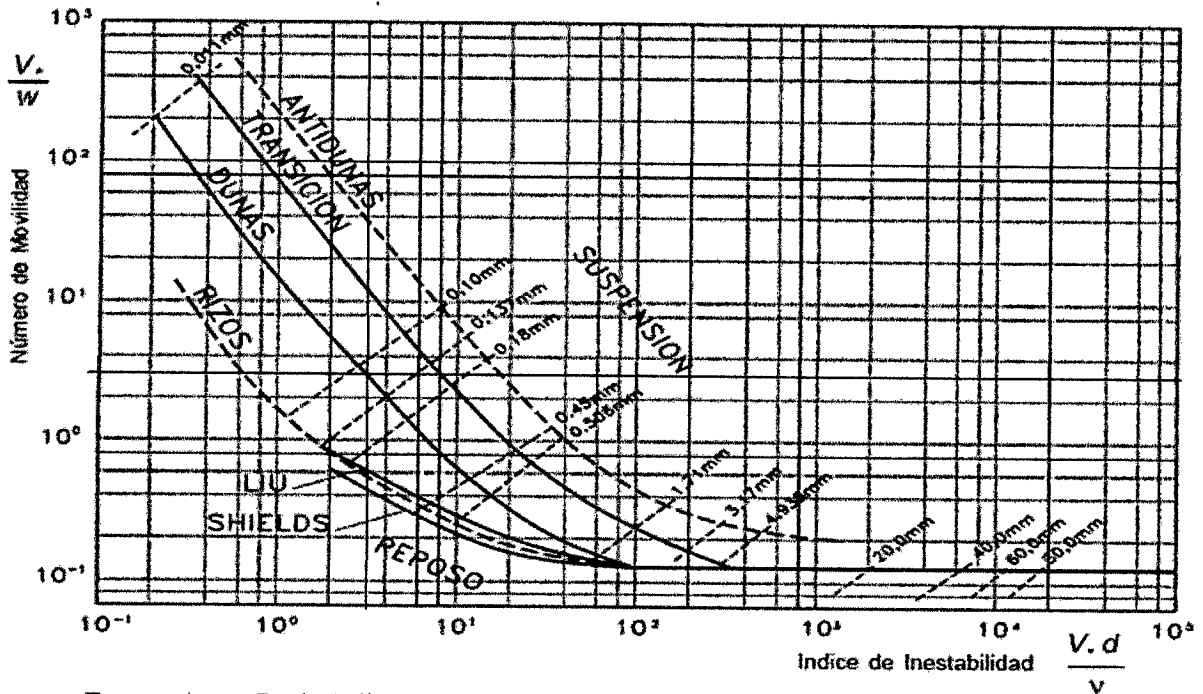
Cálculo del número de movilidad:

$$\frac{V_*}{w} = \tag{3.127}$$

Cálculo de índice de inestabilidad:

$$\frac{V_* D_{50}}{v} = \tag{3.128}$$

Grafico 3.03: Faces de Transporte.



Fuente: Arturo Rocha Felices "Introducción a la Hidráulica Fluvial"

3.6.5 Cálculo del radio, área y caudal correspondiente a la fricción con el fondo

Calculo del Radio Hidráulico en el Fondo:
$$R_s = \left(\frac{Q}{K_s A S^{1/2}} \right)^{3/2} \quad (3.128)$$

Calculo del Área Hidráulica en el Fondo:

$$A_s = b R_s \quad (3.129)$$

Sabemos:

$$Q = AV \quad Q_s = A_s V$$

$$Q_s = \frac{Q A_s}{A} \quad (3.130)$$

Calculo del Gasto Líquido que produce el Transporte de Sólidos:

Calculo del Coeficiente de Rizo:
$$\left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} = \quad (3.131)$$

3.6.6 Cálculo del gasto sólido de fondo

A. Gasto Sólido de Fondo por Unidad de Ancho según Meyer - Peter – Mueller

Se tiene la siguiente fórmula:

$$\gamma \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{K_s}{K_r} \right)^{3/2} \frac{YS}{\gamma_s D_{50}} = 0.047 + 0.25 \left(\frac{\gamma}{g} \right)^{1/3} \frac{t_F^{2/3}}{\gamma_s D_{50}} \quad (3.132)$$

Donde:

- γ : peso específico del agua
- Q_s : gasto líquido que produce el transporte sólido
- Q : gasto líquido total
- K_s : coeficiente de rugosidad del fondo.
- K_r : coeficiente de rugosidad debido a las partículas constituyentes del fondo
- y : tirante
- S : pendiente
- γ_s'' : peso específico de las partículas sumergidas
- d : diámetro efectivo
- g : aceleración de la gravedad
- t_F'' : gasto sólido específico, pesado bajo el agua

Así también:

$$t_F = \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} t_F'' \quad (3.133)$$

En Hidráulica Fluvial nos interesa el transporte de sólidos por la acción del agua, entonces la formula se reduce a:

$$t_F'' = 0.79(\mu\tau_0 - \tau_c)^{3/2} \quad (3.134)$$

- t_F'' : es el transporte sólido de fondo en kg/s/m (pesado bajo el agua)
- d : es el diámetro efectivo con el que se calcula τ_c
- μ : coeficiente de Risos

Cálculo del Gasto Sólido en Suspensión

Gasto Sólido en Suspensión por Unidad de Ancho según GARDE Y PANDE

$$\frac{t_s}{q\gamma} = 0.000051 \left(\frac{V_*}{w} \right)^4 \quad (3.135)$$

Cálculo Del Gasto Sólido Total

$$T_T = T_F + T_S \quad (3.136)$$

B. CÁLCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO – SHIELDS

Shields, propuso la siguiente ecuación dimensionalmente homogénea:

$$\frac{q_B \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)}{q \cdot \gamma \cdot S} = 10 \left[\frac{\tau_o - \tau_c}{\gamma_s - \gamma} \right] \quad (3.137)$$

q : Caudal líquido por unidad de ancho del río.

$$q_B = \frac{10 * \left[\frac{\tau_o - \tau_c}{\gamma_s - \gamma} \right] * (q \cdot \gamma \cdot S)}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right)} \quad (3.138)$$

Cálculo del Gasto Sólido en Suspensión

Gasto Sólido en Suspensión por Unidad de Ancho según GARDE Y PANDE, formula (138)

$t_s = 0.0028 \text{ Kg/m/s}$ Gasto Sólido en Suspensión por Unidad de Ancho

$$T_s = b t_s \quad (3.139)$$

Cálculo del Gasto Sólido Total

$$T_T = T_F + T_s \quad (3.140)$$

C. GASTO SÓLIDO TOTAL POR UNIDAD DE ANCHO SEGÚN ENGELUND Y HANSEN

Factor de fricción: $f \phi_T = 0.1 \tau_*^{5/2}$ $f = 2 \frac{\tau_o}{\rho V^2} = \frac{2 g d S}{V^2}$ (3.141)

$$\phi_e = \frac{g_s}{\gamma_s \sqrt{\left(\frac{\gamma_s}{\lambda} - 1 \right) g d_{50}^3}} \quad \tau_e = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \quad (3.142)$$

Por lo tanto se tiene la descarga de sedimentos por Kg/m.s:

$$g_s = 0.05 \gamma_s V^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}} \left[\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right]^{3/2} \quad (3.143)$$

D. CÁLCULO DEL GASTO SÓLIDO DE FONDO - EINSTEN-BROWN (1950)

A partir de los resultados experimentales obtenidas por Gilbert (1914) y Meyer – Peter – Muller, Einstein propuso en 1942 una fórmula para evaluar el arrastre de la capa de fondo, la que en 1950 complementado por Brown.

$$\phi_B = \frac{q_B}{\gamma_s} \left(\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)^{1/2} \left(\frac{1}{g d^3} \right)^{1/2} = 40 F_1 \tau_*^3 \quad (3.144)$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g \Delta D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36 v^2}{g \Delta D_{50}^3}} \quad (3.145)$$

$$\tau_* = \frac{\gamma R S}{(\gamma_s - \gamma) d} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d} \quad (3.146)$$

3.7 DISEÑO HIDRÁULICO

3.7.1 Levantamiento topográfico del cuerpo de presa

Se realizó un levantamiento planimétrico y altimétrico primeramente el vaso, luego el espejo de agua y el eje proyectado, debidamente monumentando los BMs y estacando el eje proyectado. Este trabajo se realizó con una estación total y un nivel de ingeniero.

3.7.2 Cálculo del volumen muerto de la presa (VM)

Según el ítem (3.2.7 aporte de sedimentos), donde se obtiene un promedio el cual será tomado como volumen muerto de la presa durante el tiempo de vida proyectado (50 años).

3.7.3 Cálculo del volumen requerido (VR)

Volumen requerido es igual a la demanda del proyecto.

3.7.4 Cálculo del nivel de aguas mínimo (NAMIN)

Del Estudio de Transporte de Sedimentos, se tiene un VM = 0.105 MMC, se ingresa en la curva de Área - Volumen (**Grafico4**) y se determina la altura correspondiente.

3.7.5 Cálculo del volumen total (VT)

$$VT = VM + VR \quad (3.147)$$

➤ Pérdida de agua en el embalse

Evaporación: Para estimar las pérdidas por evaporación hay necesidad de conocer los requisitos y el tamaño de la superficie libre del embalse. El volumen de agua evaporada del embalse se estima mediante la siguiente ecuación:

$$V_{EV} = 10 A E_v C \quad (3.148)$$

V_{EV} = volumen de agua evaporada [m³]

A = (A1 + A2)/2 superficie media del embalse [ha]

1 = área correspondiente al embalse lleno

2 = área correspondiente al embalse vacío

E_v = evaporación promedio [mm/mes]

C = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío.

Infiltración: Aunque existen ecuaciones y métodos matemáticos para el cálculo de la infiltración a través de la presa, fondo y contorno del embalse, la información necesaria no siempre está disponible por lo que para pequeños almacenamientos, se puede tomar como un porcentaje del volumen útil del embalse así:

Cuadro 3.20: Pérdidas por infiltración en el embalse.

Suelos del Embalse	Infiltración Mensual
Impermeable	1
Regular Permeabilidad	1.5
Permeable	2 a 5

Fuente: Villamizar C., A. 1989.

$$V_{INF} = C * \%VT \quad (3.149)$$

V_{INF} = Volumen de infiltración [m³/mes]

%VT = porcentaje del volumen útil

C = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío

3.7.6 Cálculo del volumen total de almacenamiento (VTA)

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$VTA = V_T + V_{EV} + V_{INF} \quad (3.150)$$

3.7.7 Cálculo del nivel de aguas máximas extraordinaria (NAME)

Se calcula con la siguiente ecuación:

$$NAME = NAMO + Y \quad (3.151)$$

3.8 DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA

3.8.1 Generalidades

A) CONCEPTOS SOBRE SEGURIDAD

La seguridad absoluta es un concepto límite inalcanzable. De ninguna obra se puede asegurar su inalterabilidad y resistencia en cualquier circunstancia: siempre puede darse una inesperada que cause el deterioro o su ruina. Esta inseguridad empieza con el propio hombre, que lo único que tiene seguro es su inseguridad final: su muerte.

Una obra debe tener garantizada su permanencia frente a solicitaciones previsibles incluso extremas, pero esa previsión ha de tener un límite. El grado de seguridad fijado para una obra, esto es, el límite de riesgo aceptable, no depende solo de las circunstancias externas a ella, sino también de su importancia, su utilidad y de las consecuencias que su destrucción o deterioro producirían.

Al plantearse el grado de seguridad exigible hay que tener en cuenta que toda presa tiene un triple valor:

- En primer lugar, *su costo de construcción*, que suele ser elevado, así como el tiempo necesario para ella. Su destrucción significaría la pérdida de ese dinero y ese tiempo, si se quisiera reconstruir, y lo mismo se puede decir en menor escala de una reparación de un daño parcial.
- *Lucro cesante*. La presa se hace para servir a uno o más usos, si desaparece, cesa la utilización; incluso una avería o destrucción parcial que obligase a bajar temporalmente el nivel del embalse supondría una limitación y pérdida en la explotación durante el tiempo necesario para repararla. Estas pérdidas suelen ser muy importantes, no solo económica, sino socialmente, e incluso superiores al coste mismo de la presa; basta imaginar lo que significaría para una ciudad quedarse sin agua potable, o agua para riego.
- *Daños a terceros*. La destrucción total o parcial de una presa supone el vaciado brusco del agua contenida y su vertido al cauce; la onda formada se trasmite hacia aguas abajo con una altura y velocidad con alto poder destructivo que puede afectar a varios kilómetros, hasta que su expansión amortigüe su altura y velocidad. Los daños pueden superar, con mucho, el coste de la presa y, sobre todo, pueden producirse víctimas humanas.

Por ello, la seguridad que se exige a una presa debe ser más elevada que la de las otras estructuras siguiendo sus respectivas normas técnicas de diseño y construcción.

3) OBSERVACIÓN Y VIGILANCIA

Una presa es una obra importante y viva, sometida a agentes naturales deteriorantes y peligrosos: lluvia, hielo, temperaturas extremas, acción del agua vertiendo sobre ella los efectos del cimientado. Es indispensable observar su comportamiento ante estas acciones.

Las observaciones deben fijarse en varios aspectos:

El estado de conservación de los materiales y mecanismos.

- Las presiones intersticiales, que son muy importantes para la seguridad.
- Las eventuales filtraciones a través de la presa o de su cimiento.
- Las deformaciones o corrimientos de la presa y el terreno circundante.

Las observaciones suelen tener dos periodos de atención más señaladas: los primeros años después de construida la presa (particularmente el primer llenado del embalse), y cuando la obra ha envejecido. El periodo intermedio exige, por supuesto, atención y vigilancia, pero de una forma más rutinaria.

3.8.2 Tipología

LA PRESA COMO ESTRUCTURA: Tiene por objeto contener el agua en un cauce natural con dos fines alternativos o simultáneos, según los casos:

- Elevar su nivel para que puede derivarse por una conducción.
- Formar un depósito que retenga los excedentes para suministrar un suplemento en los periodos de escasez o para amortiguar las puntas de las crecidas.

En general, en cuanto una presa tiene cierta altura existe un efecto de embalse, que suele ser predominante. De esto resulta que la función mecánica esencial de una presa es elevar el nivel natural del río, de forma permanente o variable. De donde se deduce que la sobrecarga fundamental de la estructura es el empuje del agua, y que este empuje determina su concepto resistente.

Otra particularidad del agua como sobrecarga es que no solo empuja, sino que penetra por cualquier intersticio, lo que se traduce no solo en problemas de impermeabilidad, sino en presiones internas que dan lugar a otras sobrecargas de gran intensidad y desfavorablemente situadas, que no sufren otras estructuras.

3.8.3 Fuerzas actuantes

A) PESO PROPIO

Es la primera fuerza obligada en toda estructura. En una presa actúa como fuerza pasiva, fundamental y permanente que colabora en la estabilidad. El peso depende de la forma y dimensiones de la presa y del peso específico de los materiales. La forma y dimensiones se definen en el proyecto, pero la profundidad de la cimentación puede variar al hacer la obra, y con ella el peso propio. En cuanto al otro componente (peso específico) hay que distinguir si se trata de hormigón o de materiales sueltos.

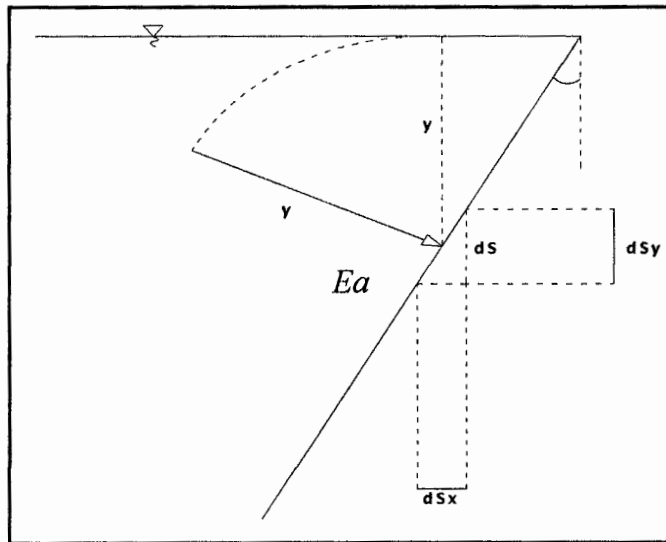
B) EMPUJE HIDROSTÁTICO

Es la fuerza que actúa fundamentalmente en una presa. En una sección transversal a ella tiene dos componentes, horizontal (H) y vertical (V), siendo la primera la más importante en presas de hormigón, y la segunda en las de materiales sueltos en general.

El empuje del agua está siempre bien definido por condiciones geométricas muy simples, que se exponen a continuación:

- La presión del agua sobre una superficie es normal a ella, y su efecto equivale al peso de la columna líquida de sección unidad que gravita sobre cada punto. La fuerza actuante sobre una superficie dS , siendo y la profundidad bajo el nivel de agua, si α es el ángulo que forma la superficie con la vertical, esa fuerza elemental tiene dos componentes:

Figura 3.03: Fuerzas que actúan en una presa



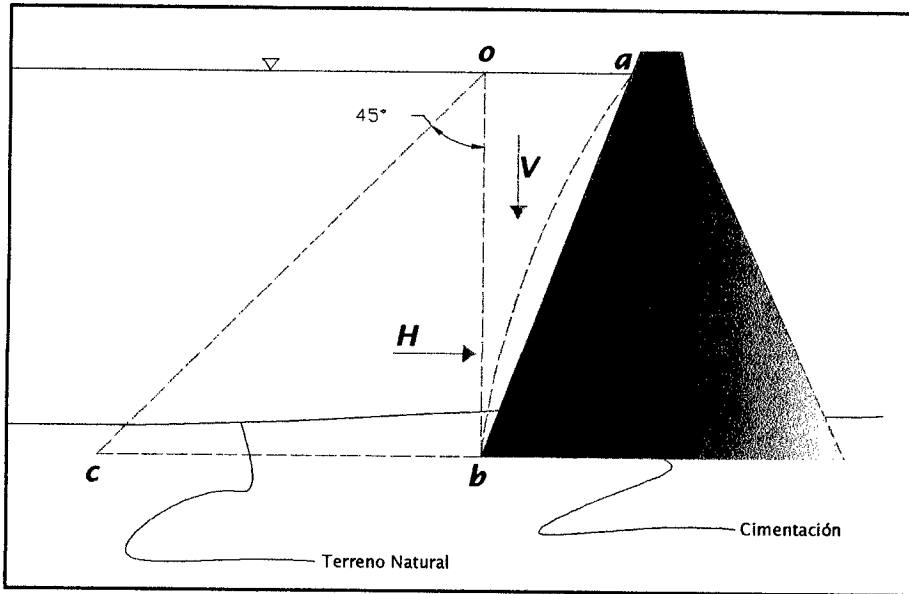
Fuente: El autor.

Integrando esas componentes en todo el paramento aguas arriba (supuesto curvo para mayor generalidad) en una rebanada transversal a la coronación de ancho, se obtienen las dos componentes H (horizontal) y V (vertical) del empuje total sobre la presa.

$$H = \int_0^h y dy = \text{area } Obc = \frac{1}{2} h^2 \quad (3.152)$$

$$V = \int_0^h y dx = \text{area } Oab \quad (3.153)$$

Figura 3.04: Empuje hidrostático y las fuerzas que actúan.



Fuente: El autor.

En todo caso es muy importante hacer notar que el empuje hidrostático debe comportarse siempre hasta el punto más bajo de la cimentación, y no hasta la superficie del terreno, porque el agua penetra por el contacto entre la presa y la roca con toda su presión. El no tener en cuenta esta norma conduciría a una grave inseguridad, pues el empuje es una fuerza de gran magnitud, la cual crece con el cuadrado de la altura, por lo que esos metros de profundidad bajo el terreno tienen una notable influencia.

En resumen, el empuje es una fuerza fundamental y muy importante, sobre todo en su componente horizontal, que es desestabilizadora. La vertical inferior (cuando existe) también lo es, pues empuja hacia arriba. En cambio la vertical superior es favorable y estabilizadora. Por eso las presas aligeradas están obligadas a tener un talud inclinado aguas arriba, para que el peso del agua sobre el compense el que se quita.

C) FILTRACIÓN

Al estar la presa en inmediato contacto con el agua del embalse, esta se filtra a través de sus huecos, grietas y poros, y como consecuencia se producen los siguientes efectos:

- Una pérdida de agua por filtración.
- Posible arrastre de material fino por el agua filtrada.
- Presiones hidrostáticas en el interior de la presa que se añaden al sistema tensional debido a las fuerzas exteriores.

Estos efectos son más marcados en las presas de materiales sueltos, pero también se dan en las de concreto, aunque con otras modalidades. El primero sería solo económico si no llevara consigo el segundo, que es el fundamental importancia en las presas de materiales sueltos, por el peligro de desintegración interna progresiva.

D) SISMOS

Las acciones analizadas hasta ahora actúan sobre todas las presas de forma continua, variable o con cierta prioridad, aunque en ocasiones no causen efecto apreciable. Un efecto sísmico produce dos efectos en la presa:

- La oscilación del terreno de apoyo se transmite a la base y estribos de la presa y produce en ella unas tensiones suplementarias.
- Los desplazamientos de la presa por este motivo, actúan sobre el agua del embalse lo que, por reacción, da lugar a un empuje suplementario sobre el talud aguas arriba.

A parte de estos efectos, el sismo podría provocar directamente una onda en el mismo embalse, con el consiguiente impacto sobre la presa e, incluso, el eventual desbordamiento sobre ella.

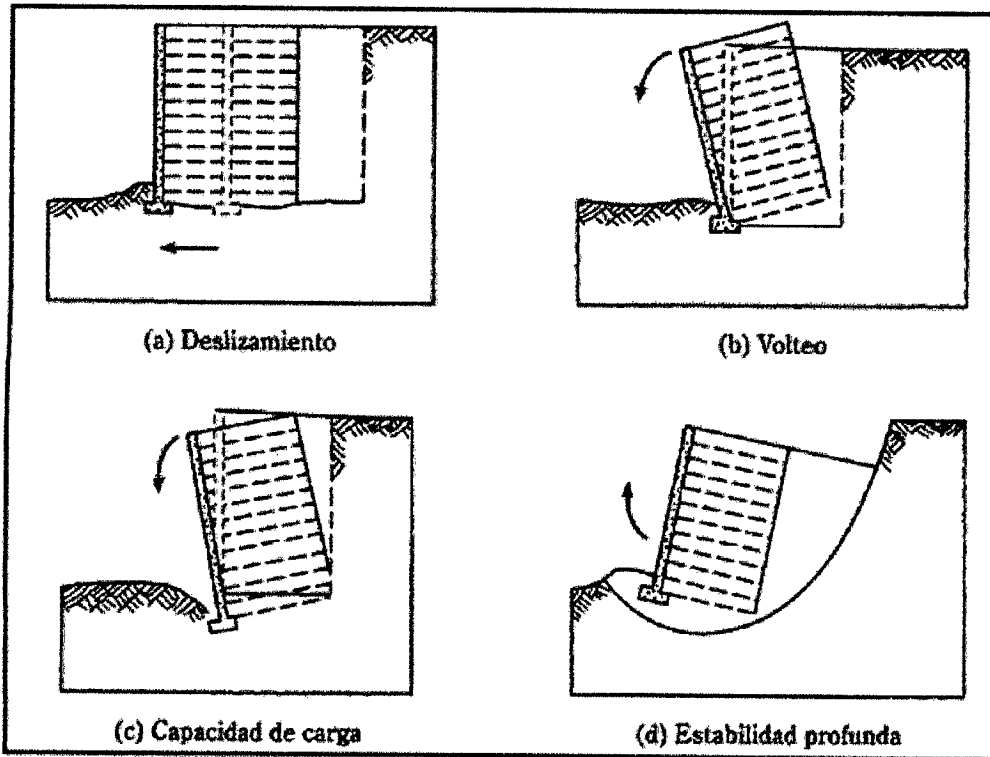
Otro efecto posible, aunque remoto, es que el sismo provoque un deslizamiento de estratos en las laderas del embalse, lo que podría dar lugar también a una ola peligrosa.

3.8.4 Cálculo de estabilidad de la presa.

Para la comprobación de la estabilidad de la presa, realizara el proceso de cálculo tal como se hace para la estabilidad de un muro de contención, es decir tomando las consideraciones y las siguientes fallas:

- La presa se puede voltear respecto a su talón.
 - La presa se puede deslizar a lo largo de su base.
 - La presa podría fallar por la pérdida de capacidad de carga del suelo de cimentación.
 - La presa puede fallar por cortante del terreno a mayor profundidad.
- Finalmente la presa podría sufrir asentamientos excesivos.

Figura 05: Tipos de falla en un muro.



Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones.

A. Comprobación de la estabilidad por volteo de la presa:

Para que la presa sea estable respecto al volteo que puede provocar la presión lateral ejercida por el suelo contenido en el vaso del depósito, es necesario obtener un factor de seguridad respecto al volteo (FS (volteo)) mínimo establecido en 2 o 3 según la importancia de la obra.

El FS (volteo) se comprobara con la ecuación:

$$FS(volteo) = \frac{\sum MR}{\sum MO} \tag{3.154}$$

Donde:

$\sum MR$ = Momentos que tiene a voltear el muro con respecto a la punta de la presa.

$\sum MO$ = Suma de los momentos generados por las fuerzas que impiden el volteo de la presa.

En este caso el momento que tiende a voltear la presa es el generado por la presión activa de Rankine, y el brazo de este respecto al centro de gravedad de la presa. La magnitud de la presión pasiva se calculara de acuerdo a la ecuación:

$$P_a = \frac{K_a \cdot \gamma \cdot H^2}{2} + 2c' \cdot H \cdot \sqrt{K_a} \tag{3.155}$$

$$K_a = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.156)$$

Donde:

P_a = Presión activa de Rankine.

K_a = Coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine.

c' = Coeficiente del presa colocado en el vaso.

ϕ' = Ángulo de fricción de la presa.

H = Altura total de la presa.

Momento de volcamiento (M_o):

$$M_o = P_a * \frac{H^*}{3} \quad (3.157)$$

Momento resistente al volteo (M_r):

$$M_r = \sum w_n * d_n \quad (3.158)$$

B. Comprobaciones por deslizamiento a lo largo de la base

Para que el diseño de la presa cumpla con el criterio de estabilidad por deslizamiento se debe comprobar que se cumpla que las fuerzas horizontales resistentes al deslizamiento de la presa a lo largo de su base por lo menos 1.5 veces mayores a las fuerzas horizontales que obligan a la presa a deslizarse. A este criterio denominamos factor de seguridad por deslizamiento y se obtiene de acuerdo a la ecuación:

$$FS_{(deslizamiento)} = \delta \frac{\sum F_r}{\sum F_d} \quad (3.159)$$

Donde:

$\sum F_r$ = Sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes.

$\sum F_d$ = Sumatoria de las fuerzas horizontales de empuje.

δ = Coeficiente de deslizamiento muro – suelo.

En caso de que el diseño no llegara a cumplir el criterio de estabilidad por deslizamiento es decir $FS_{(deslizamiento)} \leq 1.15$ se puede incrementar la base de la presa, y consecuentemente se incrementara la fuerza resistente al deslizamiento.

Calculo del factor de seguridad por deslizamiento

Fuerza horizontal resistentes

$$\sum F_r = \sum W_n \quad (3.160)$$

Fuerza horizontal de empuje:

$$\sum F_d = P_a \quad (3.161)$$

C. Comprobación de falla por capacidad de carga.

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la base de la presa, “debe revisarse contra la capacidad de carga ultima del suelo”.

Para el cálculo del factor de seguridad de carga FS (capacidad de carga) es necesario conocer las presiones máximas y mínimas que ocurren en los extremos de la punta y talón de la presa (P_1 , P_2 respectivamente) y la capacidad de carga del suelo q_u , conocidos estos valores el FS (capacidad de carga) se calculara aplicando la ecuación:

$$FS_{(\text{capacidad de carga})} = \frac{q_u}{q_{\max}} \quad (3.162)$$

Donde:

q_u = Capacidad de carga del suelo.

q_{\max} = Presión máxima vertical transmitida por la presa al suelo.

D. Cálculo del asentamiento

Para tener en cuenta el asentamiento teórico probable, se seguirá la teoría de los asentamientos elásticos de acuerdo a los siguientes parámetros:

Donde:

V_o = Volumen de la presa

V_s = Volumen del suelo excavado

P_{arc} = Peso específico de la arcilla

P_{bof} = Peso específico del bofedales

P_{Tp} = Peso total de la presa

A_B = Área de la base de la presa

A_b = Área de la base del suelo excavado

Presión total bruta (q_b):

$$q_b = \frac{P_{Tp}}{A_B} \quad (3.163)$$

Presión total neta (q_{neta}). Al nivel de la base de la presa.

Para ello calculamos la presión vertical total del terreno excavado.

$$q_o = \frac{P_{Tp}}{A_{Bs}} \quad (3.164)$$

$$q_{neta} = q_b - q_o \quad (3.165)$$

Presión efectiva bruta (q_{b^*})

Para este calculamos la presión intersticial (u) al nivel de la cimentación

$$u = \gamma_w \cdot h_w \quad (3.166)$$

$$q_{b^*} = q_b - u \quad (3.167)$$

Presión efectiva neta (q_{neta^*})

Para esto hallamos primero la presión efectiva vertical (q_{o^*}) debido a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación.

$$q_{o^*} = q_o - u \quad (3.168)$$

$$q_{neta^*} = q_{b^*} - q_{o^*} \quad (3.169)$$

3.8.5 Cálculo de carga transmitida en profundidad para hallar el desplante

Para el cálculo de carga transmitida en profundidad consideramos la carga admisible del terreno, distancia de la base y el largo de la presa. Según veremos a continuación:

El procedimiento se detalla a continuación:

Esfuerzo vertical σ_z a profundidad z (método 2 en 1)

$$\sigma_{z\text{media}} = \frac{q_o \cdot B \cdot L}{(B + z) \cdot (L + z)} \quad (3.170)$$

$$\sigma_{z\text{máxima}} = \sigma_{z\text{media}} \cdot 1,5 \quad (3.171)$$

En función del ángulo:

$$\sigma_{z\text{media}} = \frac{q_o \cdot B \cdot L}{(B + z \cdot \text{tag}\alpha_a) \cdot (L + z \cdot \text{tag}\alpha_{gc})} \quad (3.172)$$

3.8.6 Cálculo de asiento producido por la presa

Primero debemos tener en cuenta que para calcular el asentamiento de un suelo necesitamos conocer su consolidación, para lo cual empezaremos por conocer un poco sobre la teoría de la consolidación de los suelos.

Evaluación de asentamientos.

Si las deformaciones totales del terreno varían en la dirección horizontal, se producen asentamientos diferenciales. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas altas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es un limo arenoso, la permeabilidad puede ofrecer asentamientos rápidos que suelen darse durante la construcción. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse darse un tiempo importante después de terminada la obra.

A. CLASES DE ASENTAMIENTOS

Asentamiento instantáneo

Para la estimación de este asentamiento se emplea la teoría de la elasticidad. El asiento producido en un material elástico-lineal, homogéneo, isotrópico, sometido a una carga uniforme “q” en superficie. Este asentamiento se produce por el comportamiento pseudo elástico del suelo. La ocurrencia es inmediata y por lo tanto se puede corregir por nivelación durante la ejecución de los trabajos. Este asiento es el que predomina en suelos granulares, como es el caso de cimentación de la presa Carnecería, ya que el buen drenaje de estos suelos provocan que el asiento se produzca de un modo inmediato, por lo que este método será el adecuado para estimar los asientos producidos en este tipo de suelos.

Asentamiento por consolidación

Ocurre por la expulsión del agua contenida en los vacíos del material. En suelos granulares, la expulsión del agua es rápida. Por lo tanto, el asentamiento es instantáneo, mientras que en los suelos cohesivos (suelos finos) la expulsión del agua es lenta, y por lo tanto ocurre en un período de tiempo largo y generalmente después de construida la presa. Para evaluar el asentamiento por consolidación, se realizar en el laboratorio ensayos de consolidación unidimensional que proporcionen los parámetros necesarios para los cálculos.

Asentamiento primario, ocurre durante la construcción no afecta a la losa de concreto a menos que se construya al mismo tiempo que el cuerpo de la presa. Asentamiento secundario, ocurre al llenarse el vaso y produce la transmisión de las fuerzas del agua hacia la losa de concreto impermeabilizante.

B. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Como se pudo entender de lo anterior a nosotros nos interesa el asentamiento instantáneo que se produce en la cimentación de la presa Carnicería.

Asentamiento instantáneo

Para el cálculo de asiento (en cm) en la presa Carnicería se aplicó el método de Burland y Burbidge en donde se da un asiento instantáneo y un asiento total.

$$S_t = S_i + S_c + S_s \tag{3.173}$$

Donde:

Si: Asiento instantáneo

Sc: Asiento consolidación primaria

Ss: Asiento consolidación secundaria

$$s_i = \int_i \cdot s_i \quad \text{Burland y Burbidge}$$

$$s_i = \int_i \cdot \int_s \cdot q'_b \cdot B^{0.7} \cdot I_c$$

s_i : asiento medio al final construcción (mm)

q'_b : presión efectiva bruta en la base de la cimentación (kN/m²)

B : ancho zapata o losa (m)

I_c : índice de compresibilidad :

$$I_c = \frac{1.7}{N_{med}^{1.4}}$$

N_{med} : media aritmética golpes N a lo largo zona influencia Z_1

$$\int_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2 \quad \text{En una cimentación rectangular.}$$

$$\int_i = \frac{H_s}{Z_1} \cdot \left(2 - \frac{H_s}{Z_1} \right) \quad \text{Considerando una superficie rígida a profundidad } H_s \leq Z_1$$

Z_1 : profundidad de influencia bajo la zapata donde se produce el 75% de los asientos :

$$Z_1 = e^{0.77 \cdot \ln B} \quad (\text{ó } 0.9352 \cdot B^{0.796})$$

En terrenos sobreconsolidados o cimentación en una excavación, siendo la tensión efectiva vertical σ'_{v0} , q'_b será :

$$q'_b - \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0} \quad \text{cuando } \sigma'_{v0} \leq q'_b$$

$$\frac{q'_b}{3} \quad \text{cuando } \sigma'_{v0} \geq q'_b$$

Reglas :

- No para $N < 7$

- N no se corrige por profundidad

- Si el terreno son arenas finas y arenas limosas bajo el nivel freático emplear la corrección de Terzaghi para $N > 15$:

$$N_{(corregido)} = 15 + 0.5 \cdot (N_{(medio)} - 15)$$

Los referidos autores señalan que aun tratándose de suelos granulares, se tiene constancia de la producción de asientos diferidos en el tiempo.

Para tener en cuenta este efecto proponen emplear la expresión:

$$St = ft Si \quad (3.174)$$

Es por ello que el asentamiento total ha sido considerado con $ft = 1.5$, para cargas estáticas y para un periodo de 30 años (ref. Libro Ingeniería Geológica, Luis Gonzáles Vallejo, Capítulo 8 Cimentaciones).

METODOLOGIA

El asiento total es la suma total de los asentamientos en relación a la profundidad en que se presenta, es lógico pensar que el elevado peso específico saturado en las condiciones que se encontrara la presa genere un valor como el mostrado. Para disminuir los asientos debidos a efectos estáticos y dinámicos en las presa de tierra se deberá compactar los materiales escogidos hasta llegar al 100% del proctor modificado.

El peso específico del material y los demás datos para los cálculos fueron tomados de los datos anteriormente mostrados, también de los ensayos in situ y en laboratorio.

Considerando los objetivos planteados en el inicio de este trabajo se consolida la información con la proporcionada por los ensayos In situ (SPT) y los métodos indirectos como la Prospección Geofísica con Georadar y finalmente las perforaciones Diamantinas.

3.9 ELECCIÓN Y CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS DE LA PRESA

El terreno en el que se asienta la presa ha de ser capaz de resistir las cargas que esta transmite, que procedan a su vez de las fuerzas exteriores a la que está sometida. Para ello ha de tener adecuada forma topográfica y constitución geológica.

Después de efectuar el estudio Geológico y Topográfico de la zona de cierre, la selección del eje de la Presa Carnicería, presenta formaciones rocosas en la margen izquierda y morrenas en la derecha, su cimentación consta de material aluvial permeable (arena y grava), la cual presenta buenas características físicas y de resistencia, por debajo de este material aluvial y a 35 m de profundidad se encuentra el basamento rocoso conformado por roca Ignimbrita.

3.9.1 Alternativa propuestas – tipos de presas

Considerando la topografía, la geología, geotecnia y la disponibilidad de material de cantera a ser utilizado en el proceso constructivo, se proponen los diseños de los siguientes tipos de presas:

Alternativa 01. Presa de material homogéneo, constara de un relleno compactado (limo, arcilla, arena y grava); en el talud aguas arriba presentara una losa de concreto, la misma que se apoyara sobre una superficie relativamente uniforme constituida de arena y grava (tamaño máximo 3”), en el talud aguas abajo presentara una zona de enrocamiento apoyado sobre el relleno de la presa.

Alternativa 02. Presa de enrocado, su cuerpo constara de material aluvial natural de río compactado (tamaño máximo 16”), en el talud aguas arriba presentara una losa de concreto, la misma que se apoyara sobre una superficie relativamente uniforme constituida de arena y grava (tamaño máximo 3) y en talud aguas abajo presentara una zona de enrocamiento.

Alternativa 03. Presa de concreto, conformada en su parte superior por concreto ciclópeo de 140 Kg/cm^2 de resistencia y en su parte inferior por concreto armado de 175 Kg/cm^2 de resistencia, la que a su vez estará apoyada y anclada a su cimentación mediante estructuras de concreto armado de 175 kg/cm^2 (uñas antideslizantes) de 3.00 m de profundidad. Así mismo la presa en su talud aguas arriba tendrá un muro de concreto armado de 175 Kg/cm^2 , que le brindara a la presa una pantalla impermeable desde la corona hasta su base con el plinto.

3.9.2 Cálculo de los elementos de la presa carnicería pampa

➤ BORDE LIBRE O RESGUARDO

El borde libre protege a la presa para evitar que el agua pase por encima de ella. Causas que obliguen a disponer de un borde libre:

- Contrarrestar asentamientos por encima de los previstos.
- Seguridad en caso de avenidas más grandes que las previstas.
- Evitar sobrepaso por olas o fallas por mal funcionamiento de vertedero de demasías.
- La acción del oleaje.

A. METODOLOGIA DE CALCULO

CÁLCULO DE LA ALTURA DE LA OLA POR VIENTO: Fórmula Empírica de Stevenson

H_o : Altura de la ola según Stevenson.

F: Longitud Máxima del Espejo de Agua – Fetch = 1.0 Km

$$H_o = 0.76 + 0.34 \times \sqrt{F} - 0.26 \times \sqrt[4]{F} \quad (3.175)$$

CÁLCULO DEL BORDE LIBRE

Para la determinación del Borde Libre se consideró la altura de ola, la altura de la lámina vertiente del aliviadero y el asentamiento que se puede producir en la cimentación rocosa de la presa.

$$\text{Borde Libre} = 1.5H_o + ALV + A \quad (3.176)$$

Donde:

H_o = Altura de Ola

ALV = Altura de la Lámina Vertiente (Vertedero Demasías)

A = Asentamiento

➤ ANCHO DE LA CORONA

El ancho mínimo de presas pequeñas en su corona obedece a los siguientes factores:

- Dar mayor volumen a la presa para mejorar su seguridad y estabilidad.
- Establecer los servicios necesarios sobre la presa, utilizándola como vía de mantenimiento e inspección.
- Facilitar la construcción con los equipos disponibles.

El HIMAT (1984) dice:

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.00 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

A. METODOLOGIA DE CÁLCULO

INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DE GRANDES PRESAS

$$C = 3 + 1.5\sqrt[3]{(H - 15)} \quad (3.177)$$

Donde:

C: Ancho de la Coronación

H: Altura Total de la Presa en m, desde el punto más bajo en el lecho del cauce

3.10 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA

Para evaluar las condiciones de estabilidad de las zonas críticas en los dos procesos constructivos se ha realizado un análisis de estabilidad de taludes en las cuales la presa se encontrara y trabajara durante toda su vida útil. Previo análisis se ha llevado a cabo la investigación geotécnica y geológica, además del Levantamiento Topográfico.

Los factores que se toman en cuenta son: geometría del talud, parámetros geológicos-geotécnicos, cargas dinámicas por acción de los sismos, condiciones de flujo de agua, etc. No todos estos factores se pueden cuantificar en un modelo matemático; a pesar de estas limitaciones, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite tener una idea del comportamiento del talud.

Para la realización del análisis de estabilidad de Taludes de la presa, se utilizaron dos métodos, los cuales fueron desarrollados de acuerdo a la sección y tipo de material a analizar, los mismos que se detallan a continuación:

Talud Aguas Arriba: Al considerarse en esta zona una losa de concreto apoyada en su plinto, estaremos ante una estructura rígida, la cual estará propensa a sufrir solo deslizamientos, ya que la losa de concreto se encuentra convenientemente apoyada a lo largo de todo el talud aguas arriba; teniendo estos alcances, en este sector de la presa se analizará el factor de seguridad contra deslizamientos que se puedan producir a lo largo del plinto de apoyo.

Talud Aguas Abajo: El material que se encuentra en este sector de la presa es suelto, que a diferencia del talud aguas arriba este no tendrá ninguna estructura rígida y por tal motivo se tendrá más cuidado en cuanto a su análisis de estabilidad de taludes; para tal fin utilizaremos el Software Slide V 5.0, el mismo que nos permitirá conocer las superficies de falla de este talud y su grado de seguridad ya sea durante su periodo constructivo u operativo.

ANÁLISIS DEL TALUD AGUAS ARRIBA

El presente análisis de estabilidad del talud aguas arriba tiene por objeto determinar los diferentes factores de seguridad contra deslizamientos para diferentes casos de carga que pueden ocurrir durante las fases de construcción (vacía) y ejecución (llena).

ANÁLISIS DEL TALUD AGUAS ABAJO

Para evaluar las condiciones de estabilidad del talud aguas abajo, se ha realizara un análisis de estabilidad en condiciones en las cuales la presa se encontrara y trabajara durante toda su vida útil. Previo al análisis se ha llevado a cabo la investigación geotécnica y geológica, Levantamiento Topográfico; complementando con la información concerniente al proyecto.

Para dicho análisis se debe tener en cuenta una serie de factores que influyen en la estabilidad de un talud. Los factores que se toman en cuenta son: geometría del talud, parámetros geológicos-geotécnicos, cargas dinámicas por acción de los sismos, condiciones de flujo de agua, etc. No todos estos factores se pueden cuantificar en un modelo matemático; a pesar de estas limitaciones, determinar el factor de seguridad asumiendo superficies probables de falla, permite tener una idea del comportamiento del talud.

3.10.1 Métodos de equilibrio límite

El método de equilibrio límite en el análisis de estabilidad de taludes se basa en la resistencia al deslizamiento de un talud, tomando en cuenta ciertas hipótesis en relación al mecanismo de falla, condiciones de equilibrio, nivel freático, resistencia cortante, etc.

Existen varios métodos para el análisis de estabilidad de taludes; los métodos utilizados en el estudio para el diseño de la presa, son: Bishop, Janbu y Spencer.

Los parámetros de resistencia cortante de los materiales a utilizarse en el análisis de estabilidad se calcularan mediante ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas en la exploración de campo.

Cuadro 3.21: Parámetros de resistencia cortante de los materiales.

METODO	AÑO	SUPERFICIE DE FALLA	EQUILIBRIO	CARACTERISTICAS
BISHOP	1954	CIRCULAR	DE MOMENTOS	Asume que todas las fuerzas de corte entre dovelas son nulas. Reduce el número de incógnitas. La solución es indeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela. El cálculo se lleva a cabo buscando el equilibrio de momentos respecto al centro del arco circular.
JANBU	1968	CUALQUIER FORMA	DE FUERZAS	Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de corte entre dovelas. Este método utiliza un factor de corrección para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son relativamente Bajos.
PENCER	1967	CUALQUIER FORMA	MOMENTO Y FUERZAS	Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son iguales para cada rebanada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre rebanadas elementales tiene una inclinación constante pero desconocida.

uente: El autor.

NORMA ALEMANA DIN N° 4084

Existen normas internacionales a las cuales deben ceñirse los trabajos de diseño de presas, así como los procesos constructivos, para lo cual nuestro diseño lo basaremos de acuerdo al siguiente cuadro referencial:

Cuadro 3.22: Factores de seguridad mínimos

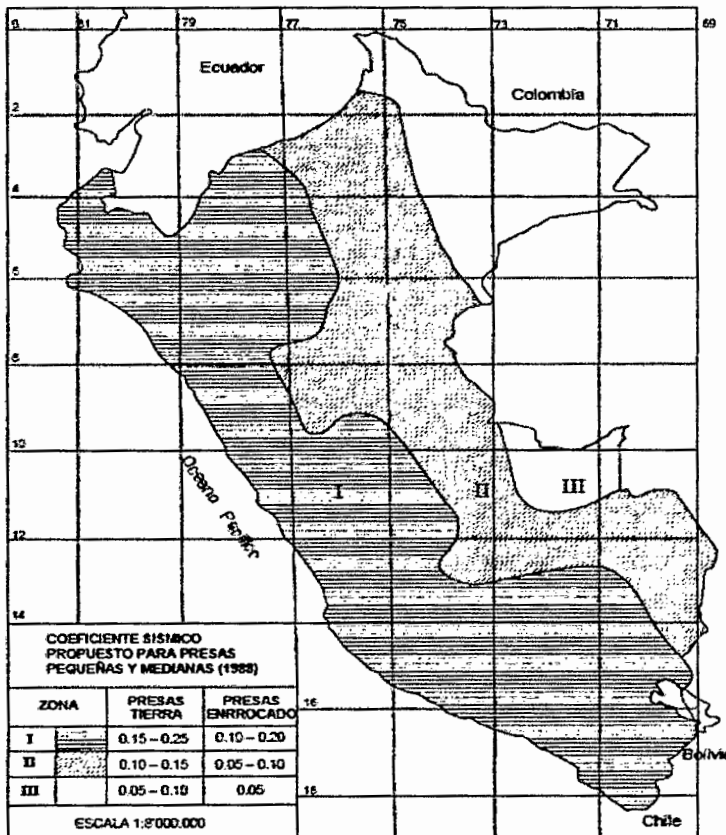
Condición de diseño	Factor de Seguridad	
	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
1. Al final de la construcción	1.3	1.3
2. A largo plazo y con presa llena	-	1.5
3. A desembalse rápido	1.5	-
4. Con sismo (1 y 2)	1.0	1.0

Fuente: NORMA ALEMANA DIN N° 4084

3.10.2 Justificación del uso del parámetro sísmico de 0.18g

Comportamiento de presas durante sismos: Cualquier presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones máximas de 0.2 g, sin daños. Presas de material arcilloso con cimentación arcillosa o rocosa pueden soportar sismos con magnitudes Richter de 8.25 y aceleraciones máximas de 0.35 a 0.8 g, sin daños aparentes.

Figura 3.06: Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú.



Fuente: Zonificación del coeficiente sísmico en el Perú.

ANÁLISIS PSEUDO – ESTÁTICO: Se utiliza el método de equilibrio límite para el análisis de estabilidad de taludes, adicionando un coeficiente sísmico.

- El coeficiente lateral sísmico es semi-empírico, que depende de la sismicidad del país.
- Ruesta, Díaz y Alva (1988) han propuesto valores consistentes para presas de tierra y enrocado pequeños y medianos, diseñadas y construidas en el Perú y el mundo.
- El análisis de estabilidad pseudo-estático sirve además para determinar la aceleración de fluencia k_y que se emplea en el método simplificado de deformaciones inducidas.

Habiendo considerado todos estos indicios, nos vamos a basar en lo que indica la norma y el gráfico de la zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú y de las alturas que tendrán las presas en sus dos periodos constructivos; para tal fin en el presente estudio se trabaja con la aceleración máxima de 0.18g, para un periodo de retorno de 50 años.

3.10.3 Condiciones de cálculo

Los análisis que se realizarán para las tres condiciones críticas que son:

- ✓ **Al Final de la Construcción:** Análisis estático y sísmico con datos de la resistencia no drenada aguas arriba y aguas abajo.
- ✓ **A Largo plazo y con Presa Llena** (Durante la Operación), análisis del talud aguas arriba y aguas abajo, se ha efectuado empleando datos de la resistencia drenada para el estado estático y resistencias no drenadas para el evento sísmico (0.18g)
- ✓ **A Desembalse Rápido:** Talud aguas arriba y aguas abajo, con resistencias drenadas para el caso estático y resistencias no drenadas para el evento sísmico.

teniendo en cuenta todas las consideraciones técnicas anteriormente mencionadas y con la ayuda de las recomendaciones del Bureau of Reclamación para presas, es que se eligen los siguientes Predimensionamiento de los taludes para nuestra presa, los cuales serán previamente verificados con la ayuda del software Slide V 5.0.

10.4 Datos de cálculo

Los datos del cálculo son proporcionados por los estudios de mecánica de suelos, el cual nos brinda, 3 consideraciones principales *el peso específico, cohesión y ángulo de fricción*. Para el análisis de la estabilidad de la presa, vamos a utilizar un programa llamado *de versión 5.0*, en el cual podemos utilizar una diversidad muy amplia, pero en nuestro análisis utilizaremos 3 de ellos, *Bishop simplificado, Janbu simplificado y Spencer*.

INFORMACIÓN DE ANÁLISIS DE LA DIAPOSITIVA

CONFIGURACIÓN DEL PROYECTO

Título del proyecto: PRESA CARNICERIA PAMPA
Unidades de medición: Unidades
Peso de la unidad de fluido de poro: 9.81 KN/m³
Método de agua subterránea: Superficies de agua
Números aleatorios: Pseudo-Random Seed
Semilla de número aleatorio: 10116
Método de generación de número aleatorio: Park and Miller v.3

MÉTODOS DE ANÁLISIS

Métodos de análisis utilizados: Obispo simplificado, Janbu simplificado y Spencer

OPCIONES DE SUPERFICIE

Tipo de superficie: Circular
Incremento de radio: 10
Curvatura inversa: Crear tensión Crack

COEFICIENTE DE

Carga sísmica (Horizontal) de la carga: 0.18

PROPIEDADES DE MATERIAL

Material: NUCLEO HOMOGENEO
Tipo de resistencia: Mohr-Coulomb
Unidad de peso: 16.1 KN/m³
Cohesión: 15,7 KPa
Ángulo de fricción: 31,4 grados

Material: FILTRO

Tipo de resistencia: Mohr-Coulomb
Peso de unidad: 19 KN/m³
Cohesión: 0 KPa
Ángulo de fricción: 38,9 grados

Material: TRANSICION

Tipo de resistencia: Mohr-Coulomb
Peso de unidad: 18 KN/m³
Cohesión: 0 KPa
Ángulo de fricción: 37,6 grados

Material: GAVION

Tipo de resistencia: Mohr-Coulomb
Peso de unidad: 24.5 KN/m³
Cohesión: 8 KPa
Ángulo de fricción: 42.1 grados

Material: CIMENTACION

Tipo de resistencia: Mohr-Coulomb
Peso de unidad: 20 KN/m³
Cohesión: 6 KPa
Ángulo de fricción: 33,3 grados

Material: ENROCADO

Tipo de resistencia: Mohr-Coulomb
Peso de unidad: 22,9 KN/m³
Cohesión: 0 KPa
Ángulo de fricción: 44,7 grados.

3.11 ANÁLISIS DEL CONTROL DE FILTRACIONES

3.11.1 Teoría de infiltración

La literatura existente para la concepción del fenómeno de infiltración es amplia, encontramos un corto pero nutrido concepto sobre la filtración en medios porosos, donde se menciona explícitamente que la variable fundamental de los fenómenos es el campo de potencial ϕ que no viene ser más que la altura piezométrica. Esta teoría está basada en la Ley de Darcy y la formulación de Flujo potencial que en adelante veremos pausadamente.

a) Estudio del medio de filtración

El movimiento del agua se produce a través de los huecos (poros) que dejan entre si los suelos (grava, arena, limo o arcilla), materiales que conforma el cuerpo de la presa o la fundación por debajo de la presa de gravedad y similares. En estas definiciones se considerará movimiento de flujo permanente y también se hablará siempre del movimiento bidimensional, si no se especifica algo diferente.

Viendo de este modo el medio de filtración es discontinuo (medio poroso), constituido por material suelto o compactado, material de fundación inalterada en otros casos y finalmente el agua que circula a través de los huecos dejados entre ellos; sin embargo este medio discontinuo será tratado como medio continuo con fines del modelado.

Según *Bear* puede considerarse medio poroso al que cumple las siguientes condiciones:

1. Es una parte del espacio ocupada por materia heterogénea o multifase, siendo al menos una de las fases no sólida. La fase sólida se denomina matriz sólida y el espacio que no forma parte de la misma constituye el espacio de huecos.

2. La matriz sólida debe estar distribuida en el medio poroso y presente en cada volumen elemental representativo, que se definirá más adelante. La superficie específica de la matriz sólida debe ser relativamente elevada y las aberturas que constituyen el espacio de huecos deben ser relativamente estrechas.

3. Algunos de los poros que constituyen el espacio de huecos deben estar interconectados.

Los poros interconectados que permiten la circulación del agua a través de ellos constituyen el espacio efectivo de huecos.

b) Tratamiento del medio poroso como continuo

No resulta posible estudiar el movimiento del agua a través de los canalículos que determinan las cavidades interconectadas existentes en el medio, determinando velocidades y caudales a través de cada uno de ellos.

Basta pensar en la imposibilidad de definir la geometría de dichos canalículos. Por ello es preciso tratar el medio poroso como un medio continuo como una idealización del ordenamiento de las partículas en el suelo.

Por consiguiente existe un volumen $\Delta vol.$ que Bear denomina volumen elemental representativo, en donde la muestra debería contener suficiente número de partículas como para que la adición o sustracción de algunas más no afecte de forma apreciable al valor medio de las propiedades de esta. Con este razonamiento utilizaremos la porosidad como característica más representativa del medio poroso.

La Porosidad (n), se define como la relación entre el volumen de huecos (Δvol_h) y el volumen total del medio poroso ($\Delta vol.$):

$$n_p = \frac{\Delta vol}{\Delta vol_h} \quad (3.178)$$

La condición es suficientemente pequeño, pero este totalmente constituido por huecos (poros) y materia sólida (matriz sólida).

De la misma forma como se ha hecho con la porosidad se puede definir la velocidad de agua en un medio poroso, como velocidad media en una partícula de medio poroso y el caudal específico o caudal por unidad de área (Velocidad de Darcy o velocidad macroscópica).

Otra condición importante para poder tratar un medio discontinuo como un medio continuo es que el dominio o espacio ocupado por el medio debe contener un número suficientemente elevado de partículas. El cumplimiento de esta condición, parece obvio en los casos más habituales, como en el estudio de la filtración a través de las presas.

c) Almacenamiento y velocidad del flujo en medios porosos

El suelo (medio poroso), como un medio heterogéneo, ya remarcado líneas atrás contiene entre sí, aire, agua y la matriz sólida, el volumen que ocupa cada una de estas fases se denominan, volumen gaseoso o volumen de aire

(V olg), volumen del agua (V olw) y volumen de la matriz sólida (V ols) respectivamente, en tanto que a la suma de los volúmenes del aire y del agua le denominamos volumen de vacíos (V olv = V olg + V olw) y a la suma del total de las partículas en el medio, le llamamos volumen total (V olT = V olv +V ols). Partiendo de las definiciones ya mencionadas se realiza las siguientes relaciones que caracteriza un medio poroso como es el suelo.

$$n = \frac{Vol_v}{Vol_T} ; \quad S = \frac{Vol_w}{Vol_v} ; \quad e = \frac{Vol_s}{Vol_s} \quad (3.179)$$

Siendo “n” la porosidad del medio, “S” el grado de saturación y “e” la relación de vacíos. En esta sección nuestro interés es conocer las características del agua en el medio y por tanto trataremos de enfocar nuestras deducciones como parte de la ecuación gobernante del fenómeno de infiltración que más adelante se ha de presentar; entonces ordenando

$$Vol_w = Vol_w * \frac{Vol_v}{Vol_v} * \frac{Vol_T}{Vol_T} \quad (3.180)$$

$$Vol_w = \frac{Vol_v}{Vol_T} * \frac{Vol_w}{Vol_v} * Vol_T \rightarrow Vol_w = n * S * Vol_T \quad (3.181)$$

La cual representa que el volumen del agua en el medio está en relación con la porosidad “n”y el grado de saturación “S”; para deducciones posteriores utilizaremos el Volw del modo siguiente:

$$Vol_w = \frac{Vol_w}{Vol_T} * Vol_T \rightarrow Vol_w = \beta * Vol_T \quad (3.182)$$

3.11.2 Movimiento del agua en medios porosos

Para caracterizar el movimiento del agua en medios porosos debemos considerar los efectos relativos de las fuerzas gravitacionales y viscosas respecto a las fuerzas de inercia y la rugosidad relativa del lecho que se desarrollan durante el fenómeno. Bajo este concepto el movimiento del agua puede considerarse en los siguientes casos.

a) Régimen supercrítico o subcrítico.

Es dependiente de las fuerzas de gravedad respecto a las fuerzas inerciales y se caracteriza mediante el número de Froude:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g*y}} \quad (3.183)$$

Siendo:

F: número de Froude.

V: velocidad media.

g: aceleración de la gravedad.

y: longitud característica.

Cuando $F > 1$ el movimiento es supercrítico, $F < 1$ el movimiento es subcrítico y $F = 1$ corresponde al régimen crítico.

El movimiento de agua a través de las presas de tierra y la fundación por debajo de las presas de concreto y similares se produce en régimen subcrítico y se asume no viscoso.

b) Movimiento laminar o turbulento.

Está asociado a las anuencias de las fuerzas viscosas respecto a las fuerzas inerciales y se caracterizan mediante el número de Reynolds.

$$R_e = \frac{V \cdot R}{\nu} \quad (3.184)$$

Siendo:

Re: número de Reynolds

ν : viscosidad cinemática del agua

R: longitud característica (radio hidráulico).

Número de Reynolds elevados mayores a 10,000 corresponde a movimiento turbulento, en las que las partículas del agua describen una distorsión en su trayectoria.

Números bajos menores a 2,000 corresponden con flujo laminar, en donde las partículas de agua describen una línea definida durante su trayectoria. Los valores límite entre cada tipo de movimiento se consideran un movimiento en transición.

Cabe señalar que las características del movimiento del agua en medio porosos como son los cuerpo de presa o medios similares, el flujo desarrolla un movimiento laminar, esta característica será fundamentada más adelante.

3.11.3 Teorías fundamentales que rigen el medio poroso

a) La Ley de Darcy

Según Toledo, Darcy y Ritler fueron los primeros en realizar ensayos de percolación en medios porosos, cuyos resultados publicaron en 1856. En dichos ensayos utilizaron varias arenas de diferentes granulometrías sometidas a diversas cargas de agua y con distintas longitudes de la columna de arena que atravesaba el agua. Como resultado de todos los ensayos realizados observaron que el caudal filtrado era aproximadamente proporcional al

gradiente hidráulico, relación entre la diferencia de carga a la entrada y a la salida de la columna de arena, y la longitud de dicha columna.

La columna de arena era vertical y de sección constante. De este modo se obtuvo la conocida Ley de Darcy, que tiene en su origen un carácter empírico.

$$V_d = k * i \quad (3.185)$$

Siendo:

Vd: velocidad de Darcy (m/s)

k: coeficiente de permeabilidad (m/s)

i: gradiente hidráulico (m/m)

Describiendo cada parámetro de la ecuación Vd también es conocido como caudal específico (qe) o caudal por unidad de área total del medio poroso, incluyendo sólidos y huecos. El valor de k depende de las características del material granular y de las características del líquido filtrado, su valor es constante, estableciendo una relación lineal entre el caudal específico (qe = Vd) y el gradiente hidráulico. El gradiente hidráulico (i) representa la pérdida unitaria de energía del agua en el medio poroso, tal que en cierto modo tiene un valor distinto que la pérdida unitaria de energía a través de los canalículos que definen los huecos del medio, ya que el recorrido sinuoso de una partícula de agua tiene una longitud mayor que la altura de la columna de arena.

La Ley de Darcy permite estimar el caudal filtrado a través de un medio poroso cuando se dispone de una cierta cantidad de energía o carga hidráulica y define el ritmo al que aumenta la pérdida unitaria de energía a través de dicho medio.

b) Ley de Bernoulli aplicado a medios porosos

El flujo de agua en un medio poroso cumple la ley de Bernoulli modificada, esta ley es una derivación de la ecuación general de conservación de energía.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h \quad (3.186)$$

La suma de los tres términos en cada miembro de la ecuación anterior se llama altura total “h”, individualmente se denominan carga de posición z, carga de presión P y carga de velocidad V. Según Marsal, en todos los problemas prácticos de flujo de agua en suelos, la carga de velocidad es despreciable ($V^2/2g = 0$), la velocidad media llega raramente al orden mayor de 0.1 m/s, por lo que en general $V^2/2g$ es menor de 0.0005 m. y por tanto.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \Delta h \rightarrow h_1 = h_2 + \Delta h \rightarrow \Delta h = h_1 - h_2 \quad (3.187)$$

c) Altura piezométrica

Del razonamiento anterior, la forma general de la altura piezométrica h es $h = z + P/\gamma$ en particular para flujo de agua en el suelo (medio poroso) será:

$$h_1 = z + \frac{u_w}{\gamma} \quad (3.188)$$

Siendo u_w la presión de poros de agua en el suelo

d) Gradiente hidráulico

Para una variación diferencial del espacio dx la variación de la altura piezométrica dh también será mínima. La relación entre dh y dx viene a ser el gradiente hidráulico i de flujo de agua en medios porosos

$$i = -\frac{dh}{dx} \quad (3.189)$$

El signo negativo es debido a que el gradiente representa la pérdida de energía del flujo en la dirección de avance.

e) Velocidad y caudal de filtración

De las ecuaciones anteriores, la velocidad de Darcy o caudal específico será:

$$V_d = k_i = k * \left(-\frac{dh}{dx}\right) \quad (3.190)$$

Con este principio el caudal filtrado es producto de la velocidad de filtración es área de la sección de filtración.

Como nota dejamos en claro que el signo negativo del gradiente no será tomado en cuentas en la formulación matemática del problema; sin embargo que no signifique esto que es un error, ya en la formulación con las metodologías numéricas se vuelve a este punto y se pone en consideración estos signos.

3.11.4 Límites de validez de la Ley de Darcy

Las arenas, limos y arcillas utilizadas en la conformación del núcleo impermeable en el cuerpo de las presas de tierra, como también los materiales que forman la fundación debajo de las presas de concreto y similares, son generalmente de este tipo de suelos, y estas tienen un tamaño adecuado como para que la Ley de Darcy sea aplicable. No obstante materiales de mayor granulometría como las gravas y rocas tienen un tamaño como para

que la ley de Darcy no sea aplicable, puesto que el flujo que se desarrolla en ellos no es laminar o lento.

Existe evidencia experimental de que cuando los granos o elementos que constituyen la matriz sólida alcanzan un determinado tamaño, la Ley de Darcy deja de resultar válida, existiendo una relación no lineal entre el caudal específico y el gradiente hidráulico. Por eso, para estudiar el movimiento del agua a través del cuerpo de la presa y medios similares es preciso cubrir dos objetivos:

1. Delimitar el campo de validez de la Ley de Darcy.
2. Definir una fórmula no lineal de gradiente hidráulico en medios porosos cuando el flujo es turbulento sea válida fuera del campo de aplicación de la ley de Darcy.

Para la presa de Carnicería Pampa sea desarrollado la metodología, para el cual se utilizó el programa de Slide v 5.0. También se tomó como referencia el estudio que fue realizado por Vilca Tueros (Tesis: “Modelamiento Numérico de Infiltración en Presas con el Método de Volúmenes Finitos), más el programa Slide v 5.0., desarrollara con el método de elementos finitos; las cuales dan como resultado que aproximan o ajustan a realidad.

3.11.5 Datos de cálculo

Estos son los datos que se trabajó en el programa Slide v 5.0.

ANÁLISIS DE INFORMACIÓN:

AJUSTES DEL PROYECTO

Título del proyecto: PRESA CARNICERIA PAMPA

Unidades de medición: unidades

Peso de la unidad de fluido de los poros: 9.81 KN/m³

Método de agua subterránea: Análisis de elemento finito

Tolerancia (agua subterránea): 1e-006

Máximo número de iteraciones (agua subterránea): 500

Salida de datos: Estándar

Números aleatorios: Pseudo-Random Seed

Semilla de número aleatorio: 10116

Método de generación de número aleatorio: Park and Miller v.3

ANÁLISIS DE LAS AGUAS SUBTERRÁNEAS

Número máximo de iteraciones: 500

Tolerancia de iteración: 1e-006

Tipo de elemento: 3 triángulos discontinuos

Número de elementos: 1564

Número de nodos: 832

PROPIEDADES DEL MATERIAL

Material: NUCLEO HOMOGENEO

Ks: 1e-008

K2/K1: 1

Material: FILTRO

Ks: 0.0001

K2/K1: 1

Material: GAVION

Ks: 0.01

K2/K1: 1

Material: ENROCADO

Ks: 0.1

K2/K1: 1

Material: TRANSICION

Ks: 0.0001

K2/K1: 1

Material: DENTELLON

Ks: 1e-010

K2/K1: 1

Material: GEOSINTETICOS

Ks: 1e-012

K2/K1: 1

Material: INYECCIONES

Ks: 1e-014

K2/K1: 1

Material: ESTRATO 01

Ks: 8.82e-005

K2/K1: 1

Material: ESTRATO 02

Ks: 7.77e-005

K2/K1: 1

Material: ESTRATO 03

Ks: 7.9e-005

K2/K1: 1

Material: ESTRATO 04

Ks: 9.43e-005

K2/K1: 1

Material: MACIZO ROCOSO

Ks: 1e-012

K2/K1: 1

3.11.6 Tubificación y su efecto en la cimentación y estabilidad de la presa

El fenómeno de tubificación (sifonamiento) se produce cuando se anulan las tensiones efectivas del suelo. En estas condiciones, un suelo sin cohesión pierde completamente su resistencia al corte y pasa a comportarse como un fluido.

La tubificación puede erosionar los terraplenes de las presas, socavando los terraplenes o sus fundaciones, tanto desde aguas abajo hacia aguas arriba como a la inversa.

El flujo tiende a ejercer presión sobre las partículas del suelo, y la fuerza de filtración actuante, definida por unidad de volumen, puede arrastrarlas en el sentido de la corriente.

Las fuerzas que se oponen al arrastre del flujo es la trabazón entre las partículas (estructura) y su cohesión, pero al emerger aguas abajo de la presa, es el peso sumergido del suelo la principal fuerza en sentido opuesto, al menos en suelos sin cohesión.

3.11.7 Tipos de tubificación

Levantamiento

En este tipo de tubificación se analizan los “reventones” donde la arena entraría en “ebullición”, provocando el colapso de la obra si el peso del suelo resultaba insuficiente para contener el movimiento ascendente del suelo bajo el efecto de la fuerza de filtración, en el momento de alcanzarse un determinado gradiente, denominado “crítico”.

Fractura hidráulica

Consiste en la brusca irrupción del agua a través de las grietas de los terraplenes, bajo los efectos de la carga hidráulica, ejerciendo subpresiones (fuerzas dirigidas de abajo hacia arriba) y presiones en todas direcciones, principalmente durante el primer llenado del embalse o al producirse alguna variación brusca de su nivel.

A las contracciones y secado como el origen de fisuras pueden agregarse diferencias en compactación producidas por el paso de los rodillos. Estas grietas internas pueden estar cerradas, pero, cuando el nivel de la presa alcanza algunos metros (2 a 3) sobre ellas, la presión hidrostática puede ser superior a la presión total. El agua ejerce presión sobre la fisura abriéndola progresivamente.

3.11.8 Efecto en la cimentación y estabilidad de la presa

Una presa es, en cierta forma, un impedimento interpuesto en la corriente para que el agua pase por debajo de ella. La energía debe disiparse lo suficiente por fricción y otras pérdidas a través de esa trayectoria, de forma de que salga (aguas abajo de la presa) sin provocar erosión (tubificación) que ponga en riesgo la estructura.

El sentido de la fuerza de filtración sigue el de las líneas de flujo, y en su origen, cuando el agua penetra en el suelo tiene el mismo que el del peso de las partículas, pero la erosión se ve impedida por la masa del suelo. En cambio, al emerger aguas abajo, tienen sentidos opuestos, y allí no existe masa alguna que se oponga a la erosión.

Cuando el área de la sección transversal está restringida, como debajo de los tablestacados, la velocidad, la fuerza de filtración y el gradiente aumentan.

Se llama gradiente hidráulico crítico al que resulta del perfecto equilibrio entre estas fuerzas, considerando el peso sumergido del suelo. El gradiente crítico es aproximadamente igual a 1, puesto que el peso saturado de los suelos es aprox. el doble del peso específico del agua ($\gamma_{\text{sumergido}} = \gamma_{\text{saturado}} - \gamma_{\text{agua}}$).

3.11.9 Cálculo del factor de seguridad por sifonamiento.

El estado de sifonamiento es aquel estado en la cual la tensión efectiva al corte del suelo es nula. El estado de sifonamiento en los suelos cohesivos no necesariamente se produce debido a que estos pueden poseer resistencia aun cuando las tensiones efectivas sean nulas. Existen dos casos en los que se produce el sifonamiento:

- a) En un flujo ascensional cuando la fuerza de filtración es igual al peso sumergido.
- b) Un impacto en ciertos suelos de baja compacidad que ocasiona una reducción en el volumen del esqueleto del suelo haciendo que la presión efectiva se transmita al agua de los poros.

Así el gradiente que produce el sifonamiento denominado “gradiente crítico” es igual al peso específico sumergido entre el peso del agua. Para el caso específico de las presas de material local (Presas de tierra o Enrocado), se puede establecer que el gradiente crítico es igual a la pérdida de carga hidráulica al atravesar algún elemento de la presa (núcleo, pantalla, etc.) dividido entre el ancho del elemento atravesado. Es muy práctico y confiable cubrir un gradiente hidráulico máximo en función del tipo de suelo.

3.11.10 Metodología de cálculo

El flujo ascendente disminuye la tensión de las partículas sólidas. Si el gradiente que origina el flujo de agua es suficientemente grande, puede darse el caso de que la tensión efectiva se anule:

$$\begin{aligned}\tau &= \sigma_t - U = 0 \\ \sigma_t &= U \\ \gamma_p \cdot h_p &= (h_e + L_c) \cdot \gamma_w\end{aligned}\tag{3.191}$$

En esta situación en la que se anula la tensión efectiva, la masa de suelo no es capaz de soportar ninguna tensión vertical y se dice que se encuentra en estado de sifonamiento. En

esta situación el agua arrastra hacia arriba a las partículas sólidas que se encuentra a su paso. Un ejemplo son las arenas movedizas.

El gradiente a partir del que se produce sifonamiento es el gradiente hidráulico crítico:

$$i_c = \frac{h_e}{L_c} \quad (3.192)$$

El sifonamiento ($i_{real} > i_c$) sólo ocurre en suelos granulares ya que en los finos, las fuerzas de cohesión mantienen unidas a las partículas en grandes grumos, siendo muy difícil que se produzca este fenómeno.

Existe riesgo de que se produzca sifonamiento en determinadas estructuras hidráulicas como por ejemplo en el pie del talud aguas abajo de una presa de materiales sueltos. Para evitar este fenómeno se debe establecer un factor de seguridad F mayor de 1,4.

$$F = \frac{i_c}{i_{real}} \geq 1.4 \quad (3.193)$$

Siendo $i_{real} = h/L$. Gradientes reales del orden de 0,6 - 0,7 no dan problemas pero sí pueden darlo en torno a 1.

3.12 TRATAMIENTO PARA LA IMPERMEABILIZACIÓN DE LA PRESA

Como método alternativo para la impermeabilización de la presa “Carnicería” se plantea la realización de excavación de un dentellón, hasta una profundidad de 3 metros, ya que hasta esta profundidad se delimitaron las zonas con presencia de suelos saturados en donde se producirán (hipotéticamente) las filtraciones bajo la cimentación de la presa Carnicería.

Para aplicar esta técnica se requiere del conocimiento del suelo, de sus características hidrológicas, de los afloramientos y de los métodos posibles de contención y/o desviación; se tendrá en cuenta el destino y condiciones de funcionamiento de la obra, características de las estructuras circundantes aledañas como la presa y su aliviadero, así como su plazo de ejecución de la misma.

Control de los Afloramientos de Agua durante la Construcción de la Presa: Es la técnica mediante la cual se desvía o se contiene el agua en una zona más o menos profunda del terreno para que el perfil de la lámina freática se mantenga por debajo de la superficie y no obstruya la excavación a ejecutar.

Método de Control de Afloramiento - Método de Acequias: Se realiza el control de estos afloramientos situados en los hastiales del eje de la presa y aguas arriba encausando el agua en canalillos hasta la parte posterior inmediata a la ubicación de la presa (aguas abajo).

En nuestro caso solo es suficiente la construcción de un canal cubierto (tubería), que permita cruzar el caudal de agua que no superara los 200 Lt/s, al otro extremo de la zona de construcción de la Presa.

3.12.1 Inyecciones de impermeabilización

Este método consiste en consolidar y optimizar los terrenos naturales o artificiales a través de inyecciones, pueden incorporarse aditivos químicos para funciones diferentes como la impermeabilización. De acuerdo a las permeabilidades obtenidas en la cimentación de la Presa, estas presentan una media de 10-3 cm/seg, lo que posibilita la probabilidad de producirse sifonamiento. Las inyecciones tienen como objetivo disminuir el gradiente hidráulico aumentando la impermeabilidad de la cimentación.

Esta solución se realiza mediante tres procesos simultáneamente:

Rotura Hidráulica del Terreno: Es uno de los métodos por inyección que tiene en cuenta la resistencia inicial del terreno sin considerar realmente su textura. La rotura se realiza en

forma controlada, para que las deformaciones se escalonen. Los suelos gravosos son los que muestran mayor predisposición al empleo de este método, dadas las características de la cimentación de la Presa se hace apropiada su aplicación. Las mezclas deberán ser estables de tal manera que permita la impregnación del suelo. Si la altura máxima de la Presa es de 30 m, entonces no deberá permitirse presiones mayores a 4.5 bares, debido a que estas serán las presiones máximas a que estará sometido el material de cimentación.

Consolidación y Estabilización del Terreno: Regulando el caudal de inyección forzada por rotura, permite aplicar presiones estáticas crecientes; dichas presiones producen la consolidación de pequeñas áreas de terreno, comprendidos entre lenguas de lechada. La cimentación de la Presa Carnicería de acuerdo a las perforaciones Diamantinas y los diversos sondajes Geofísicos, indican que estos son de una misma cualidad (Gravosos), hasta los 35 m, por lo tanto estos se consolidaran más o menos uniformemente.

Armado del Terreno con Tubos de Inyección: Buscar la uniformidad de la consolidación es sinónimo de estabilizarlo, y para estos en nuestro caso se buscara la distribución de los taladros en sistema de inyección tipo cierre, es decir se perforara e inyectara primero los taladros primarios que se encuentran separados una distancia x , luego se trabajara los taladros secundarios que se encuentra a una distancia $x/2$, y finalmente los taladros terciarios separados una distancia del secundario $x/4$.

3.12.2 Tratamiento con inyecciones de impermeabilización

a) Pautas y criterios para el diseño de la pantalla impermeable

Existen una serie de premisas generales: así cuanto más baja sea la permeabilidad de un terreno, más pequeño debe ser el caudal de inyección para un espaciamiento de tuberías dado y/o más grande debe ser la presión requerida. Por otro lado, cuanto mayor sea la presión, más probabilidad habrá de fracturar accidentalmente el terreno durante la inyección, de ahí que cada suelo tenga un caudal óptimo de inyección para una presión de bombeo determinada, pero por el contrario cuando el bombeo se realiza demasiado lento, el proyecto deja de ser rentable.

Un elemento importante a agregar es la seguridad e importancia de la Presa, en el caso que se produzcan problemas de filtración estos pueden ocasionar sifonamiento en determinados sectores de la base de la presa y finalmente hacerla colapsar. Si solo se produjeran

filtraciones en el almacenamiento de la Presa estas pueden provocar que nunca alcance su volumen deseado y finalmente insatisfaga la expectativa de la población de Huamanguilla.

MEDIOS INYECTABLES: Mediante ensayos de penetración estándar de suelos, calicatas y estudios de prospección geofísica se ha llegado a estimar la permeabilidad de los suelos de manera referencial.

Cuadro 3.23: Permeabilidad de los suelos.

PERMEABILIDAD (cm/s)	CAPACIDAD DE INYECCION
$10^{-1} - 10^{-2}$	Fácilmente Inyectables
$10^{-3} - 10^{-4}$	Moderadamente inyectables
$10^{-4} - 10^{-5}$	Marginalmente inyectables
$< 10^{-5}$	No inyectables

Fuente: Alva Hurtado “diseño sísmico de presas de tierra y enrocado”

De acuerdo a estos estudios en las inmediaciones de la presa, los primeros 5 metros el coeficiente de permeabilidad se encontraría entre los 10^{-3} a 10^{-4} cm/seg, por lo tanto será moderadamente inyectable, entre los 5 a 15 m de profundidad relativo los coeficientes de permeabilidad en promedio fluctúan entre los 10^{-4} a 10^{-5} cm/seg, por lo tanto el suelo será marginalmente inyectable, luego finalmente entre los 20 a 35 m de profundidad existen sectores con permeabilidades que fluctúan entre los 10^{-1} a 10^{-2} cm/seg, estos estratos posiblemente se encuentren compuestos por gravas limpias y que se encuentran saturadas de agua (ver en anexo estudio Geofísico).

RADIO DE ACCIÓN: La inyección normalmente se hace en etapas sucesivas con el fin de asegurar que alrededor del taladro se cree un volumen que estará limitado por el radio de acción y por la longitud de sondeo.

El radio de acción se puede definir geoméricamente; así para el caso de un terreno homogéneo el valor es:

$$R = \sqrt{\frac{V}{D \times L \times \pi}} \tag{3.194}$$

Donde:

V=Volumen de producto inyectado por fase (mínimo Previsto): 2 m³

D=Porosidad del terreno (mínimo previsto): 0.031 m

L=Longitud de la fase: 5 m

SEPARACIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN: Si la inyección de aluviones se hiciera como para las rocas fisuradas rellenando todos los huecos, podría determinarse la separación de los taladros, dando el precio del taladro y el precio del mortero inyectado. Para lograr asegurar que la inyección sea efectiva se ha considerado ensanchar esta, mediante el planteamiento de dos filas para que la pantalla sea lo más efectiva posible.

Cuadro 3.24: Parámetros a considerarse en espaciamiento entre taladros.

TIPO DE MEDIO	NATURALEZA	ESPACIAMIENTO ENTRE TALADROS
Terreno suelto Profundidad	• Arenas Finas	0.8 a 1.3
	• Arenas y gravas	1 a 2
	• Gravas	2 a 4
	• Arenas y gravas	Fondo Estanco
Rocas Profundidad < 15 m	• Fisuras finas	1 a 3
	• Fisuras abiertas	2 a 4
Obras	Relleno detrás de la bóveda	2 a 3
Cavidades	Relleno de Grandes Huecos	3 a 15

Fuente: Alva Hurtado “diseño sísmico de presas de tierra y enrocado”

INCLINACIÓN Y DESVIACIÓN DE LOS TALADROS: La ejecución de taladros inclinados es muy costosa en los aluviones. Además, la inclinación máxima que se puede darles no es muy grande; por ejemplo de 30 a 40%. No se sabe de pantallas inclinadas en aluviales y por lo general son verticales debido a que la posibilidad de derrumbe es latente desde el principio de la perforación hasta la culminación del mismo taladro. Se estima que se produzca una desviación que por el peso propio de la tubería logre desviarse del eje inicialmente planteado, sin embargo no afecta la verdadera trascendencia de la inyección.

DIAMETRO DE LOS TALADROS Y MODO DE REALIZARLOS: Mientras que el mortero inestable para la inyección de un macizo rocoso impone que los taladros sean de pequeño diámetro, con el fin de reducir los inconvenientes de sedimentación del cemento (Blend comercial). Solamente hay que considerar el aspecto económico.

INYECCIÓN CON LOS TUBOS CON MANGUITOS: El tubo con manguitos, utilizado y patentado por la Sociedad SOLETANCHE, constituye la evolución normal y lógica del tubo de revestimiento de taladro que volaba con explosivos a la altura del medio a inyectar. Este viejo sistema fue sustituido por el empleo de perforadoras con explosivos o con balas, utilizadas por los técnicos dedicados a la investigación petrolífera. Pero a pesar de ese perfeccionamiento es un método violento que no tiene la flexibilidad del procedimiento seguido como los tubos manguitos.

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO DE LOS ALUVIONES INYECTADOS

Esta resistencia al deslizamiento puede ser calculada adaptando el razonamiento empleado en el caso de una fisura de un cuerpo exclusivamente coherente.

Si se supone, aunque sea inverosímil que la inyección ha sido hecha exhaustivamente todos los granos del terreno estarán rodeados de un gran espesor de mortero. Entonces habremos sustituido un suelo incoherente por un suelo coherente. Según sea los valores del ángulo de rozamiento inicial y de la cohesión final, el resultado puede ser favorable o no serlo. Se trata aquí de un caso límite, porque una inyección no puede físicamente lograrse tan perfectamente como para poder obtener tal resultado.

INYECTABILIDAD DEL TERRENO Y SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO

En la siguiente figura se muestra el campo de aplicación de las inyecciones en función de la permeabilidad de los suelos. Puesto que el objetivo fundamental es lograr la impermeabilización debajo de la Presa de Carnicería Pampa, se deberá de impermeabilizar las venas o canales subterráneos que se encuentran ubicados erráticamente entre las profundidades de 30 a 35 m de profundidad.

Las permeabilidades de estos conductos alcanzan un valor cercano a los 10^{-2} cm/seg es decir son materiales que pueden ser impermeabilizados con el empleo del cemento comúnmente empleado para la construcción convencional. Sin embargo también existirán sectores en donde las permeabilidades oscilaran entre los 10^{-3} a 10^{-4} cm/seg, estos sectores posiblemente ayuden a sumar el caudal total de filtración, por lo tanto también deberá de disminuirse su permeabilidad.

CÁLCULO PARA ESTIMAR EL VOL. DE INYECCIÓN PARA TALADROS DE INYECCIÓN

Para estos cálculos del volumen de inyección se tomara en cuenta los estudios indirectos geofísica y estudios "in situ". De acuerdo a lo estimado se tienen los siguientes datos: 10^{-4} cm/seg (0-5m), 10^{-5} cm/seg (5-15m), 10^{-2} cm/seg (15-35m), 10^{-9} cm/seg (>35m).

Por cada taladro se estima el volumen de inyección de la siguiente manera:

$$V = \pi r^2 h \quad (3.195)$$

Donde: h=altura promedio de inyección (25 m)

r=radio estimado del viaje de la inyección (1 m)

3.13 DISEÑO DE OBRAS DE ARTE

3.13.1 Diseño del filtro

a) Criterios de diseño

DIMENSIONES:

Las dimensiones del filtro en la segunda etapa estarán sujetas a la siguiente relación:

$$LF > \frac{2}{3}m \quad (3.196)$$

LF: Longitud del Filtro

m: Longitud Horizontal del Talud Aguas Abajo.

3.13.2 Diseño y dimensionamiento del vertedero de demasías

• *FLUJO EN EL ALIVIADERO DE DEMASIAS*

Para iniciar los cálculos debemos conocer el caudal de la máxima avenida para un periodo de retorno de 100 años.

• *DIMENSIONAMIENTO DEL ALIVIADERO DE DEMASIAS*

Dadas las características de la presa para la primera etapa, tenemos que la pendiente (s) es de 1%, debido a su ubicación demarcada en el relieve topográfico.

También debemos conocer el tirante crítico para lo cual usaremos la siguiente fórmula:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.197)$$

Donde:

q = Caudal Unitario

g = Aceleración de la gravedad

3.13.3 Diseño y dimensionamiento de la descarga de fondo

a) Dimensionamiento de la tubería

Para esto trabajaremos con la ecuación de la energía, considerando que esta tubería va trabajar bajo presión:

Ecuación de energía:

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h \quad (3.198)$$

$$h = h_{Te} + h_E + h_f + h_{Ts} + h_c \quad (3.199)$$

$$h_{Te} = \frac{0.5 \cdot V^2}{2 \cdot g} \quad (3.200)$$

$$h_E = \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} \quad (3.201)$$

$$h_c = \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} \quad (3.202)$$

$$h_{Ts} = \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} \quad (3.203)$$

$$h_f = \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (3.204)$$

$$h = \frac{0.5 \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D} \quad (3.205)$$

Donde:

P : Presión

V : Velocidad

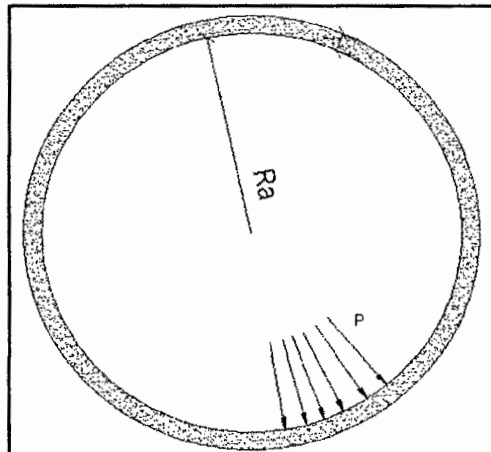
Z : Altura

h : Perdidas de carga

b) Diseño de la tubería de descarga

En este diseño se debe tener en cuenta que la tubería va a trabajar, a presión, y se cuenta con los siguientes datos: caudal de 500 lt/s, la pendiente es de 1%, esta tubería va a trabajar a presión, y será de acero.

Figura 3.07: Diámetro de la tubería de descarga.



Fuente: El autor.

Como ya se calculó el diámetro de la tubería será de 60 cm, ahora el espesor de la tubería será calculado con las siguientes formulas, tomando el menor de los resultados:

$$t_{\min} = \frac{D_{(in)}}{288} \quad (3.206)$$

c). Cálculo de estabilidad formulación AMSTUTZ'S

$$U = 1.5 - 0.5 \left(\frac{1}{1 + 0.002 \cdot \frac{E_s}{\sigma_y}} \right)^2 \quad (3.207)$$

$$\sigma_{yo} = U \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}} \quad (3.208)$$

$$E_{so} = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (3.209)$$

3.13.4 Diseño de la toma

Para la toma se tomó como referencia el siguiente libro: “Design of Small Canal Structures” (1978). En el cual indican que para evitar la una posible erosión se debe proteger todo el ingreso con un recubrimiento de concreto.

3.13.5 Diseño de la descarga

La descarga, es una estructura de concreto armado, anexa a la cámara de válvulas, aguas abajo de la presa. El agua que se capta, es descargada en forma libre sobre una pantalla de disipación, las aguas sean entregadas al cauce del río en régimen subcrítico.

Esta pantalla será diseñada tomando como referencia el libro “Design of Small Canal Structures” (1978) en el cual indican las dimensiones de esta pantalla de disipación así como, de la cámara que será necesaria, a su vez el posterior enrocado.

Donde todos estos valores se encuentran en función de W :

$$a = \frac{1}{2}W \quad (3.210)$$

$$b = \frac{3}{8}W \quad (3.211)$$

$$c = \frac{1}{2}W \quad (3.212)$$

$$e = \frac{1}{12}W \quad (3.213)$$

$$L = \frac{4}{3}W \quad (3.214)$$

$$f = \frac{1}{6}W \quad (3.215)$$

$$H = \frac{3}{4}W. \quad (3.216)$$

IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1 OFERTA HÍDRICA

4.1.1 Generación de caudales medios mensuales

Para la generación de los caudales medios mensuales se desarrollo mediante la metodología de Lutz Schoolz; se desarrolló de acuerdo a la metodología descrita en el ítem 3.4.1 del Capítulo III. Los resultados se adjuntan en el ítem 4.0 del ANEXO A.

Los caudales medios mensuales generados para un periodo de 45 años se muestran en el cuadro siguiente:

Cuadro 4.1: Caudales medios mensuales.

CAUDALES MEDIOS MENSUALES GENERADOS (m3/s)														
ITEM	AÑO	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	TOTAL
1	1962	0.025	0.028	0.027	0.071	0.127	0.155	0.100	0.055	0.031	0.024	0.020	0.022	0.057
2	1963	0.021	0.023	0.040	0.054	0.116	0.145	0.126	0.063	0.038	0.028	0.019	0.020	0.058
3	1964	0.025	0.028	0.029	0.067	0.093	0.111	0.113	0.053	0.039	0.025	0.024	0.021	0.052
4	1965	0.025	0.022	0.030	0.064	0.127	0.100	0.088	0.044	0.035	0.022	0.017	0.016	0.049
5	1966	0.023	0.032	0.024	0.077	0.113	0.103	0.110	0.054	0.034	0.025	0.023	0.023	0.053
6	1967	0.020	0.021	0.025	0.066	0.117	0.092	0.100	0.052	0.038	0.021	0.022	0.020	0.050
7	1968	0.025	0.031	0.028	0.051	0.125	0.113	0.127	0.057	0.037	0.025	0.017	0.021	0.055
8	1969	0.019	0.022	0.028	0.060	0.100	0.125	0.125	0.062	0.035	0.026	0.017	0.015	0.053
9	1970	0.020	0.031	0.028	0.059	0.124	0.109	0.121	0.058	0.033	0.026	0.022	0.019	0.054
10	1971	0.024	0.025	0.032	0.075	0.119	0.114	0.096	0.052	0.038	0.022	0.016	0.020	0.053
11	1972	0.020	0.027	0.024	0.036	0.083	0.065	0.083	0.047	0.031	0.024	0.020	0.022	0.040
12	1973	0.026	0.042	0.031	0.069	0.118	0.146	0.123	0.063	0.039	0.021	0.022	0.024	0.060
13	1974	0.023	0.032	0.027	0.029	0.092	0.097	0.094	0.051	0.043	0.027	0.021	0.020	0.046
14	1975	0.021	0.027	0.029	0.070	0.118	0.102	0.106	0.049	0.035	0.021	0.020	0.022	0.052
15	1976	0.029	0.036	0.026	0.060	0.137	0.152	0.146	0.069	0.038	0.027	0.018	0.016	0.063
16	1977	0.017	0.031	0.027	0.047	0.104	0.131	0.124	0.062	0.047	0.025	0.023	0.018	0.055
17	1978	0.020	0.030	0.030	0.065	0.097	0.101	0.104	0.050	0.035	0.025	0.018	0.022	0.050
18	1979	0.027	0.029	0.025	0.053	0.084	0.089	0.112	0.056	0.035	0.023	0.018	0.022	0.048
19	1980	0.020	0.024	0.030	0.068	0.089	0.104	0.128	0.058	0.035	0.021	0.021	0.016	0.051
20	1981	0.023	0.031	0.025	0.056	0.096	0.100	0.114	0.057	0.035	0.025	0.022	0.027	0.051
21	1982	0.026	0.032	0.030	0.061	0.122	0.108	0.108	0.048	0.032	0.019	0.018	0.018	0.052
22	1983	0.029	0.030	0.026	0.067	0.107	0.085	0.109	0.053	0.036	0.021	0.016	0.021	0.050
23	1984	0.024	0.030	0.029	0.053	0.111	0.126	0.117	0.061	0.035	0.025	0.022	0.024	0.055
24	1985	0.021	0.025	0.022	0.052	0.122	0.116	0.097	0.051	0.033	0.018	0.022	0.018	0.050
25	1986	0.024	0.030	0.031	0.055	0.114	0.137	0.158	0.072	0.043	0.028	0.021	0.022	0.061
26	1987	0.025	0.031	0.026	0.041	0.103	0.094	0.100	0.052	0.027	0.019	0.021	0.017	0.046
27	1988	0.025	0.026	0.025	0.057	0.120	0.104	0.113	0.058	0.036	0.024	0.017	0.022	0.052
28	1989	0.026	0.028	0.025	0.041	0.084	0.103	0.104	0.053	0.034	0.020	0.021	0.015	0.046

29	1990	0.020	0.026	0.026	0.061	0.092	0.078	0.093	0.048	0.027	0.023	0.019	0.020	0.044
30	1991	0.022	0.026	0.026	0.059	0.105	0.111	0.114	0.053	0.034	0.025	0.022	0.023	0.052
31	1992	0.022	0.027	0.027	0.053	0.092	0.120	0.122	0.054	0.038	0.023	0.019	0.022	0.052
32	1993	0.022	0.045	0.037	0.074	0.127	0.099	0.128	0.066	0.041	0.028	0.021	0.024	0.059
33	1994	0.026	0.026	0.025	0.042	0.097	0.129	0.120	0.060	0.049	0.029	0.018	0.017	0.053
34	1995	0.022	0.026	0.030	0.060	0.099	0.127	0.125	0.056	0.036	0.025	0.023	0.018	0.054
35	1996	0.020	0.025	0.031	0.058	0.098	0.103	0.100	0.050	0.036	0.022	0.023	0.024	0.049
36	1997	0.023	0.022	0.027	0.047	0.114	0.116	0.105	0.053	0.031	0.022	0.018	0.024	0.050
37	1998	0.023	0.031	0.027	0.057	0.072	0.103	0.091	0.048	0.030	0.025	0.016	0.020	0.045
38	1999	0.021	0.025	0.028	0.065	0.108	0.138	0.116	0.053	0.035	0.025	0.021	0.023	0.055
39	2000	0.024	0.036	0.026	0.053	0.106	0.119	0.116	0.053	0.037	0.022	0.019	0.023	0.053
40	2001	0.020	0.019	0.027	0.028	0.161	0.109	0.139	0.069	0.050	0.032	0.023	0.024	0.058
41	2002	0.033	0.034	0.045	0.081	0.069	0.140	0.126	0.059	0.038	0.024	0.023	0.020	0.058
42	2003	0.020	0.024	0.021	0.051	0.054	0.091	0.090	0.051	0.032	0.023	0.022	0.019	0.042
43	2004	0.017	0.023	0.027	0.084	0.059	0.095	0.079	0.039	0.028	0.020	0.024	0.023	0.043
44	2005	0.033	0.032	0.025	0.056	0.061	0.085	0.123	0.058	0.028	0.020	0.017	0.022	0.047
45	2006	0.020	0.035	0.047	0.055	0.084	0.092	0.102	0.064	0.032	0.024	0.015	0.022	0.049
N° DATOS		45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
MEDIA		0.023	0.029	0.028	0.058	0.104	0.111	0.112	0.055	0.036	0.024	0.020	0.021	0.052
DESV.STD		0.002	0.005	0.005	0.012	0.021	0.020	0.016	0.007	0.005	0.003	0.002	0.003	0.005
.MAXIMO		0.033	0.045	0.047	0.084	0.161	0.155	0.158	0.072	0.050	0.032	0.024	0.027	0.063
Q.MINIMO		0.017	0.019	0.021	0.028	0.054	0.065	0.079	0.039	0.027	0.018	0.015	0.015	0.040

Fuente: El autor

Con los caudales generados podemos obtener el caudal de diseño al 75% de las Quebradas en estudio.

Cuadro 4.2: Oferta total de la cuenca Carnicería.

DESCRIPCION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
REPRESA	0.419	0.410	0.469	0.223	0.147	0.096	0.084	0.088	0.098	0.117	0.113	0.235	2.497

Fuente: El autor

La oferta total de la cuenca en estudio es de 2.497 MMC; este dato lo utilizaremos para el diseño hidráulico y balance hídrico.

RESTRICCIONES DEL MODELO

- Su uso es únicamente para el cálculo de caudales mensuales promedio.
- Los registros generados en el período de secas presentan una mayor confiabilidad que los valores generados para la época lluviosa.
- La aplicación del modelo se restringe a las cuencas en las que se ha calibrado sus parámetros (sierra peruana: Cusco, Huancavelica, Junín, Cajamarca)

Es importante tener en cuenta las mencionadas restricciones a fin de garantizar una buena performance del modelo.

4.1.2 Análisis de máximas avenidas

El análisis de máximas avenidas se desarrollo de acuerdo a la metodología descrita en el ítem 3.4.2 del Capítulo III; los resultados se adjuntan en el ítem 4.0 y 5.0 del ANEXO A.

VERIFICACIÓN DE LAS DISTRIBUCIONES MODELOS

En el siguiente cuadro se califica las funciones según el orden de preferencias indicado por cada prueba de ajuste, dando una puntuación de 1 a la “mejor” y 5 a la “peor”. De estos resultados se concluye que la función que mejor se ajusta a los datos es la LOG NORMAL II PARAMETROS.

Cuadro 4.3: Selección de las funciones de distribución.

MÉTODO ESTADISTICO	ERROR CUADRATICO MINIMO	SMIRNOV-KOLMOGOROV
Log Normal II parámetros	2	1
Gumbel- Valor Extremo	1	3
Log Pearson Tipo III	3	4

Fuente: El autor

CÁLCULO DE COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía calculada para la cuenca de Carnicería es 0.52 que es típico de la sierra peruana que se encuentra entre 0.5 a 0.6.

Cuadro 4.4: Parámetros geomorfológicos la cuenca Carnicería.

MICROCUENCA CARNICERÍA	
Cota Superior	4470.00
Cota Inferior	4060.00
Longitud(Km)	2.00
Coefficiente de Escorr.	0.52
Área (Km ²)	2.81
Tiempo de Conc.(min)	29.60
Área (ha)	281.00
Pendiente (m/km)	205.00

Fuente: El autor

En el Cuadro 4.4, se muestra las probabilidades de ocurrencia para diferentes periodos de retorno, como se puede ver de 2 a 500 años con su respectivo tiempo de concentración.

Para nuestro estudio, tomando un periodo de retorno de 50 años tenemos un tiempo de concentración de 32.08 mm/hr.

Cuadro 4.5: Probabilidad de ocurrencia de la cuenca Carnicería.

PROBABILIDAD	PERIODO DE RETORNO	Tc= (mm)	Tc= (mm/hr)
0.998	500	17.38	35.24
0.995	200	16.80	34.05
0.990	100	16.33	33.09
0.980	50	15.83	32.08
0.960	25	15.29	31.00
0.900	10	14.50	29.38
0.800	5	13.79	27.95
0.667	3	13.16	26.67
0.5	2	12.53	25.40

Fuente: El autor

CAUDAL MAXIMO DE DISEÑO PARA LA CUENCA DE LA LAGUNA CARNICERIA (m3/s)

El caudal máximo de diseño para la cuenca de carnicería por el método Racional, para un tiempo de retorno de 50 años, se tiene un caudal máximo de diseño de 13.77 m3/s.

Cuadro 4.6: Caudal máximo de diseño para la cuenca Carnicería.

Periodo de Retorno (años)	MET. RACIONAL
	Q(m3/s)
500	15.13
200	14.62
100	14.21
50	13.77
25	13.31
10	12.61
5	12.00
3	11.45
2	10.90

Fuente: El autor

4.2 DEMANDA HÍDRICA

4.2.1 Cálculo de la evapotranspiración del cultivo de referencia (ETP)

La evapotranspiración (ETP) se calculó por cinco métodos de las cuales la que más ajusta es el método de Penman modificado por la FAO.

Cuadro 4.7: Evapotranspiración de cultivo de referencia (ETP).

MES	HARGREAVES		HARGREAVES		BLANEY CRIDDLE		TANQUE EVAPOR.		PENMAN		PEOMEDIO	
			(Modific. por la FAO)		(Modific. por la FAO)		CLASE A *TCA*		(Modific. por la FAO)			
	ETP		ETP		ETP		ETP		ETP		ETP	
	(mm/día)	(mm/mes)	(mm/día)	(mm/mes)	(mm/día)	(mm/mes)	(mm/día)	(mm/mes)	(mm/día)	(mm/mes)	(mm/día)	(mm/mes)
ENE	3.87	119.96	5.14	159.39	1.98	61.39	3.05	94.67	3.21	99.65	3.45	107.01
FEB	3.72	104.10	4.94	138.36	1.83	51.37	3.25	91.12	3.25	90.89	3.40	95.17
MAR	3.39	105.05	4.45	137.96	1.78	55.06	3.07	95.10	3.03	93.84	3.14	97.40
ABR	2.92	87.60	4.09	122.64	1.66	49.84	3.00	90.06	3.06	91.81	2.95	88.39
MAY	2.49	77.15	3.73	115.58	2.31	71.63	2.68	83.05	2.96	91.69	2.83	87.82
JUN	2.53	75.98	3.41	102.42	2.07	62.20	2.74	82.26	2.69	80.58	2.69	80.69
JUL	2.76	85.49	3.52	109.06	2.15	66.80	2.95	91.41	2.84	88.10	2.84	88.17
AGO	2.99	92.72	4.05	125.48	2.31	71.64	3.23	100.25	3.21	99.42	3.16	97.90
SEP	3.66	109.78	4.74	142.20	2.21	66.30	3.45	103.55	3.56	106.85	3.52	105.73
OCT	3.96	122.90	5.35	165.82	3.06	94.81	3.30	102.15	3.98	123.45	3.93	121.83
NOV	3.89	116.80	5.57	167.14	3.21	96.37	3.62	108.61	4.22	126.51	4.10	123.09
DIC	3.92	121.52	5.15	159.56	2.24	69.45	3.23	100.04	3.78	117.13	3.66	113.54
MAX	3.96	122.90	5.57	167.14	3.21	96.37	3.62	108.61	4.22	126.51	4.10	123.09

Fuente: El autor

4.2.2 Cálculo de cedula de cultivo

La cedula de cultivo propuesto para el Sector Anta del distrito de Huamanguilla, tanto para campaña grande (CG.) y campaña chica (CH) se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.8: Coeficiente de cultivos (Kc)

CULTIVO PRINCIPAL	AREA (Has)	MESES												CULTIVO ROTAC.	AREA (Has)	
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC			
CEBADA	45.0	0.74	0.84	0.42	0.65	0.70	0.75	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55	PAPA	40.0	
PAPA	70.0	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55	0.74	0.84	0.42	0.65	0.70	0.75	CEBADA	60.0	
HABA(GRANO VERDE)	25.0	0.71	0.95	0.98		0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.26	0.71	QUINUA	20.0	
QUINUA	25.0														0.0	
ARVEJA GRANO VERDE	25.0	0.96	0.81	0.33		0.40	0.85	1.00	0.95				0.71	0.95	MAIZ CHOCLO	25.0
ALFALFA	45.0													ALFALFA	45.0	
HORTALIZAS	30.0					0.26	0.71	0.71	0.95	0.98				HABA(GRANO VERDE)	20.0	
FRUTALES	23.0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60	FRUTALES	23.0	
MAIZ AMILACEO	130.0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.40	0.60	HORTALIZAS	80.0	
MAIZ CHOCLO	50.0			0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88					ARVEJA GRANO VERDE	40.0	
Kc ponderado	468.0	0.63	0.63	0.59	0.59	0.29	0.38	0.43	0.40	0.20	0.26	0.43	0.54		353.0	

Fuente: El autor

4.2.3 Cálculo de la precipitación efectiva

Sea calculado la precipitación efectiva con las precipitaciones mensuales de la estación meteorología Tambillo y se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.9: Precipitación efectiva PE (mm)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
PE(mm)	70.60	101.93	85.58	30.48	0.00	0.00	0.00	0.00	9.29	37.14	37.39	63.65

Fuente: El autor

4.2.4 Cálculo de la demanda de agua

Se calculó la demanda de agua para una área 468 Has en campaña grande y 353 Has en campaña chica, se muestra en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.10: Demanda de agua (con proyecto)

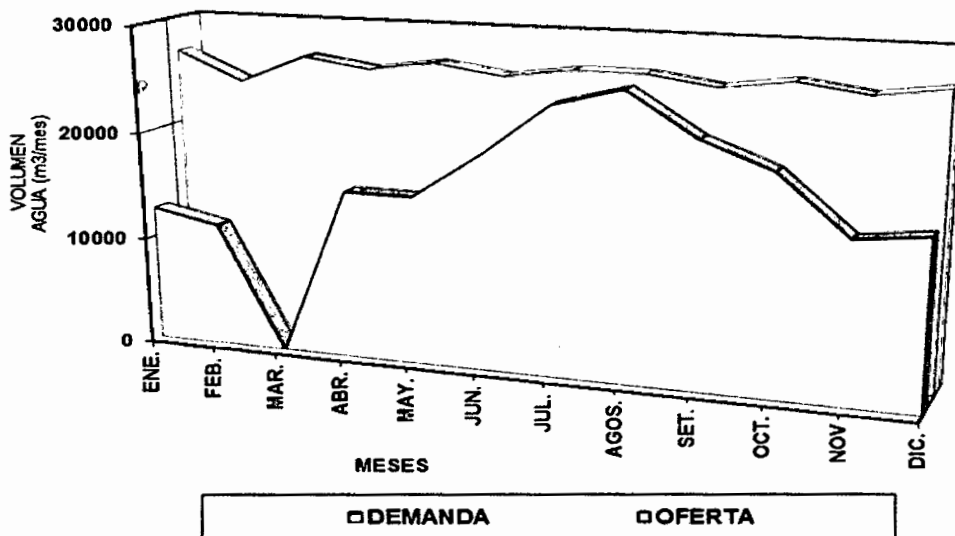
FACTORES	Camp.I	Camp.II	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
días/mes	45	40	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
CEBADA	45	40	0.74	0.84	0.42	0.33	0.73	0.75	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55
PAPA	70	60	0.75	0.50	0.33	0.11	0.33	0.55	0.74	0.84	0.42	0.65	0.70	0.75
HABA (GRANO VERDE)	25	20	0.71	0.95	0.98	0.00	0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.26	0.71
QUINUA	25	0	0.40	0.65	0.88	0.70	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.70	0.15
ARVEJA GRANO VERDE	25	25	0.98	0.81	0.33	0.00	0.40	0.65	1.00	0.95	0.00	0.00	0.71	0.95
ALFAFA	45	45	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60
BORTALIZAS	30	20	0.40	0.65	0.68	0.70	0.26	0.71	0.71	0.95	0.98	0.00	0.70	0.15
FRUTALES	23	23	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60
PAIZ AMILACZO	130	80	0.85	1.00	0.97	0.95	0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.40	0.60
PAIZ CHOCLO	50	40	0.95	0.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.00	0.40	0.85	1.00
Área cult. / has (Ha)	468	353	468	410	423	333	353	353	353	353	200	333	468	468
ke Ponderado			0.63	0.63	0.59	0.59	0.29	0.38	0.43	0.40	0.20	0.26	0.43	0.54
Eto (mm/día)			3.21	3.25	3.03	3.06	2.96	2.63	2.84	3.21	3.56	3.98	4.22	3.78
Eto (mm/día) ó UC			2.03	2.04	1.78	1.81	0.84	1.03	1.21	1.30	0.70	1.05	1.60	2.02
Evapotranspiración			70.60	101.93	85.58	30.48	0.00	0.00	0.00	0.00	9.29	37.14	37.39	63.65
Dd (mm/mes)			-7.56	-44.73	-30.41	28.69	26.16	30.87	37.68	40.23	11.79	-4.53	16.71	-0.95
Efic. Riego			35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00
Dd (mm/mes)			-21.60	-127.81	-86.89	67.70	74.74	88.21	107.38	114.95	38.68	-12.95	47.74	-2.72
Dd (m3/ha)			-216.04	-1,278.09	-868.92	676.99	747.36	882.07	1,073.84	1,149.52	386.76	-129.51	477.36	-27.24
H*Horas de riego/día			24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00
Dd (m3)			-101,105.5	-534,239.7	-397,963.5	266,057.3	263,818.6	311,369.1	379,064.5	405,779.6	96,986.3	-43,126.1	223,405.6	-12,747.7
Dd (mm)			-0.10	-0.53	-0.40	0.27	0.26	0.31	0.38	0.41	0.10	-0.04	0.22	-0.01
Dd (l/s)			-37.75	-220.83	-148.58	102.65	90.80	123.13	141.53	151.50	37.42	-16.10	86.19	-4.75
Def. Riego (l/s. Ha)			-0.08	-0.53	-0.32	0.26	0.20	0.34	0.40	0.40	0.13	-0.05	0.10	-0.01

Fuente: El autor

4.2.5 Cálculo de balance hídrico

El balance hídrico se establecido tomando como base la demanda del proyecto que corresponde a un área de 821 Has., para una eficiencia de riego de 20 % riego por gravedad de cultivos y a la disponibilidad del recurso hídrico al 75% de persistencia.

Cuadro 4.11: Balance hídrico (con proyecto)



Fuente: El autor

4.3 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

4.3.1 Datos para cálculo de volumen muerto de la presa Carnicería

Para determinar el volumen muerto de la Presa, se necesita realizar un estudio de transporte de sedimentos, teniendo para ello la siguiente información:

Datos:			
b:	3.00	m.	Ancho del Río
Y:	0.40	m.	Tirante
Q:	1.00	m ³ /s	Caudal
S:	0.015	m/m	Pendiente
D₅₀:	0.015	m.	Diámetro de la Partícula
D₉₀:	0.045	m.	Diámetro de la Partícula
γ_s:	1800	Kg/m ³	Peso Especifico del suelo
γ:	1000	Kg/m ³	Peso Especifico del Agua
v:	1.004E-06	m/s	Viscosidad Cinemática
g:	9.81	m/s ²	Gravedad
Δ:	0.80		Densidad Relativa
v:	0.83	m/s	Velocidad media
P:	3.80	m	Perímetro Mojado
A:	1.20	m ²	Área Mojada
R:	0.32	m	Radio hidráulico

4.3.2 Cálculo de coeficiente de MANNING

El coeficiente de MANNING se calculo de acuerdo a la ecuación 117 propuesta por COWAN para la cuenca Carnicería reemplazando valores es 0.043.

Cuadro 4.12: Coeficiente de MANNING para la cuenca Carnicería.

CARACTERISTICA	PARAM.	VALOR
Tipo de material	n ₀	0.0270
Irregularidad	n ₁	0.0070
Variación de la Sección Transversal	n ₂	0.0050
Obstrucciones	n ₃	0.0040
Vegetación	n ₄	0.000
Cantidad de meandros	n ₅	1.00
TOTAL	n	0.043

Fuente: El autor

4.3.3 Cálculo de los coeficientes de resistencia

Reemplazando valores en las ecuaciones 118, 119, 120, 121 y 122 respectivamente se obtiene el siguiente cuadro:

Cuadro 4.13: Coeficiente de resistencia para la cuenca Carnicería.

CÁLCULO DE LOS COEFICIENTES DE RESISTENCIA		
Coeficiente de Rugosidad de las Paredes:	$K_w = 23.26 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	
Coeficiente de Resistencia:	$K_M = 14.67 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	
Coeficiente de Rugosidad del Fondo:	$K_S = 13.50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	
Coeficiente de Rugosidad debido a las partículas constituyentes del fondo:	$K_r = 42.29 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	Por Strickler
	$K_r = 36.50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$	Por Breuser

Fuente: El autor

4.3.4 Cálculo del esfuerzo cortante de fondo y el esfuerzo cortante critico

Calculo del Esfuerzo Cortante de Fondo:

Reemplazando en la Ecuación 3.123 tenemos: $\tau_0 = 4.74 \text{ Kg/m}^2$

Calculo del Esfuerzo Cortante Crítico:

Reemplazando en la Ecuación 3.124 tenemos: $(\tau_0)_c = 0.66 \text{ Kg/m}^2$

Si se Cumple

$\tau_0 > (\tau_0)_c$ Existe Movimiento

$\tau_0 < (\tau_0)_c$ No Existe Movimiento

$\tau_0 = (\tau_0)_c$ Movimiento Inminente

Como: $4.74 > 0.66$ Existe Movimiento, por tanto hay transporte de sedimentos.

4.3.5 Cálculo de la fases de Transporte Sólido

Se obtiene w a partir del Grafico 1.0, se reemplaza en la fórmula dada para el cálculo de Re , se calcula el Cd en el Grafico 2.0 y se reemplaza en la Formula dada para el cálculo de la velocidad de caída, el valor asumido y calculado deben ser iguales.

w_{asumido}	$Re = \frac{wD_{50}}{\nu}$	Cd	$w_{\text{calculado}} = \sqrt{\frac{4gD_{50}\Delta}{3C_d}}$
0.85	1.3E+04	0.420	0.61
0.53	7.9E+03	0.400	0.63
0.63	9.4E+03	0.400	0.63

IGUALES

Reemplazando valores en la Ecuación 3.126, se obtiene el valor de la velocidad de corte, luego en el Grafico 3, se ingresa el número de movilidad (V/W) obteniéndose un índice de inestabilidad de 3. En el siguiente Cuadro 54 se muestra los resultados obtenidos.

Cuadro 4.14: Parámetros de transporte de sólidos.

$V_* = \sqrt{gRS}$	0.22 m/s
$\frac{V_*}{w}$	0.34
$\frac{V_* D_{50}}{\nu}$	3.00

Fuente: El autor

4.3.6 Cálculo del radio, área y caudal correspondiente a la fricción con el fondo

Reemplazando valores en las Ecuaciones 3.127, 3.128, 3.129, 3.130 y 3.131; se obtiene el siguiente cuadro de resultados.

Cuadro 4.15: Parámetros a la fricción con el fondo.

Calculo del Radio Hidráulico en el Fondo.	$R_s = 0.36 \text{ m}$
Calculo del Área Hidráulica en el Fondo.	$A_s = 1.07 \text{ m}^2$
Calculo del Gasto Líquido que produce el Transporte de Sólidos.	$Q_s = 0.89 \text{ m}^3/\text{s}$
Calculo del Coeficiente de Rizo. $\left(\frac{K_s}{K_r}\right)^{3/2} =$	0.1804 Strickler
	0.2249 Breuser

Fuente: El autor

4.3.7 Cálculo del gasto sólido de fondo

De las Ecuaciones del ítem 3.6.6 y reemplazando los valores ya calculados se obtiene el siguiente cuadro de resumen de transporte de sedimentos.

Cuadro 4.16: Resumen de Transporte de Sedimentos

Numero	Método	Volumen Total
1	MEYER - PETER – MUELLER	0.099 MMC
2	SHIELDS	0.069 MMC
3	ENGELUND Y HANSEN	0.146 MMC
4	EINSTEN-BROWN (1950)	0.105 MMC

Fuente: El autor

De los resultados obtenidos se determina el promedio de los cuatro métodos con valores más altos teniendo como resultado: 0.105 MMC.

4.4 DISEÑO HIDRAULICO

4.4.1 Curva altura – área; altura – volumen

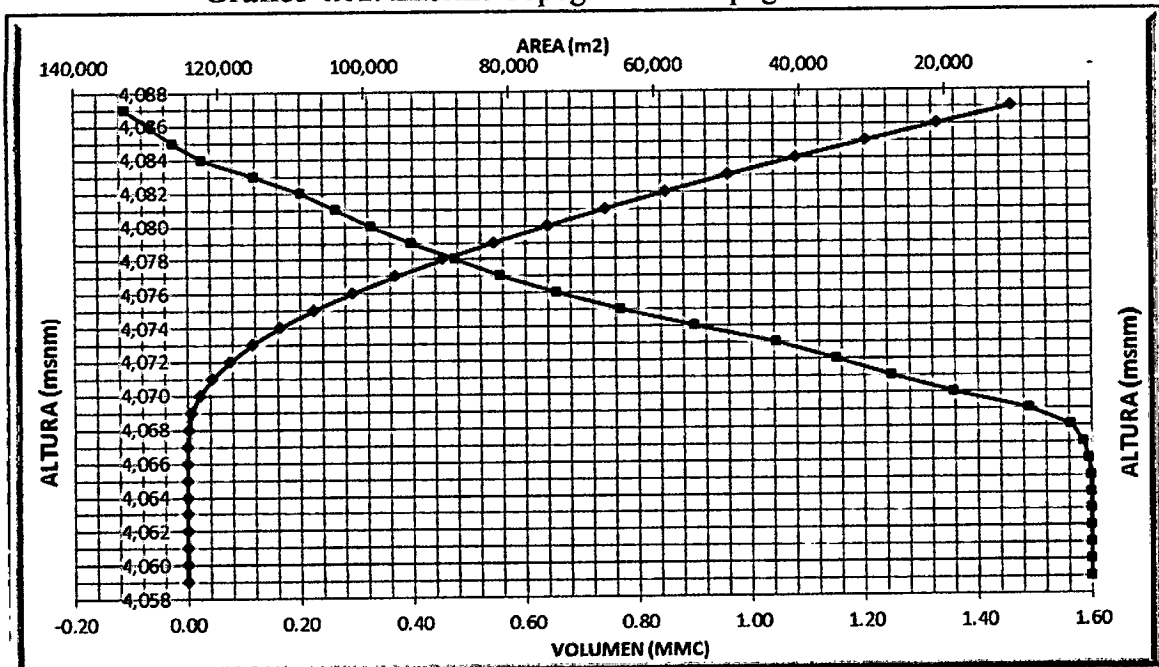
De la topografía, levantada en campo se determinó la curva altura – área; altura – volumen.

Cuadro 4.17: Área - Volumen del Vaso Carnicería

Cota (m.s.n.m)	Diferencia cotas (m)	Altura de Dique (m)	Área (m ²)	Vol. Parcial (m ³)	Vol. Acum. (m ³)	Vol. Acum. (MMC)
4,059		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00E+00
4,060	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.000
4,061	1.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.000
4,062	1.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.000
4,063	1.00	4.00	0.00	0.00	0.00	0.000
4,064	1.00	5.00	0.00	0.00	0.00	0.000
4,065	1.00	6.00	5.84	2.92	2.92	0.000
4,066	1.00	7.00	331.62	168.73	171.65	0.000
4,067	1.00	8.00	1,132.75	732.18	903.83	0.001
4,068	1.00	9.00	2,889.55	2,011.15	2,914.98	0.003
4,069	1.00	10.00	8,485.07	5,687.31	8,602.30	0.009
4,070	1.00	11.00	18,832.07	13,658.57	22,260.87	0.022
4,071	1.00	12.00	27,371.90	23,101.98	45,362.85	0.045
4,072	1.00	13.00	34,989.63	31,180.76	76,543.62	0.077
4,073	1.00	14.00	43,250.98	39,120.31	115,663.92	0.116
4,074	1.00	15.00	54,399.27	48,825.13	164,489.05	0.164
4,075	1.00	16.00	64,551.98	59,475.62	223,964.67	0.224
4,076	1.00	17.00	73,407.10	68,979.54	292,944.21	0.293
4,077	1.00	18.00	81,146.77	77,276.93	370,221.15	0.370
4,078	1.00	19.00	87,457.75	84,302.26	454,523.40	0.455
4,079	1.00	20.00	93,521.41	90,489.58	545,012.98	0.545
4,080	1.00	21.00	99,003.02	96,262.22	641,275.20	0.641
4,081	1.00	22.00	103,842.54	101,422.78	742,697.97	0.743
4,082	1.00	23.00	108,592.80	106,217.67	848,915.64	0.849
4,083	1.00	24.00	114,983.12	111,787.96	960,703.60	0.961
4,084	1.00	25.00	122,260.64	118,621.88	1,079,325.48	1.079
4,085	1.00	26.00	126,191.95	124,226.29	1,203,551.78	1.204
4,086	1.00	27.00	129,631.82	127,911.88	1,331,463.66	1.331
4,087	1.00	28.00	132,815.88	131,223.85	1,462,687.51	1.463
TOTAL				1,462,687.51		

Fuente: El autor

Grafico 4.01: Informe Topográfico – Topografía del Vaso



Fuente: El autor

4.4.2 Cuerpo de presa

a) Cálculo del volumen muerto de la presa (VM)

$$VM = 0.105 \text{ MMC, del Cuadro 4.16.}$$

b) Cálculo del volumen requerido (VR)

De la simulación del funcionamiento de embalse se determina como Volumen requerido (VR)=0.903 MMC.

c) Cálculo del nivel de aguas mínimo (NAMIN)

Con el VM se ingresa la curva Área Volumen y se determina la altura correspondiente, Reemplazando del Grafico 4.6.

$$h = 4072.727 \text{ msnm} = 13.727 \text{ m}$$

Altura de la presa requerida:

$$NAMIN = 4072.73 \text{ msnm.}$$

$$H = 13.73 \text{ m}$$

d) Cálculo del volumen total (VT)

$$VT = VM + VR = 0.105 + 0.903 = 1.008 \text{ MMC}$$

El valor de VT se reemplaza en Grafico 4. y se obtiene:

HR = 4083.40 msnm, nivel de aguas necesario para satisfacer el requerimiento hídrico del proyecto.

$$HR = 24.40 \text{ m}$$

e) Volumen de evaporación (Vev)

Reemplazando valores en la Ecuación 3.148 y del Cuadro 3.21 se tiene:

$$V_{ev} = 10 * \left(\frac{103540 + 34.513}{2} \right) * (149.7) * 12 = 0.124 \text{ MMC}$$

$$V_{ev} = 0.124 \text{ MMC}$$

f) Infiltración (Vinf)

Reemplazando valores en la Ecuación 149 y del Cuadro 37 se tiene:

$$V_{inf} = C * 1.3\%VT = 9 * 0.013 * 1.008 = 0.118 \text{ MMC}$$

$$V_{inf} = 0.118 \text{ MMC}$$

g) Volumen total almacenado (VTA)

Reemplazando valores en la Ecuación 3.150, se tiene:

$$VTA = VT + V_{ev} + V_{inf} = 1.008 + 0.124 + 0.118 = 1.250 \text{ MMC}$$

$$VTA = 1.250 \text{ MMC}$$

Altura del NAMO requerida:

$$HR = 26.36 \text{ m.}$$

$$NAMO = 4085.36 \text{ msnm.}$$

$$NAMO = 1.204 \text{ MMC}$$

h) Calculo del nivel de aguas máximas extraordinaria (NAME)

Reemplazando valores en la Ecuación 3.151 y del Cuadro 3.23 y 243., se tiene:

$$NAME = NAMO + Y = 1.204 + 0.81 = 1.250 \text{ MMC}$$

4.4.3 Presa de material homogéneo compacto con cara de concreto

➤ **BORDE LIBRE O RESGUARDO**

Formula Empírica de Stevenson

Reemplazando valores en la Ecuación 3.154.

$$H_o = 0.76 + 0.34 \times \sqrt{F} - 0.26 \times \sqrt[4]{F}$$

$$H_o = 0.76 + 0.34 \times \sqrt{1} - 0.26 \times \sqrt[4]{1}$$

$$H_o = 0.84 \text{ m}$$

CALCULO DEL BORDE LIBRE

Reemplazando valores en la Ecuación 3.155.

$$\text{Borde Libre} = 1.5 * (0.84) + 0.50 + 0.14$$

$$\text{Borde Libre} = 1.90 \text{ m}$$

Debido a que el talud aguas arriba está conformado por una superficie lisa (pantalla de concreto), se ha considerado aumentar un 22 % la altura del borde libre en bien de salvaguardar a la estructura.

$$\text{Borde Libre} = 2.00 \text{ m}$$

➤ ANCHO DE LA CORONA

Reemplazando valores en la Ecuación 3.156.

$$C = 3 + 1.5\sqrt[3]{(30 - 15)}$$

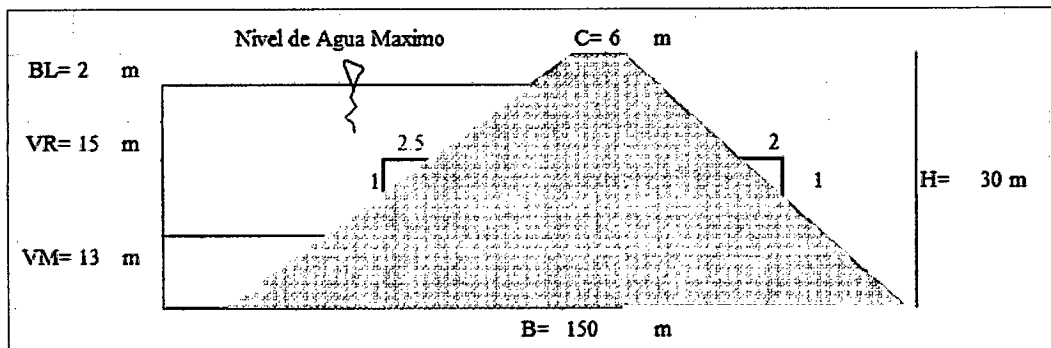
$$C = 6.70m \cong 6.00m$$

Por lo tanto para nuestra presa adoptaremos un ancho de coronación de 6.00 metros.

4.5 DISEÑO DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA CARNICERÍA

4.5.1 Cálculo de estabilidad de la presa.

Figura 4.01: Características geométricas de la presa carnicería pampa

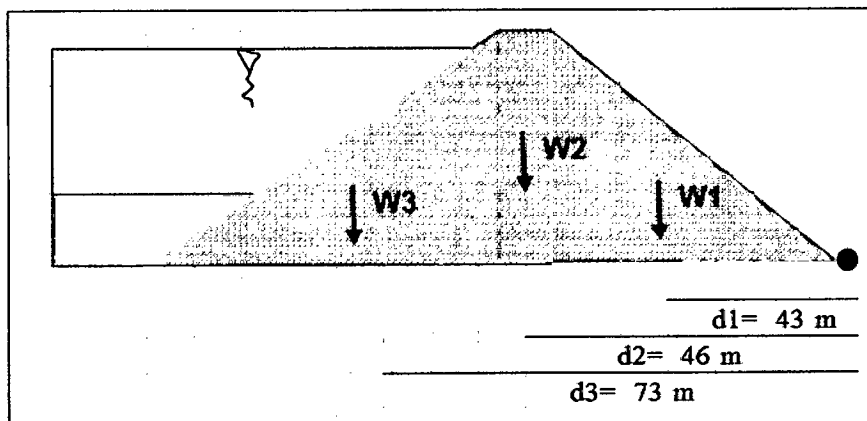


Fuente: El autor

A. Comprobación de la estabilidad por volteo de la presa:

De la figura adjunta partimos el cálculo de la estabilidad por volteo de la presa.

Figura 4.02: Comprobación de estabilidad por volteo



Fuente: El autor

Calculo del factor de seguridad por volteo

Momento resistente al volteo (M_r):

$$M_r = \sum w_n * d_n$$

Cuadro 4.18: Cálculo de los momentos resistentes al volteo

	Carga (KN)	Brazo (m)	Momentos (KN. m)
W1	31,395.00	43.33	1,360,450.00
W2	2,898.00	46.33	134,274.00
W3	38,157.00	72.67	2,772,742.00

$$\Sigma F_n = 72,450.00$$

$$M_r = 4,267,466.00$$

Fuente: El autor

Momento de volcamiento (M_o):

$$K_a = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = 2.532$$

$$P_a = \frac{K_a * \gamma * H^2}{2} + 2c' * H * \sqrt{K_a}$$

$$P_a = 18,441.197 \frac{KN}{m}$$

$$M_o = P_a * \frac{H^3}{3}$$

$$M_o = 184,411.972 \text{ KM.m}$$

Factor de seguridad por volteo (FS volteo):

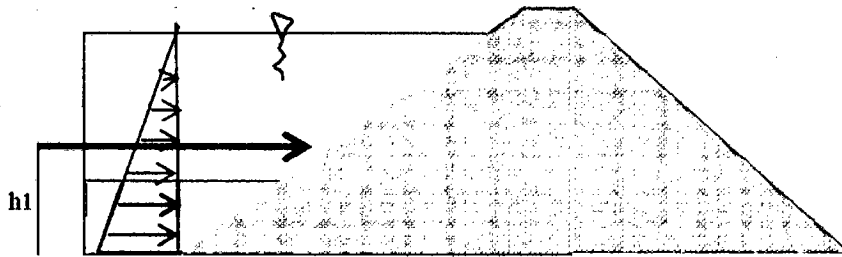
$$FS(\text{volteo}) = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MO}$$

$$FS(\text{volteo}) = 23.141 \frac{KN}{m}$$

Comprobaciones por deslizamiento a lo largo de la base

De la figura adjunta partimos el cálculo de la estabilidad por volteo de la presa.

Figura 4.03: Comprobación de estabilidad por deslizamiento lo largo de la base.



Fuente: El autor

Calculo del factor de seguridad por deslizamiento

Fuerza horizontal resistentes

$$\sum F_r = \sum W_n$$

$$\sum F_r = 72,450.00 \text{ KN}$$

Fuerza horizontal de empuje:

$$\sum F_d - P_d$$

$$\sum F_d = 18,441.197 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

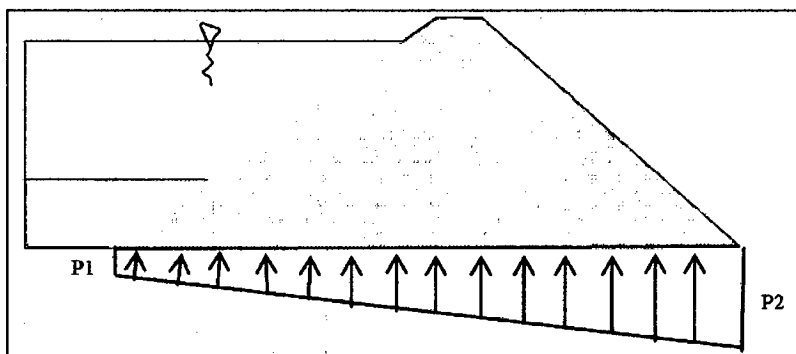
Factor de seguridad por deslizamiento:

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \delta \frac{\sum F_r}{\sum F_d}$$

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = 1.900$$

C. Comprobación de falla por capacidad de carga.

Figura 4.04: Revisión de la falla por capacidad de carga



Fuente: El autor.

De los resultados obtenidos en el ítem 4.7; reemplazando en la ecuación 4.60 tenemos:

$$q_u = 3.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{max} = 3.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

$$FS_{(capacidad\ de\ carga)} = 0.994$$

D. Cálculo del asentamiento

Datos:

$$V_c = 670548.6 \text{ m}^3$$

$$V_s = 153735.0 \text{ m}^3$$

$$P_{arc} = 2.38 \text{ gr/cm}^2$$

$$P_{soj} = 1.50 \text{ gr/cm}^2$$

$$P_{TP} = 1595.906 \text{ Ton}$$

$$A_B = 43087.09 \text{ m}^2$$

$$A_s = 47960.89 \text{ m}^2$$

Presión total bruta (q_b):

$$q_b = \frac{P_{TP}}{A_E}$$

$$q_b = 3.704 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión total neta (q_{neta}). Al nivel de la base de la presa.

Para ello calculamos la presión vertical total del terreno excavado.

$$q_o = \frac{P_{TP}}{A_{Bs}}$$

$$q_o = 0.481 \text{ gr/cm}^2$$

$$q_{neta} = q_b - q_o$$

$$q_{neta} = 3.223 \text{ gr/cm}^2$$

Presión efectiva bruta (q_b')

Para este calculamos la presión intersticial (u) al nivel de la cimentación

$$u = \gamma_w \cdot h_w$$

$$u = 0.200 \text{ gr/cm}^2$$

$$q_b^* = q_b - u$$

$$q_b^* = 3.504 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión efectiva neta (q_{neta}^*)

Para esto hallamos primero la presión efectiva vertical (q_o^*) debido a la sobrecarga de tierras al nivel de la cimentación.

$$q_o^* = q_o - u$$

$$q_o^* = 0.281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{neta}^* = q_b^* - q_o^*$$

$$q_{neta}^* = 3.223 \text{ Kg/cm}^2$$

E. Diseño final de la presa:

Cuadro 4.19: Resumen del diseño final de la presa principal:

Factor de Seguridad	Resultado	UND
FS(volteo)	23.141	KN/m
FS(deslizamiento)	1.900	KN/m
FS(capacidad de carga)	0.994	KN/m
q_{neta}^*	3.223	Kg/cm ²

Fuente: El autor.

Discusiones: La presa carnicería pampa es estable, pues los factores de seguridad calculados son superiores a los factores de seguridad mínimos que nos piden las normas de los ingenieros de presas españolas.

4.5.2 Cálculo de capacidad portante del suelo bajo el eje de presa y la carga neta actuante de la presa

Como resultado podemos observar la capacidad de carga admisible del suelo (bajo el eje de la presa), es menor que la Presión efectiva neta. Por lo que es de vital importancia hacer el cálculo de tensión transmitida en profundidad para hacer el cálculo de desplante de la presa.

Para hallar la capacidad de carga admisible del suelo bajo la presa, se recurrió a los ensayos de SPT in situ que tiene gran importancia en la determinación de sus propiedades geotécnicas entre otros.

En resumen sería el promedio de los golpes de SPT (N) multiplicado por un factor de acuerdo al tipo de suelo (para este caso suelos gravosos con tramos cohesivos). El valor medio obtenido para el ensayo SPT a lo largo del eje de Presa va en el rango de 24 a 25, estando más aproximado a 25 golpes.

$$q_a = 12,5 N \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Cuadro 4.20: Resultados de la capacidad de carga admisible del suelo.

N (SPT)	S. Granulares	q_a (KN/m ²)	q_a (T/m ²)	q_a (Kg/cm ²)
	K_o			
24.0	12.5	300.00	30.60	3.06
24.2	12.5	302.50	30.86	3.09
24.4	12.5	305.00	31.11	3.11
24.6	12.5	307.50	31.37	3.14
24.8	12.5	310.00	31.62	3.16
25.0	12.5	312.50	31.88	3.19

Fuente: El autor.

Discusiones: Como podemos observar la capacidad de carga admisible del suelo (bajo el eje de la presa), es menor que la Presión efectiva neta. Por lo que es de vital importancia hacer el cálculo de tensión transmitida en profundidad para hacer el cálculo de desplante de la presa.

4.5.3 Cálculo de carga transmitida en prof. para hallar el desplante de la presa

Para el cálculo de carga transmitida en profundidad consideramos la carga admisible del terreno del terreno así como la distancia (en metros) de la base y el largo de la presa.

Según veremos a continuación:

Cuadro 4.21: Datos de la presa Carnicería Pampa.

Ancho (B):	150.00 m	15000 cm
Largo (L):	330.00 m	33000 cm
Carga admisible (q_{adm}):	3.22 kg/cm ²	3.22 kg/cm ²
Incremento profundidad (Δh):	0.20 m	20 cm
Carga total (Q_j):	1593900.00 T	1593900000 kg
Ángulo respecto vertical:	30.º	0.52 radianes

Fuente: El autor.

Con estos datos procedemos calcular la transmisión de la carga en función de la profundidad y hallamos esta, para la carga admisible del terreno de la base de presa.

Cuadro 4.22: Resultados de la capacidad de carga admisible del suelo.

Prof. (Z, m)	Método 2 en 1		En función ángulo			
	Carga transmitida kg/cm ²	(%)	Carga transmitida máxima	(%)	Carga transmitida kg/cm ²	(%)
0.00	3.22	100.00	3.22	100.00	3.22	100.00
0.20	3.21	99.81	3.22	100.00	3.22	99.89
0.40	3.21	99.61	3.22	100.00	3.21	99.78
0.60	3.20	99.42	3.22	100.00	3.21	99.66
0.80	3.20	99.23	3.22	100.00	3.21	99.55
1.00	3.19	99.04	3.22	100.00	3.20	99.44
1.20	3.18	98.85	3.22	100.00	3.20	99.33
1.40	3.18	98.66	3.22	100.00	3.19	99.22
1.60	3.17	98.47	3.22	100.00	3.19	99.11
1.80	3.16	98.28	3.22	100.00	3.19	99.00
2.00	3.16	98.09	3.22	100.00	3.18	98.89
2.20	3.15	97.90	3.22	100.00	3.18	98.78
2.40	3.15	97.71	3.22	100.00	3.18	98.67
2.60	3.14	97.53	3.22	100.00	3.17	98.56
2.80	3.13	97.34	3.22	100.00	3.17	98.45
3.00	3.13	97.16	3.22	100.00	3.17	98.34
3.20	3.12	96.97	3.22	100.00	3.16	98.23

Fuente: El autor.

Discusiones:

Tal como podemos ver en los resultados, a una profundidad de 2 metros por debajo de los 4 metros del material orgánico, la carga transmitida de la presa es de 3,16 Kg/cm², lo que se equipara con la carga efectiva neta de la presa, que está dentro del rango de 3,06 Kg/cm² a 3.19 Kg/cm² según lo mostrado anteriormente.

Dado estos resultados podemos asumir que la profundidad de desplante estaría en el rango de los 6 metros.

Seguidamente debemos determinar el asiento producido por la presa en la base de esta, así como también calcular el asentamiento propio de la presa, que debe estar en un rango adecuado como máximo permisible (según las dimensiones para obras monumentales).

4.5.4 Cálculo de asiento producido por la presa Carnicería

Para el cálculo de asiento (en cm) en la presa Carnicería se aplicó el método de Burland y Burbidge en donde se da un asiento instantáneo y un asiento total.

Cuadro 4.23: Resultados de la capacidad de carga admisible del suelo.

CÁLCULO DE ASIENTOS. MÉTODO DE BURLAND Y BURBRIDGE

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

$$S_i = f_i \cdot f_s \cdot q' \cdot b \cdot B07 \cdot I_c$$

Suponiendo que los materiales tienen una permeabilidad elevada y que están parcialmente saturados S_i y S_c no llegan a diferenciarse:

ASIENTO INMEDIATO	$S_i =$	37.04 cm
--------------------------	---------	-----------------

ASIENTO TOTAL	$S_t =$	55.56 cm
----------------------	---------	-----------------

Peso específico del terreno	2.6 kN/m³
Profundidad cimentación:	2 m

Presión efectiva bruta ($q' \cdot b$):	343.35 kPa
--	-------------------

Nmed:	24
Arenas finas o limosas bajo nivel freático (S/N):	S

Ancho cimentación (B):	150 m
Largo cimentación (L):	330 m
Capa rígida (Hs):	40 m
Presión efectiva vertical ($s' \cdot v0$):	5.2 kN/m²
$q' \cdot b$ modificada por excavación:	339.9 kN/m²
Nmed (corregido, si es necesario):	19.5
Profundidad 75% asientos (Z1):	47.38 m
Indice compresibilidad (I_c):	0.03
Coefficiente dimensiones cimentación (f_s):	1.26
Factor corrección capa rígida (f_l):	0.98

Fuente: El autor.

Discusiones:

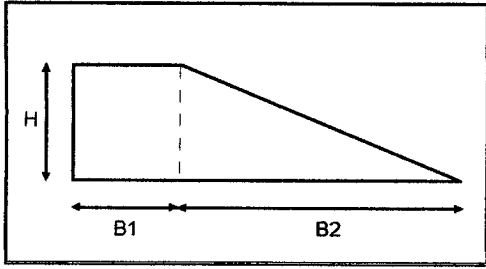
Como observamos en los resultados, el asentamiento inmediato es de 37,04 cm, y el asentamiento total es de 55,56 cm.

Los referidos autores señalan que aun tratándose de suelos granulares, se tiene constancia de la producción de asientos diferidos en el tiempo. Para tener en cuenta este efecto proponen emplear la expresión: $S_t = f_t S_i$

Es por ello que el asentamiento total ha sido considerado con $f_t = 1.5$, para cargas estáticas y para un periodo de 30 años (ref. Libro Ingeniería Geológica, Luis Gonzáles Vallejo, Capítulo 8 Cimentaciones).

A continuación hacemos el cálculo del asiento total en la misma presa (Tabla por J. Oróz y A. Cuenca, 2008), lo que consideramos la altura y el peso específico del material que lo constituiría, a continuación se muestra el resultado de este análisis:

Cuadro 4.24: Resultados de fuerzas verticales y asiento bajo el eje de una presa.

Fuerza vertical y asiento bajo el eje de una Presa									
J. Orós & A. Cuenca, 2008									
DATOS			CÁLCULOS						
Altura de la Presa (m)	H	30	z Metros	γ kN/m ³	E_D Mpa	σ_0 kPa	σ_z/σ_0	σ_z kPa	S_i cm
P. Esp. Ap. De la presa (kN/m ³)	γ	23.35	1	23.35	50	23	29.98	700	1.40
Semiancho de coronación (m)	B1	2	2	23.35	50	47	14.94	698	1.40
Derrame lateral (m)	B2	73	3	23.35	50	70	9.91	694	1.39
			4	23.35	50	93	7.38	690	1.38
			5	23.35	50	117	5.86	685	1.37
			6	23.35	50	140	4.85	679	1.36
			7	23.35	50	163	4.12	674	1.35
			8	23.35	50	187	3.58	668	1.34
			9	23.35	50	210	3.15	662	1.32
			10	23.35	50	234	2.81	657	1.31
			11	23.35	50	257	2.53	651	1.30
			12	23.35	50	280	2.30	645	1.29
			13	23.35	50	304	2.11	639	1.28
			14	23.35	50	327	1.94	633	1.27
			15	23.35	50	350	1.79	628	1.26
			16	23.35	50	374	1.66	622	1.24
			17	23.35	50	397	1.55	616	1.23
			18	23.35	50	420	1.45	610	1.22
			19	23.35	50	444	1.36	605	1.21
			20	23.35	50	467	1.28	599	1.20
			21	23.35	50	490	1.21	593	1.19
			22	23.35	50	514	1.14	588	1.18
			23	23.35	50	537	1.08	582	1.16
			24	23.35	50	560	1.03	577	1.15
			25	23.35	50	584	0.98	571	1.14
			26	23.35	50	607	0.93	566	1.13
			27	23.35	50	630	0.89	560	1.12
			28	23.35	50	654	0.85	555	1.11
			29	23.35	50	677	0.81	550	1.10
			30	23.35	50	701	0.78	545	1.09
RESULTADO									
Asiento total (cm) : <u>37.5</u>									
INFORMACIÓN									
									

Fuente: El autor.

El asiento total es la suma total de los asentamientos en relación a la profundidad en que se presenta, es lógico pensar que el elevado peso específico saturado en las condiciones que se encontrara la presa genere un valor como el mostrado.

Discusiones:

Para disminuir los asientos debidos a efectos estáticos y dinámicos en las presa de tierra se deberá compactar los materiales escogidos hasta llegar al 100% del proctor modificado.

El peso específico del material y los demás datos considerados para los cálculos fueron tomados de los datos anteriormente mostrados, así como también de los ensayos in situ y en laboratorio.

Considerando los objetivos planteados en el inicio de este trabajo se consolida la información con la proporcionada por los ensayos In situ (SPT) y los métodos indirectos tales como la Prospección Geofísica con Georadar y finalmente las perforaciones Diamantinas.

Los resultados anteriormente obtenidos servirán de parámetro para el dimensionamiento de la Presa Carnicería, además estos deberán ser tomados en cuenta cuando se ejecute la Obra. A continuación mostramos los parámetros resumidos de diseño contrastados con los cálculos anteriores:

- Contra flecha Recomendada 60 cm.
- Profundidad de Desplante recomendado 6 m.
- Deformación máxima permitida en el cuerpo de la Presa 37 cm.
- Capacidad Portante Admisible 3.16 kg/cm²
- Carga neta del cuerpo de la Presa 3.22 kg/cm².

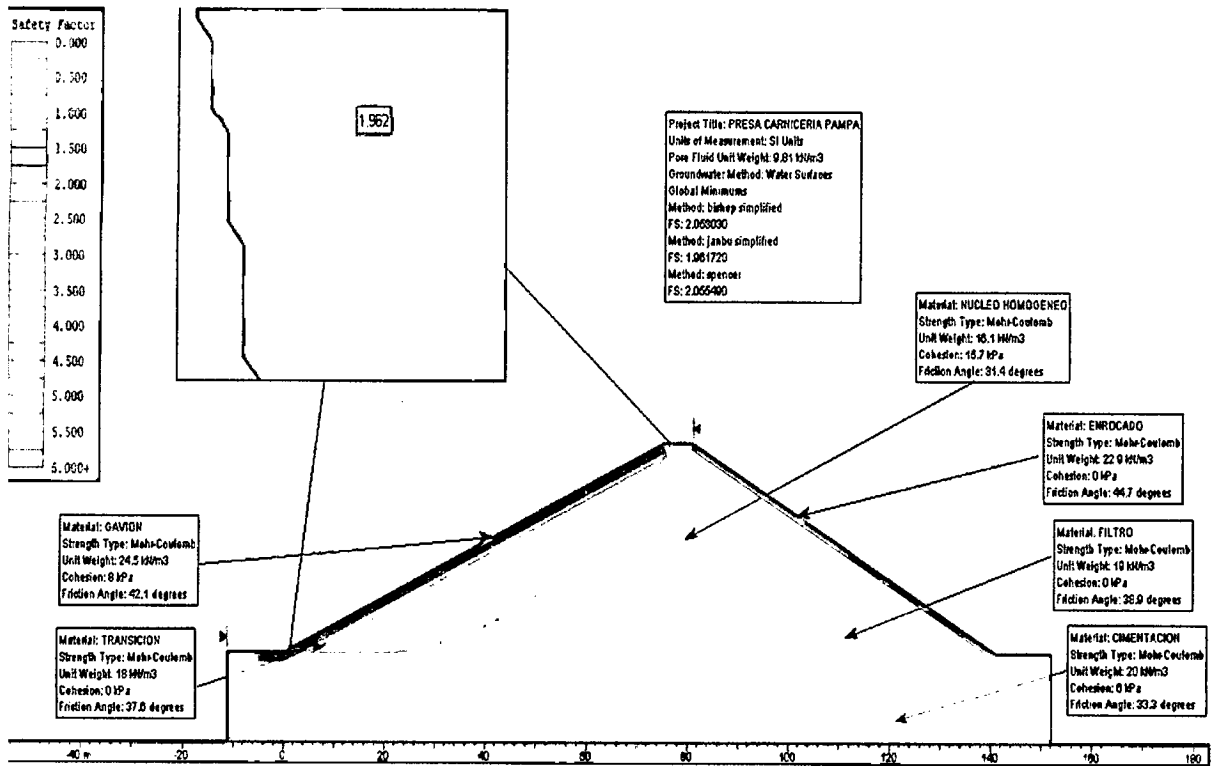
4.6 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES DE LA PRESA

El presente análisis de estabilidad del talud aguas arriba tiene por objeto determinar los diferentes factores de seguridad contra deslizamientos para diferentes casos de carga que pueden ocurrir durante las fases de construcción (vacía) y ejecución (llena).

- Se consideró el peso específico del concreto igual a 2.45 t/m³
- Se consideró el peso específico del relleno de la presa igual a 1.61t/m³ y un ángulo de fricción de 31.4°.
- Se consideró una aceleración horizontal sísmica de la gravedad de 0.20%

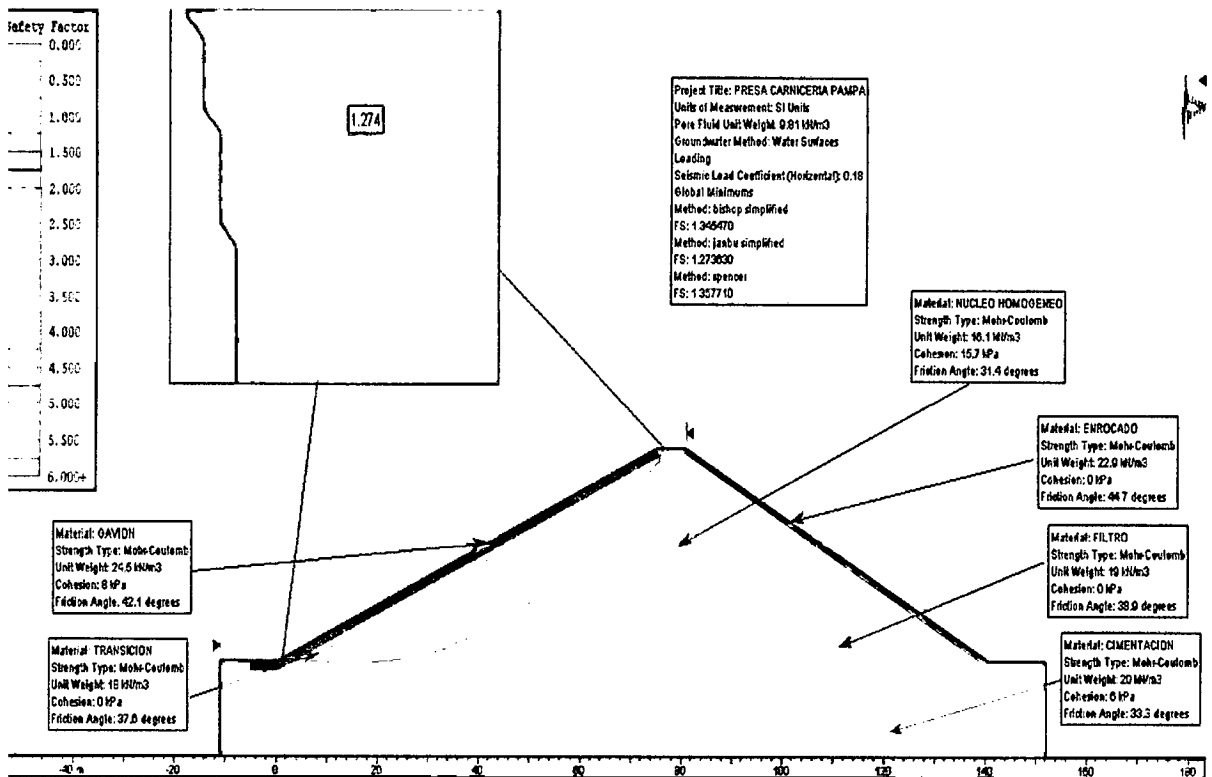
En seguida se muestran los gráficos y resultados generados por el programa Slide V 5.0 para el proceso constructivo.

Figura 4.05: PRESA VACÍA AGUAS ARRIBA SIN SISMO (software Slide v 5.0)



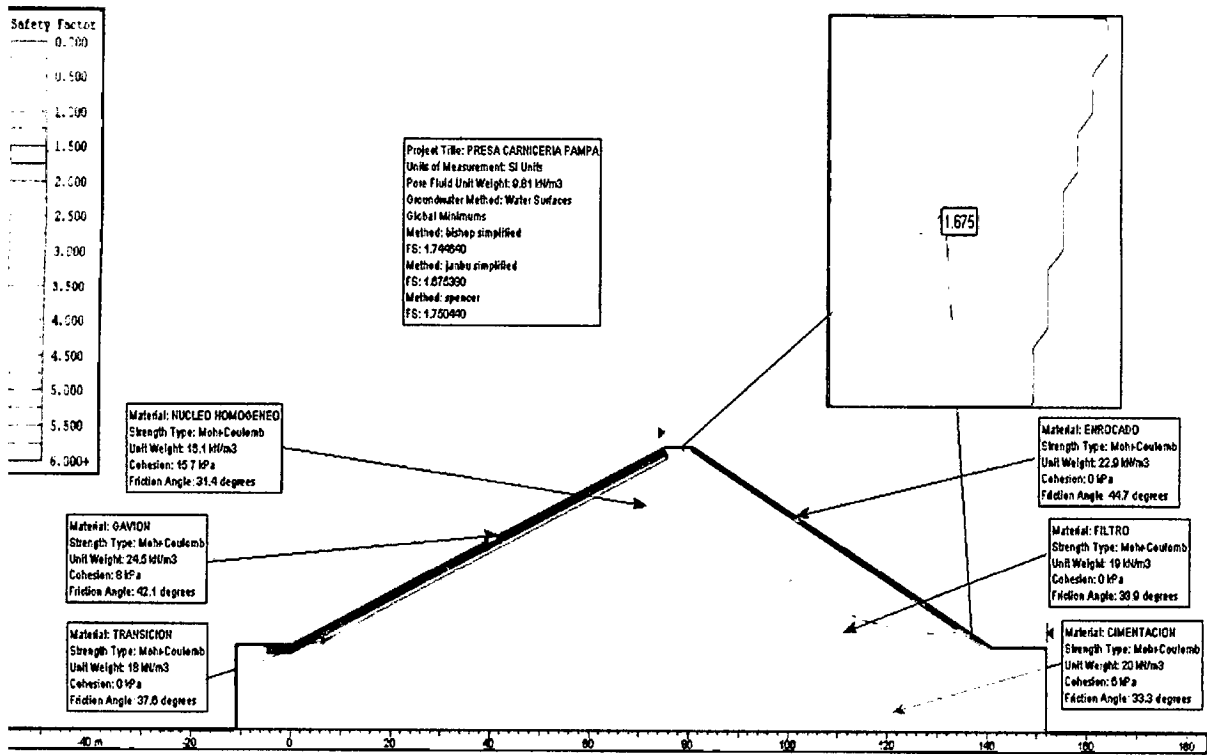
ente: El autor.

Figura 4.06: PRESA VACÍA AGUAS ARRIBA CON SISMO (software Slide v 5.0)



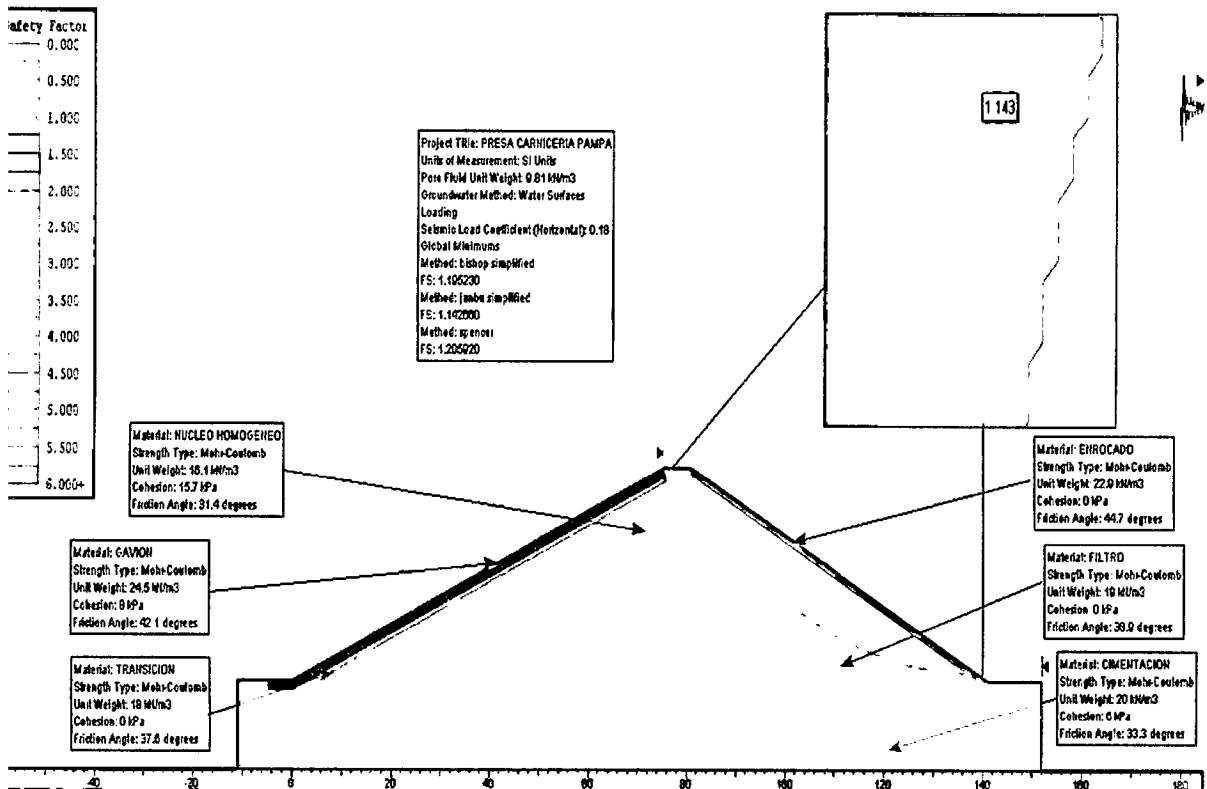
ente: El autor.

Figura 4.07: PRESA VACÍA AGUAS ABAJO SIN SISMO (software Slide v 5.0)



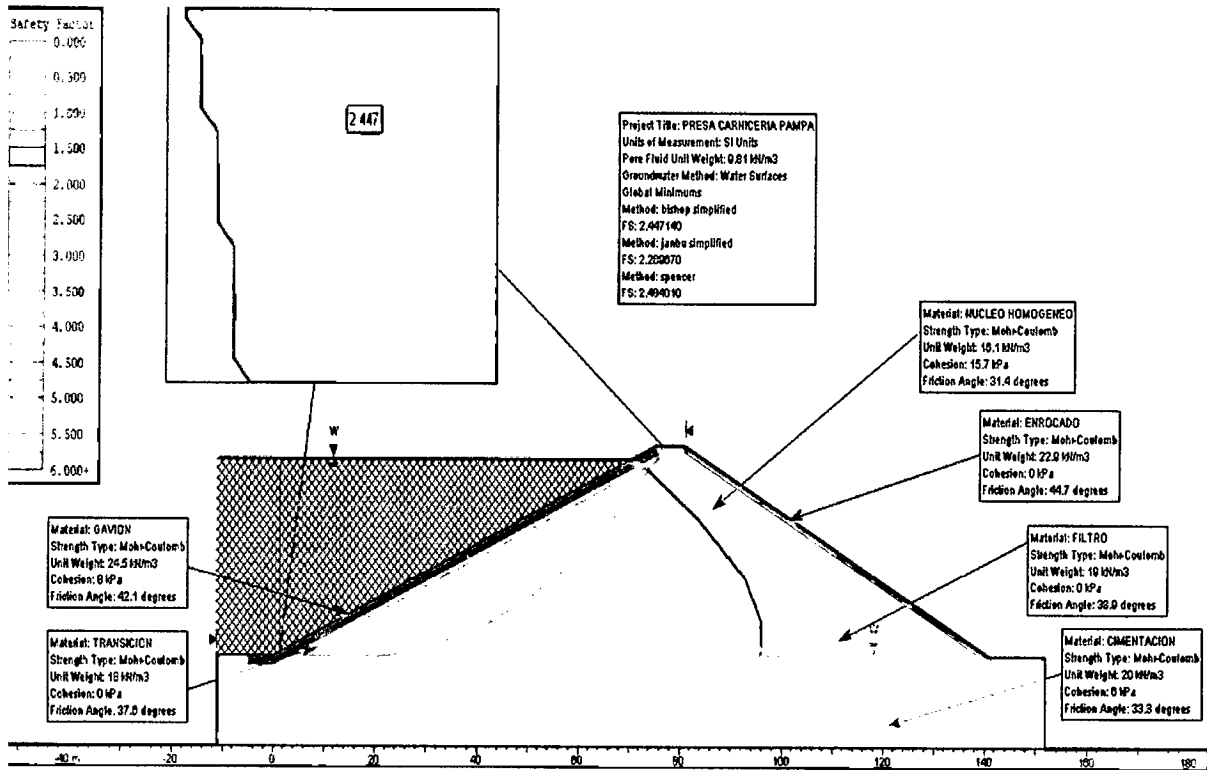
ente: El autor.

Figura 4.08: PRESA VACÍA AGUAS ABAJO CON SISMO (software Slide v 5.0)



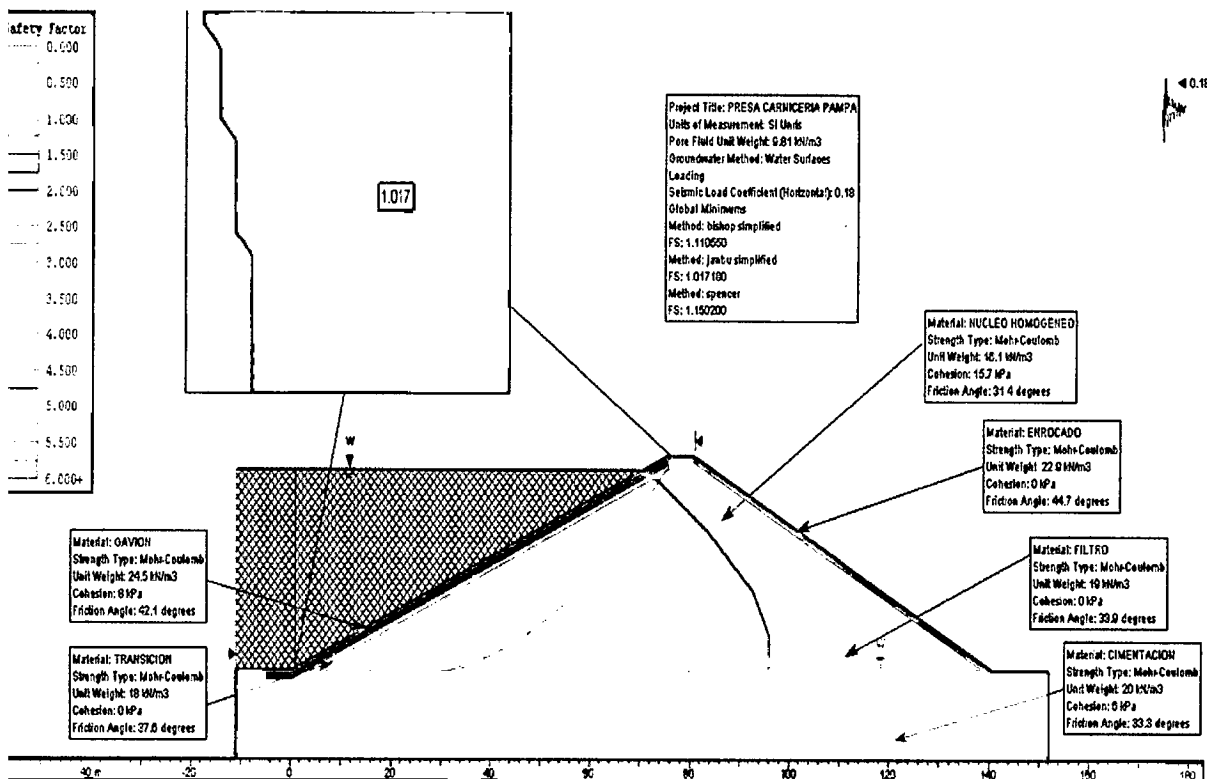
ente: El autor.

Figura 4.09: PRESA LLENA AGUAS ARRIBA SIN SISMO (software Slide v 5.0)



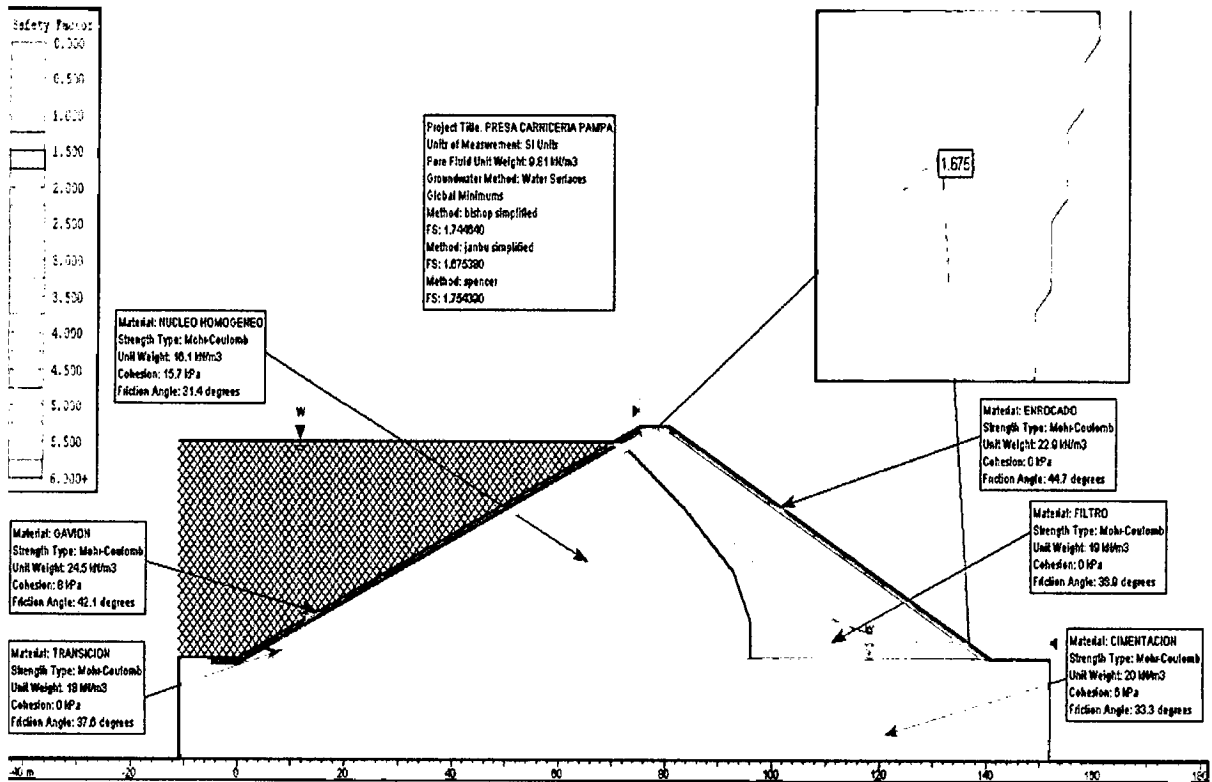
ente: El autor.

Figura 4.10: PRESA LLENA AGUAS ARRIBA CON SISMO (software Slide v 5.0)



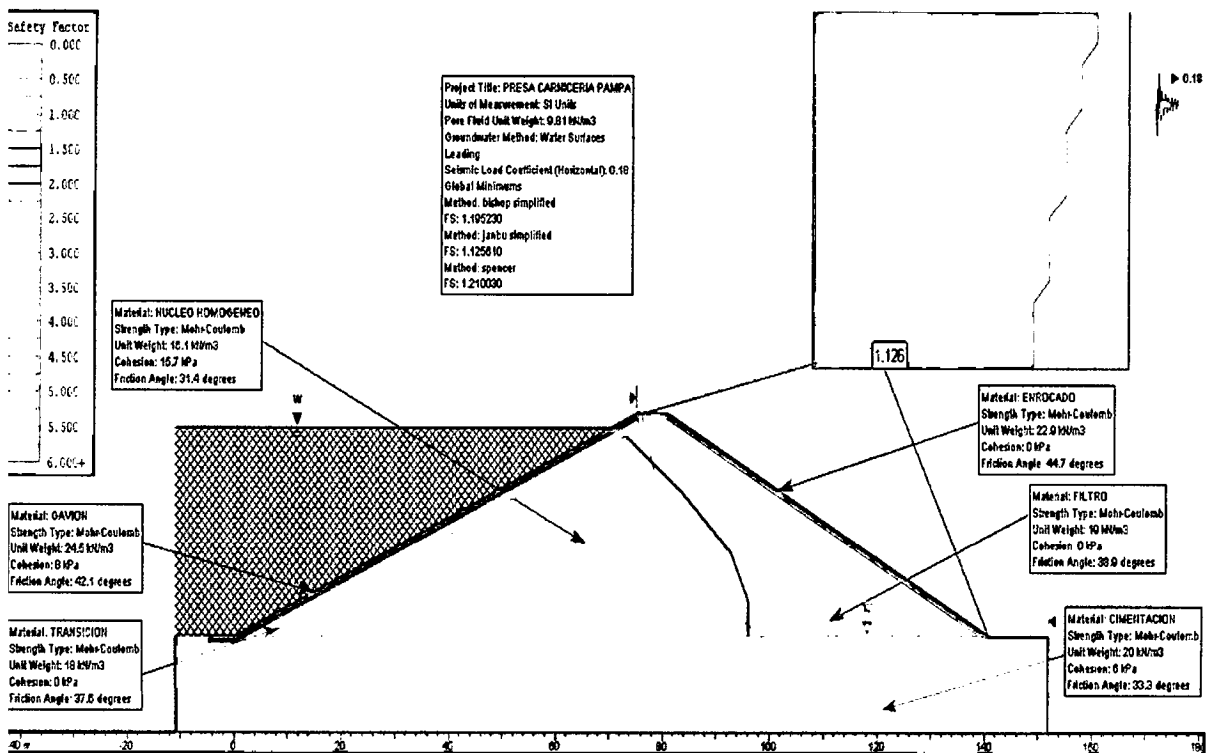
ente: El autor.

Figura 4.11: PRESA LLENA AGUAS ABAJO SIN SISMO (software Slide v 5.0)



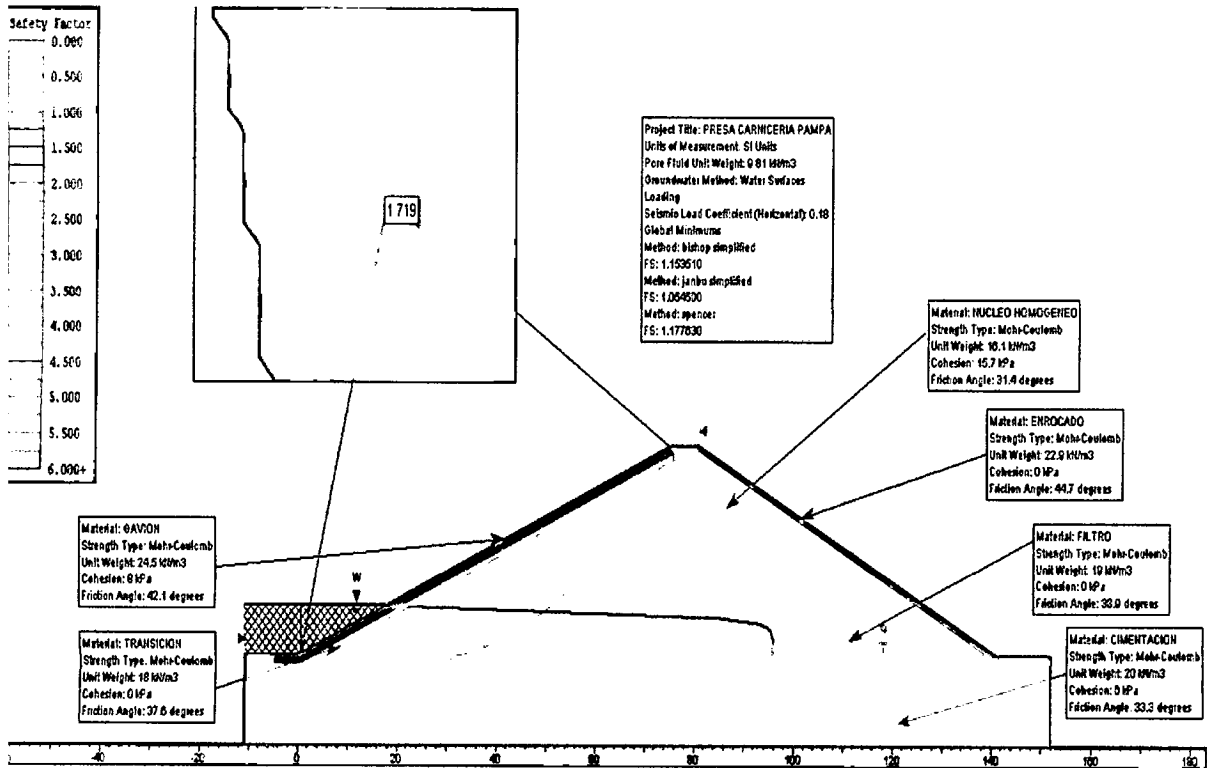
ente: El autor.

Figura 4.12: PRESA LLENA AGUAS ABAJO CON SISMO (software Slide v 5.0)



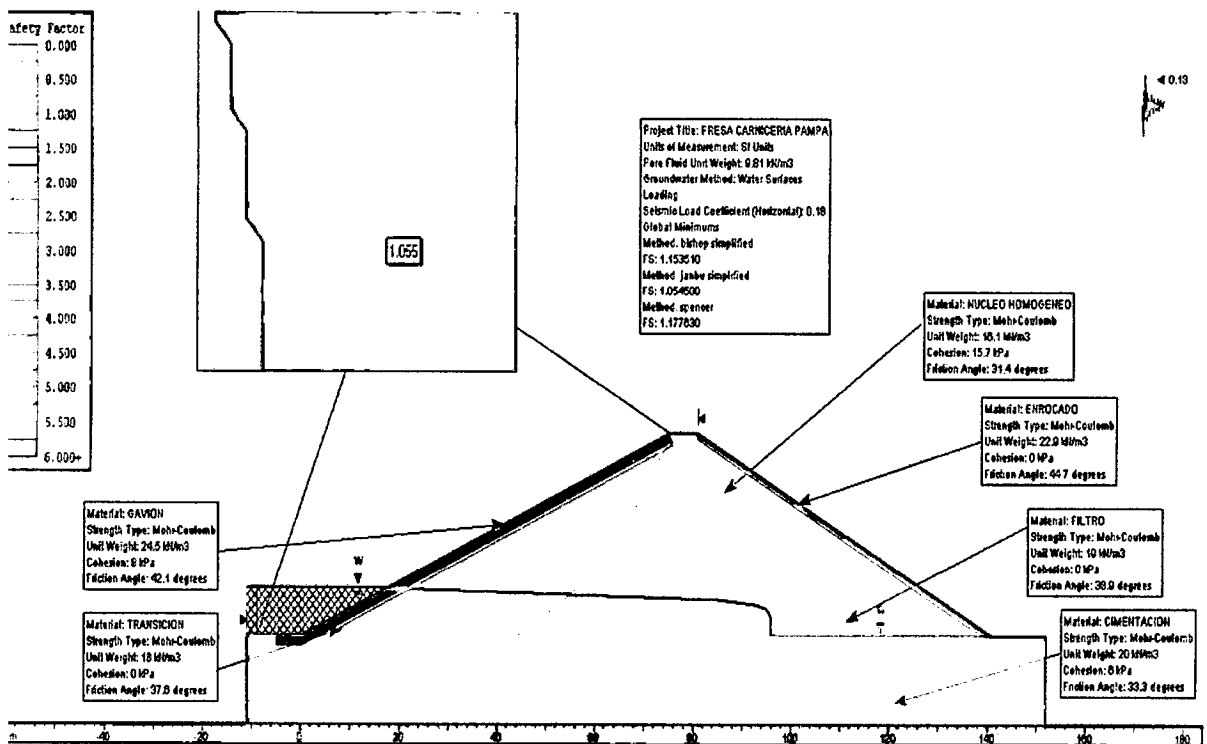
ente: El autor.

Figura 4.13: DESCARGA RÁPIDA AGUAS ARRIBA SIN SISMO (software Slide v 5.0)



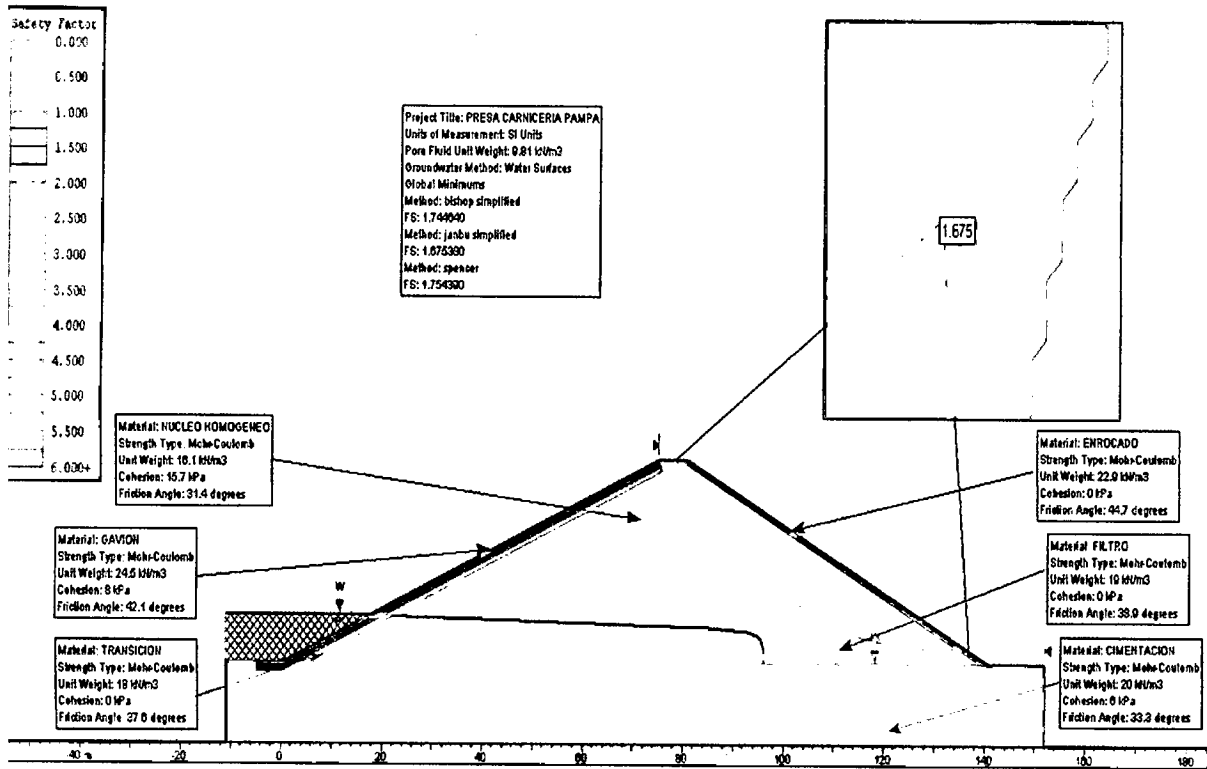
ente: El autor.

Figura 4.14: Descarga Rápida Aguas Arriba con Sismo (software Slide v 5.0)



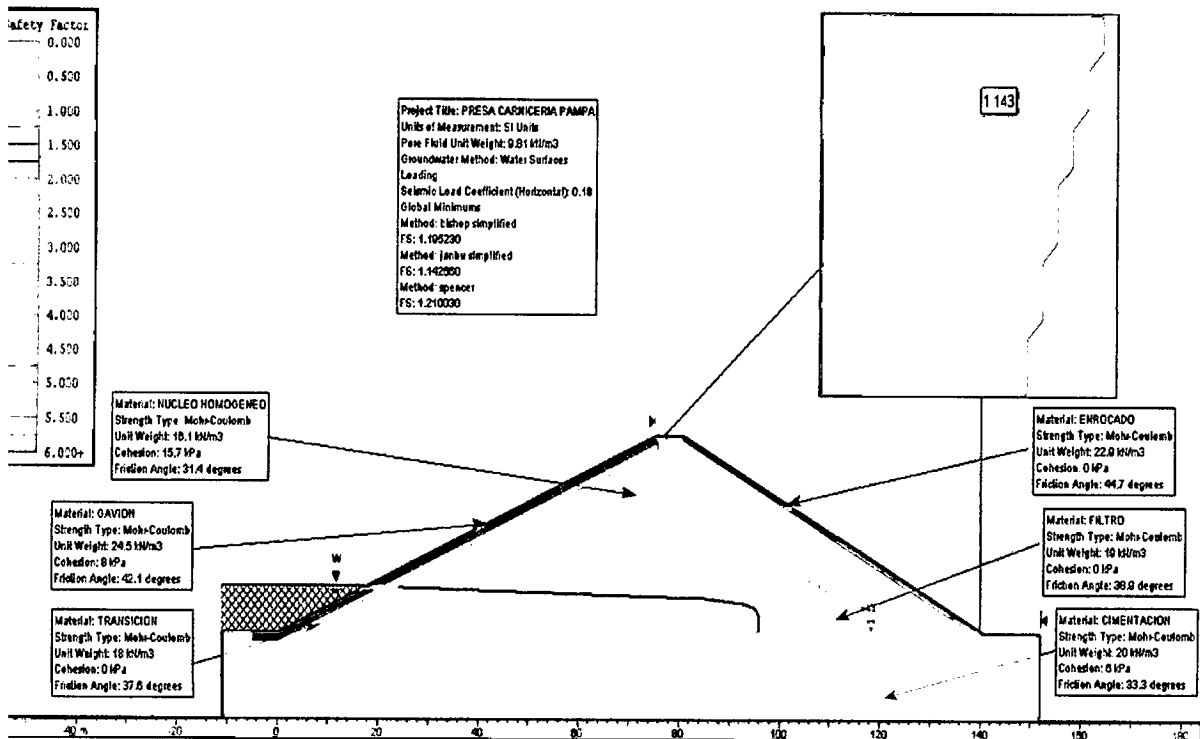
ente: El autor.

Figura 4.15: DESCARGA RÁPIDA AGUAS ABAJO SIN SISMO (software Slide v 5.0)



ente: El autor.

Figura 4.16: DESCARGA RÁPIDA AGUAS ABAJO CON SISMO (software Slide v 5.0)



ente: El autor.

4.6.1 Condiciones geométricas de la presa

Tipo de Presa	:	Presa de Material Suelto (homogéneo)
Altura total de la Presa	:	30.00 m
Ancho de la corona	:	6.00 m
Bordo libre	:	2.00 m
Talud	:	1:2.5 (Aguas Arriba), 1:2.0 (Aguas Abajo)
Profundidad de Desplante	:	6.00 metros
Impermeabilización Cuerpo de Presa	:	Geosintéticos
Impermeabilización en Cimentación	:	Inyecciones de Cemento

4.6.2 Resumen de los resultados

Cuadro 4.25: Resultados de la simulación en software Slide v 5.0 (aguas arriba).

	AGUAS ARRIBA					
	SIN SISMO			CON SISMO		
	Presa Vacía	Presa Llena	Descarga Rápida	Presa Vacía	Presa Llena	Descarga Rápida
Bishop	2.058	2.447	1.154	1.345	1.111	1.154
Spencer	2.055	2.484	1.178	1.358	1.150	1.178
Janbu	1.962	2.290	1.055	1.274	1.017	1.055

Fuente: El autor.

Cuadro 4.26: Resultados de la simulación en software Slide v 5.0 (aguas abajo).

	AGUAS ABAJO					
	SIN SISMO			CON SISMO		
	Presa Vacía	Presa Llena	Descarga Rápida	Presa Vacía	Presa Llena	Descarga Rápida
Bishop	1.745	1.745	1.745	1.195	1.195	1.195
Spencer	1.750	1.754	1.754	1.206	1.210	1.210
Janbu	1.675	1.675	1.675	1.143	1.126	1.143

Fuente: El autor.

Discusiones:

En base a los resultados obtenidos del análisis de estabilidad del talud aguas arriba, se puede concluir que los factores de seguridad contra el deslizamiento son mayores que los factores de seguridad mínimos.

Cabe mencionar que en este análisis no se ha considerado la participación de los anclajes del plinto que irán en su base cimentada, lo cual incrementaría aun más los factores de seguridad.

Con respecto al talud aguas abajo, como se puede apreciar, tanto en las figuras y haciendo una comparación entre los Cuadros 4.19 y 4.20, todos nuestros factores de seguridad son mayores a los mínimos factores de seguridad permitidos, por lo cual no debemos hacer ninguna modificación y se puede concluir que la presa es estable.

4.7 ANÁLISIS DEL CONTROL DE FILTRACIONES

Al estar la cimentación de la presa en inmediato contacto con el agua del embalse, esta se filtra a través de las porosidades y vacíos del material aluvial existente en la cimentación de su eje, como consecuencia se producen los siguientes efectos:

- La pérdida de agua, que suele ser menos importante y más fácil de controlar.
- Un estado de presiones internas con componentes opuestas al efecto estabilizador del peso. Además, al estar mojados los materiales, disminuye su cohesión y su resistencia al rozamiento, añadiéndose estos efectos al de las componentes desestabilizadoras de las presiones internas.
- El paso del agua a través de zonas con materiales finos tiende a arrastrar esas partículas, con el consiguiente peligro de erosión interna progresiva. Este fenómeno se llama “Sifonamiento”.

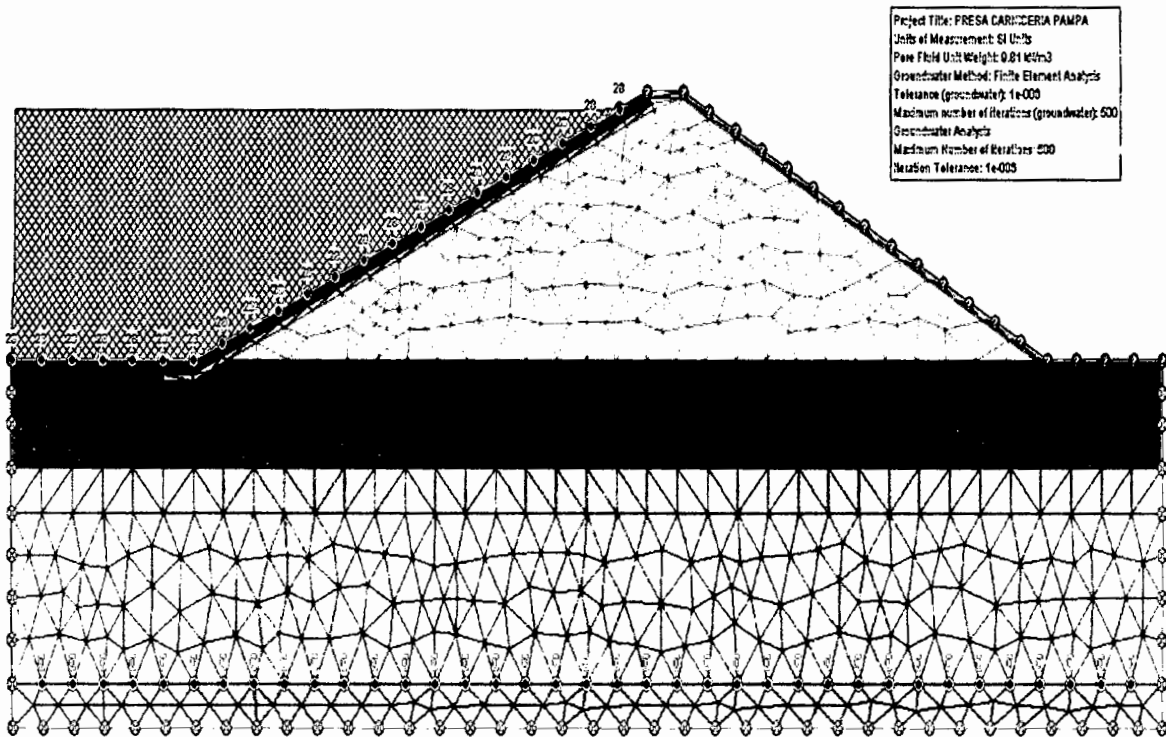
Teniendo en cuenta todas estas consideraciones constructivas, se ha elaborado un análisis en diferentes situaciones para analizar el comportamiento de la presa frente a posibles adversidades que pudiese encontrar durante su periodo operativo y son las siguientes:

- *Caso 01:* Cuando asumimos que no existe ninguna cobertura impermeabilizante (geosintéticos e inyecciones) y ningún medio filtrante (filtro); en esta situación el agua del embalse tiene contacto directo con el núcleo de arcilla.
- *Caso 02:* Cuando solo consideramos el medio filtrante (filtro).
- *Caso 03:* Cuando consideramos todos los medios impermeabilizantes (geosintéticos e inyecciones) y filtrantes (filtro).

4.7.1 RESULTADOS OBTENIDOS EN SLIDE V 5.0

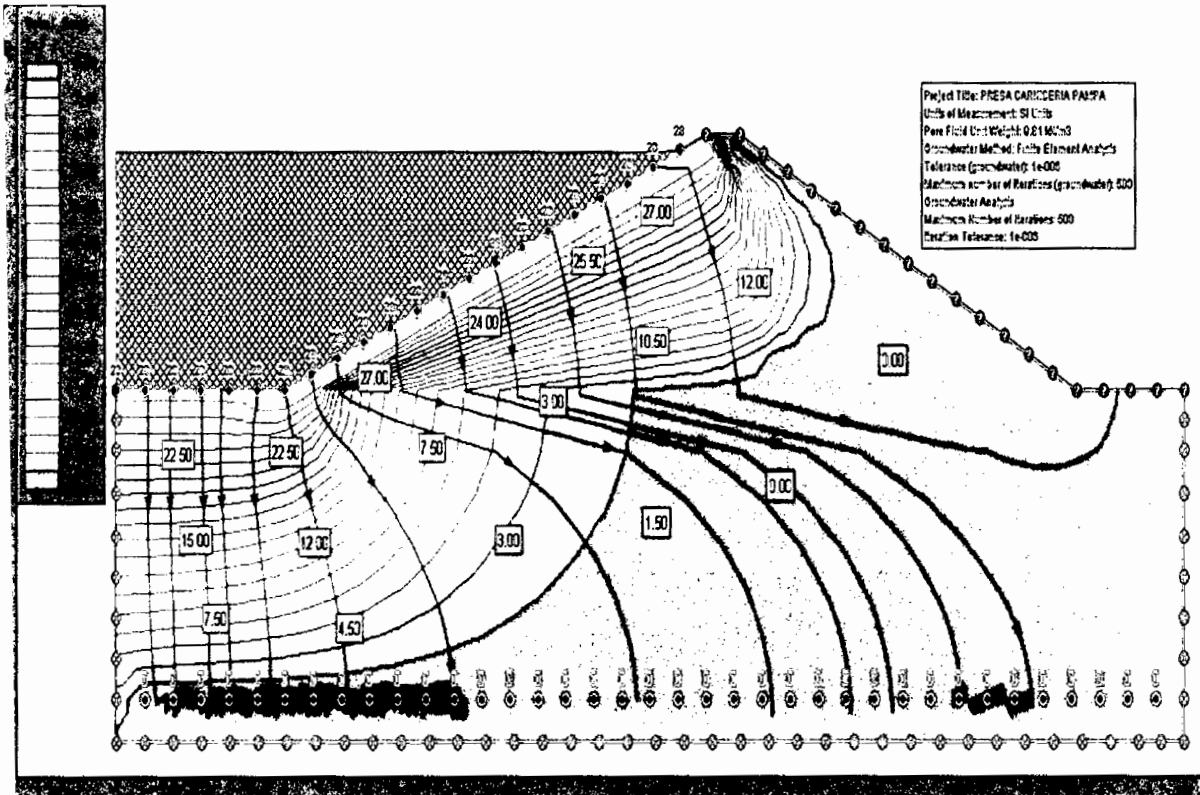
Los resultados obtenidos en Slide V 5.0, se muestran en las figuras siguientes extraídas de dicho programa después de simular con los datos mostrados en el ítem 3.10.1.

Figura 4.17: DISGRESIÓN DE LOS ELEMENTOS FINITOS (software Slide v 5.0)



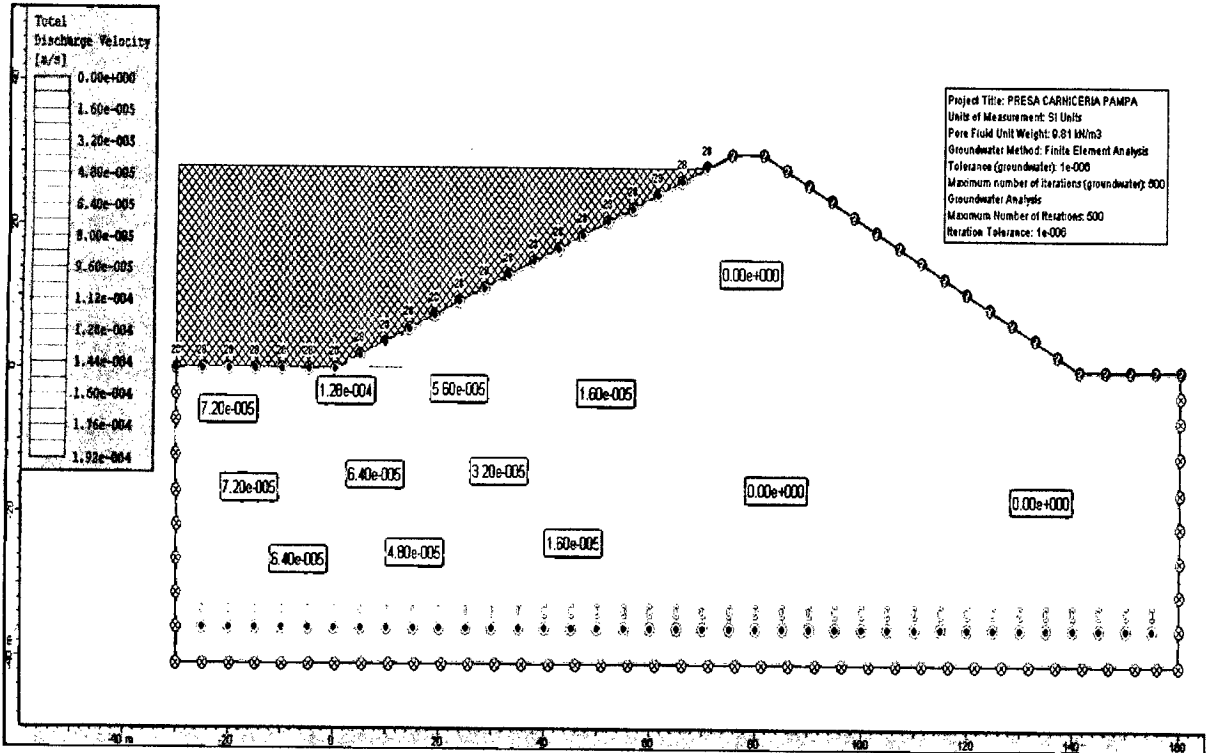
Fuente: El autor.

Figura 4.18: REDES DE FLUJO – CASO 01 (software Slide v 5.0)



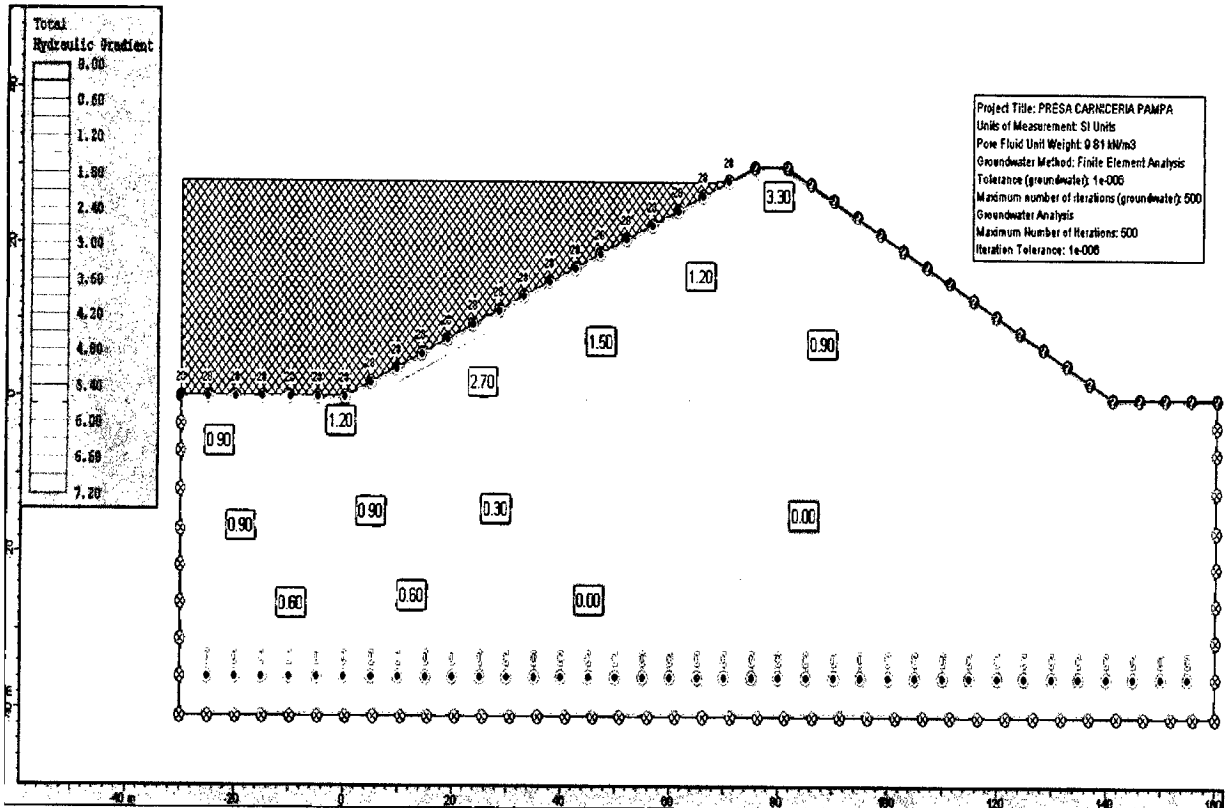
Fuente: El autor.

Figura 4.19: VELOCIDAD DE DESCARGA – CASO 01 (software Slide v 5.0)



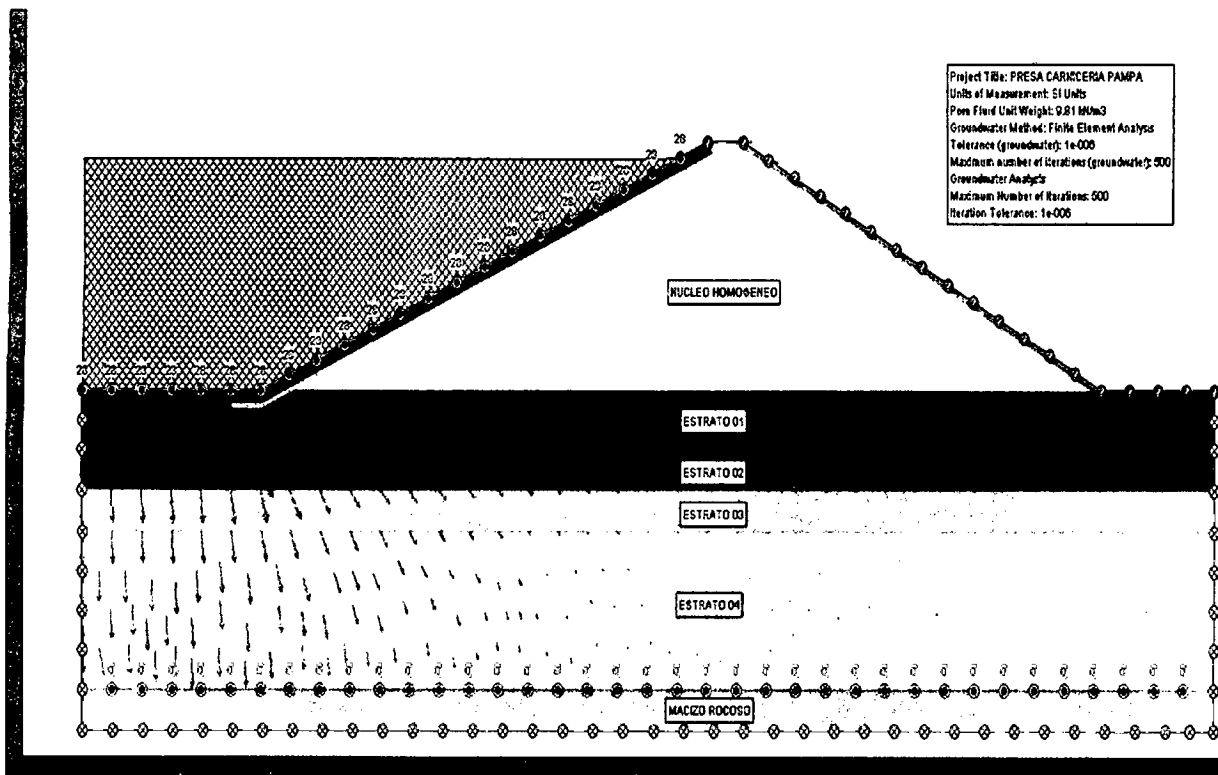
Fuente: El autor.

Figura 4.20: GRADIENTE HIDRÁULICO – CASO 01 (software Slide v 5.0)



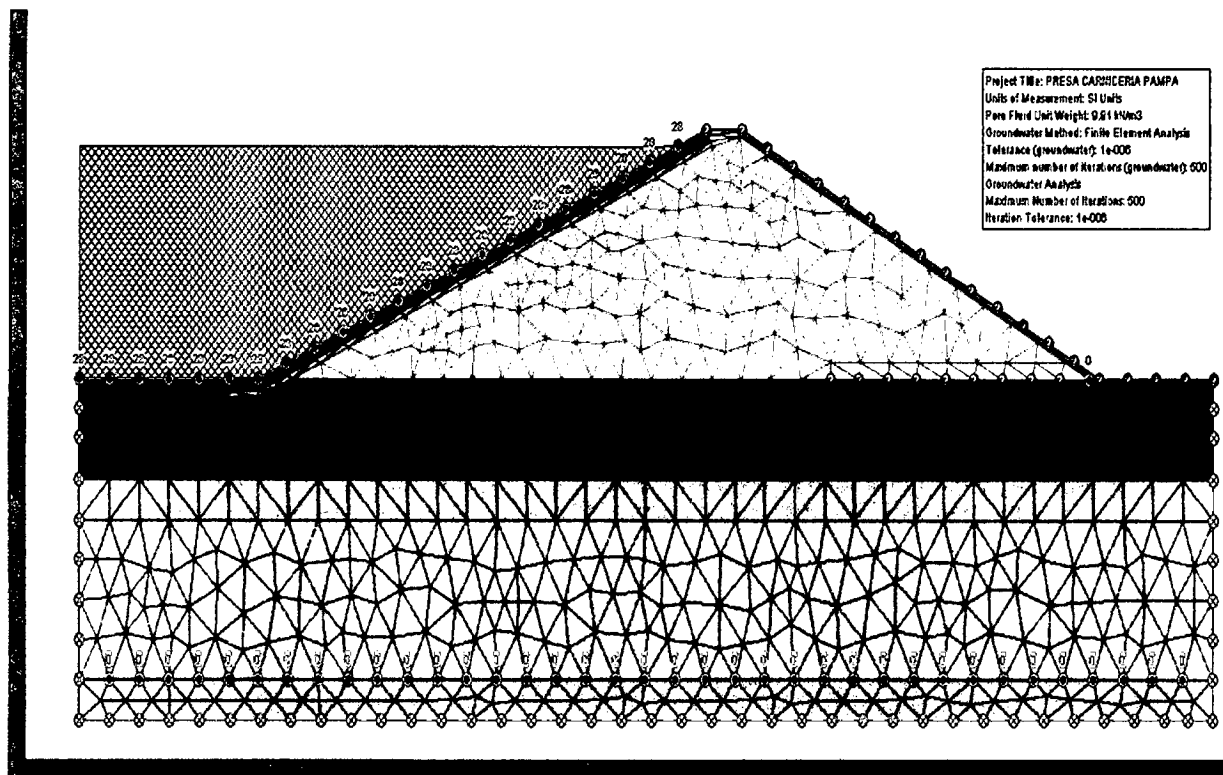
Fuente: El autor.

Figura 4.21: VECTORES DE FLUJO – CASO 01 (software Slide v 5.0)



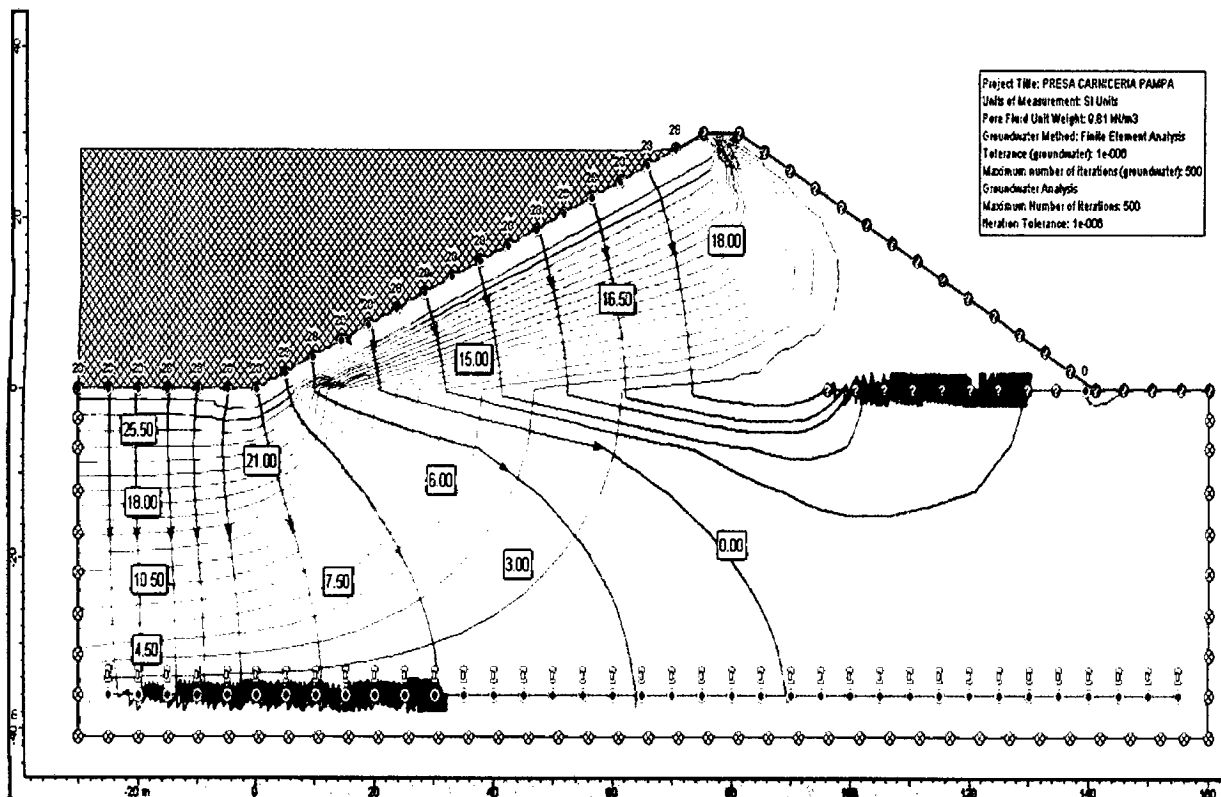
Fuente: El autor.

Figura 4.22: DISGRESIÓN ELEMENTOS FINITOS – CASO 02 (software Slide v 5.0)



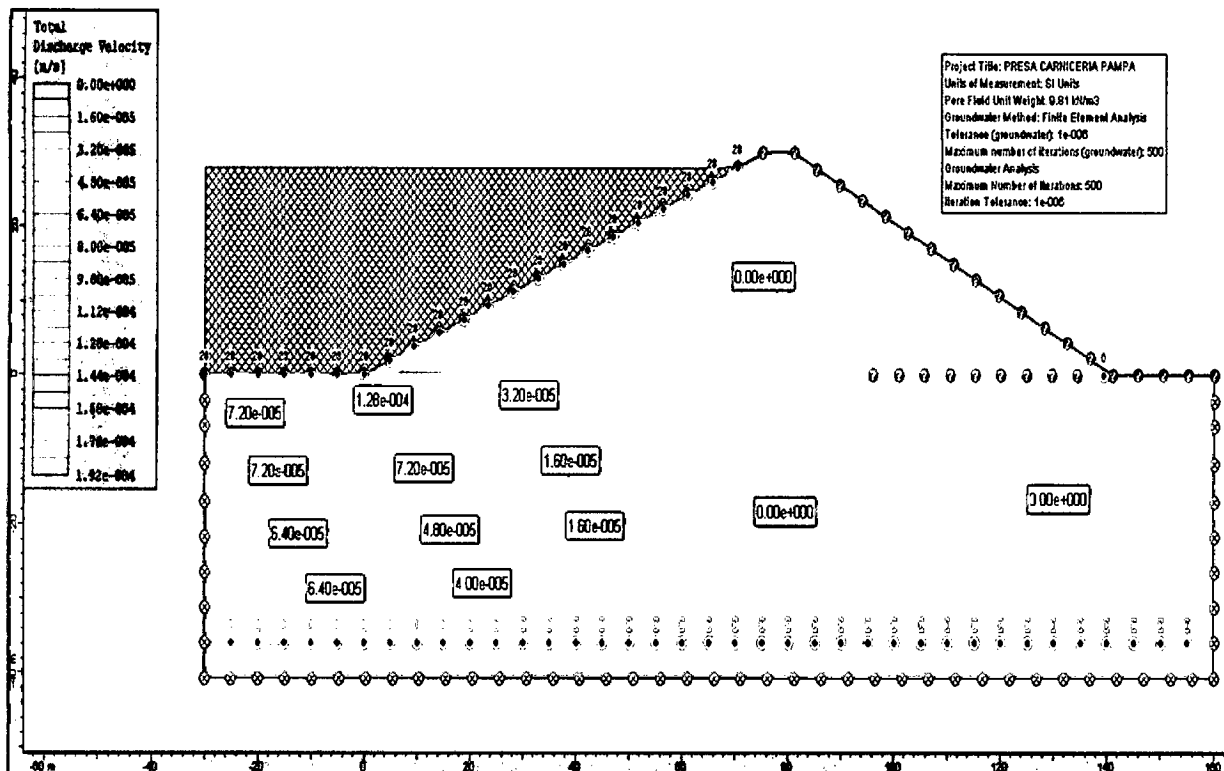
Fuente: El autor.

Figura 4.23: REDES DE FLUJO – CASO 02 (software Slide v 5.0)



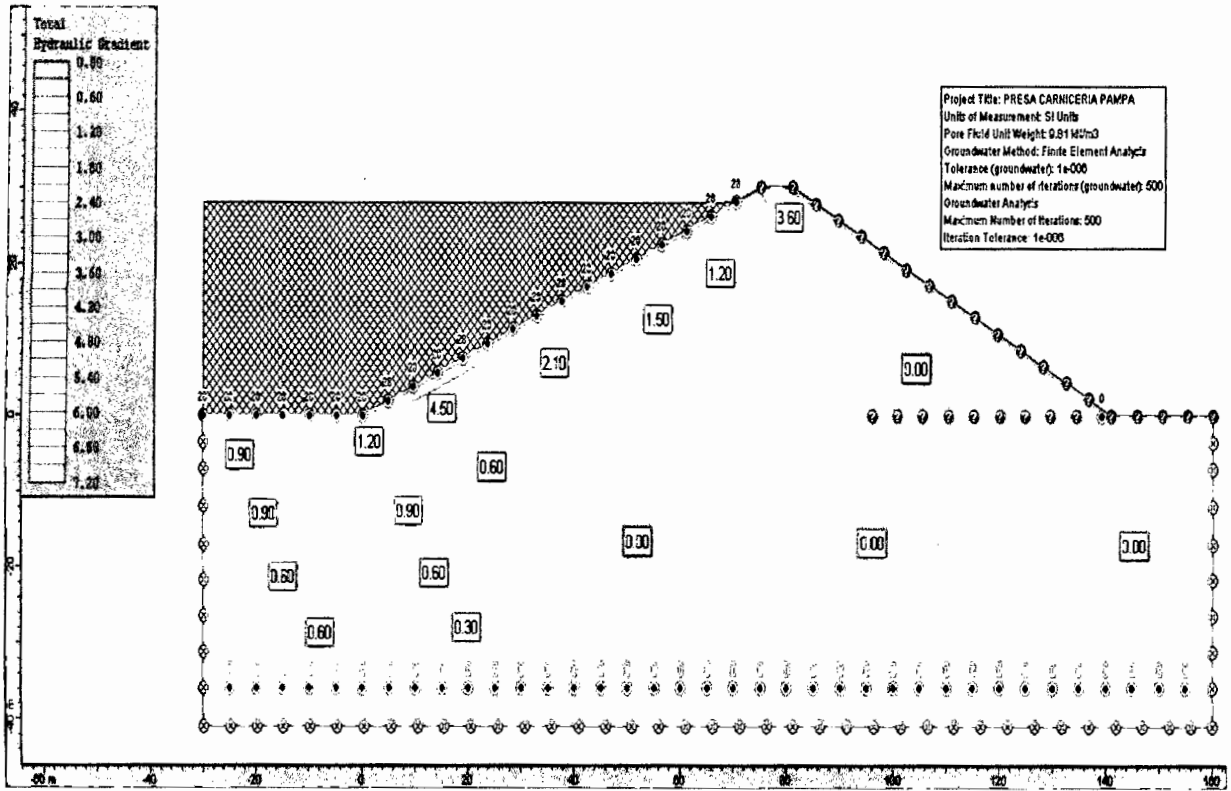
Fuente: El autor.

Figura 4.24: VELOCIDAD DE DESCARGA – CASO 02 (software Slide v 5.0)



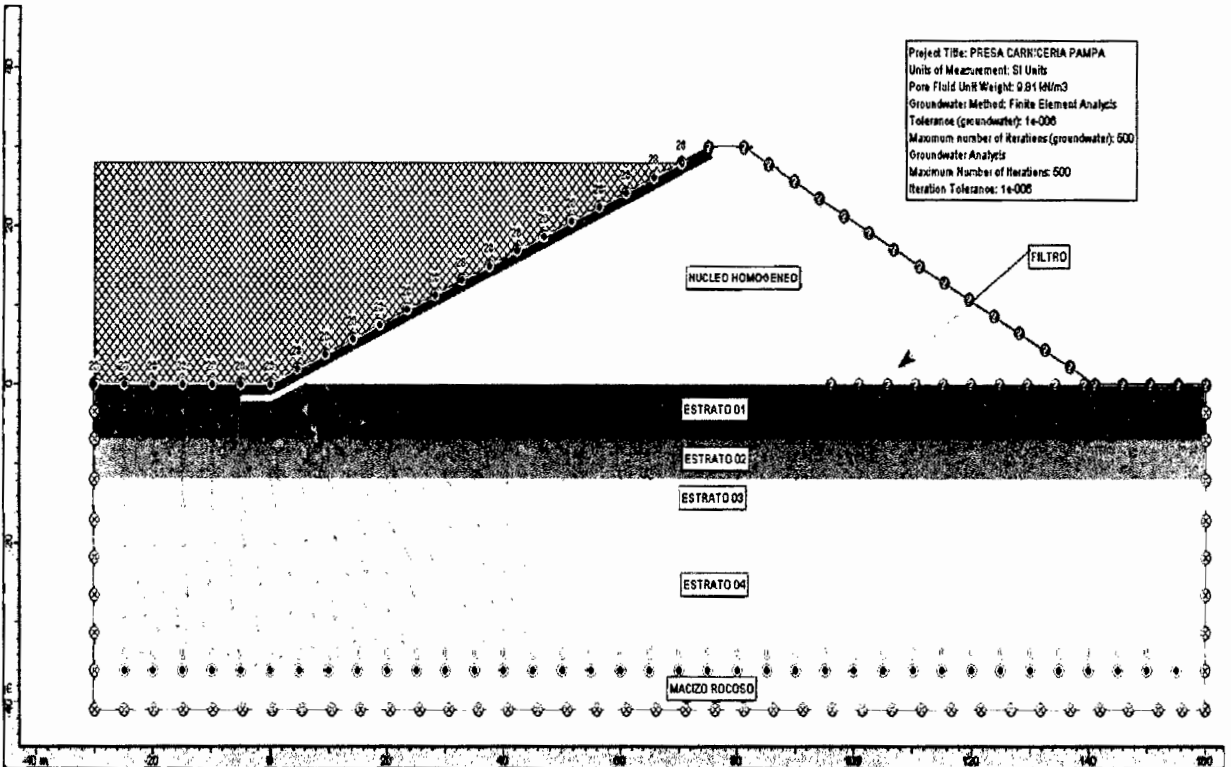
Fuente: El autor.

Figura 4.25: GRADIENTE HIDRÁULICO – CASO 02 (software Slide v 5.0)



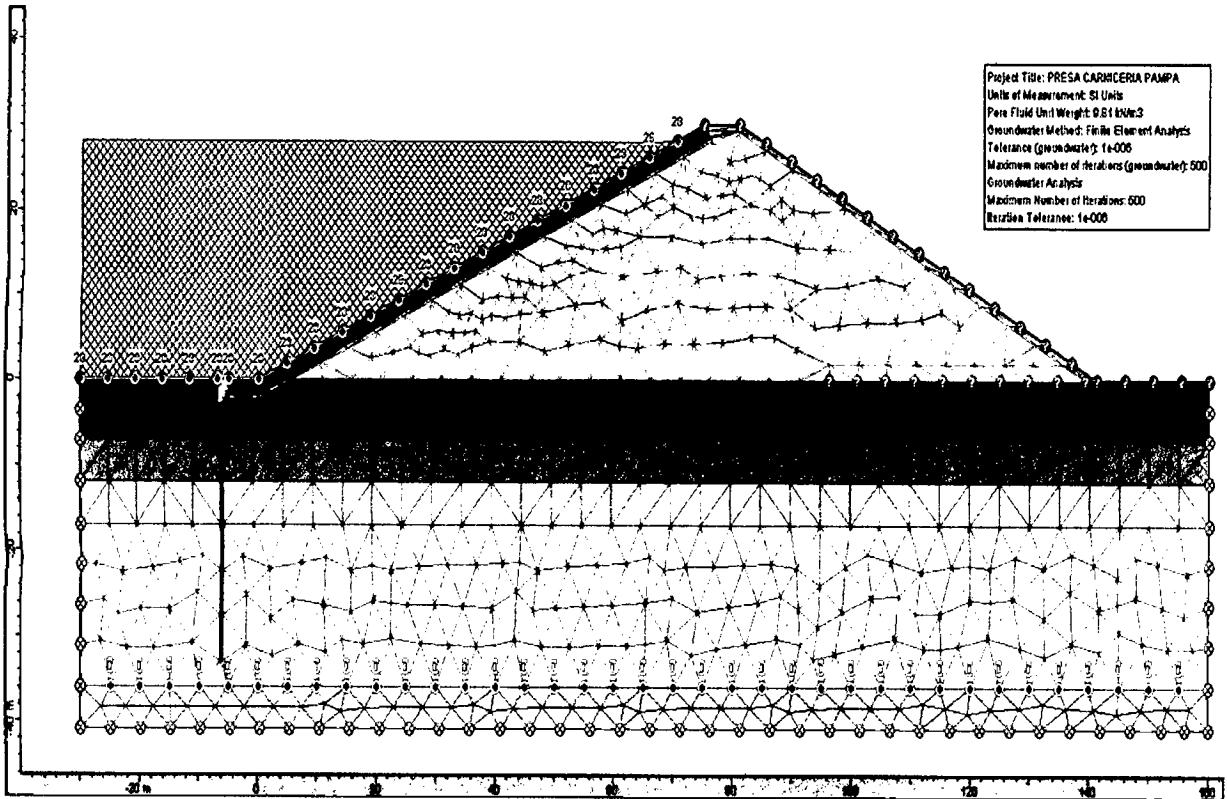
Fuente: El autor.

Figura 4.26: VECTORES DE FLUJO – CASO 02 (software Slide v 5.0)



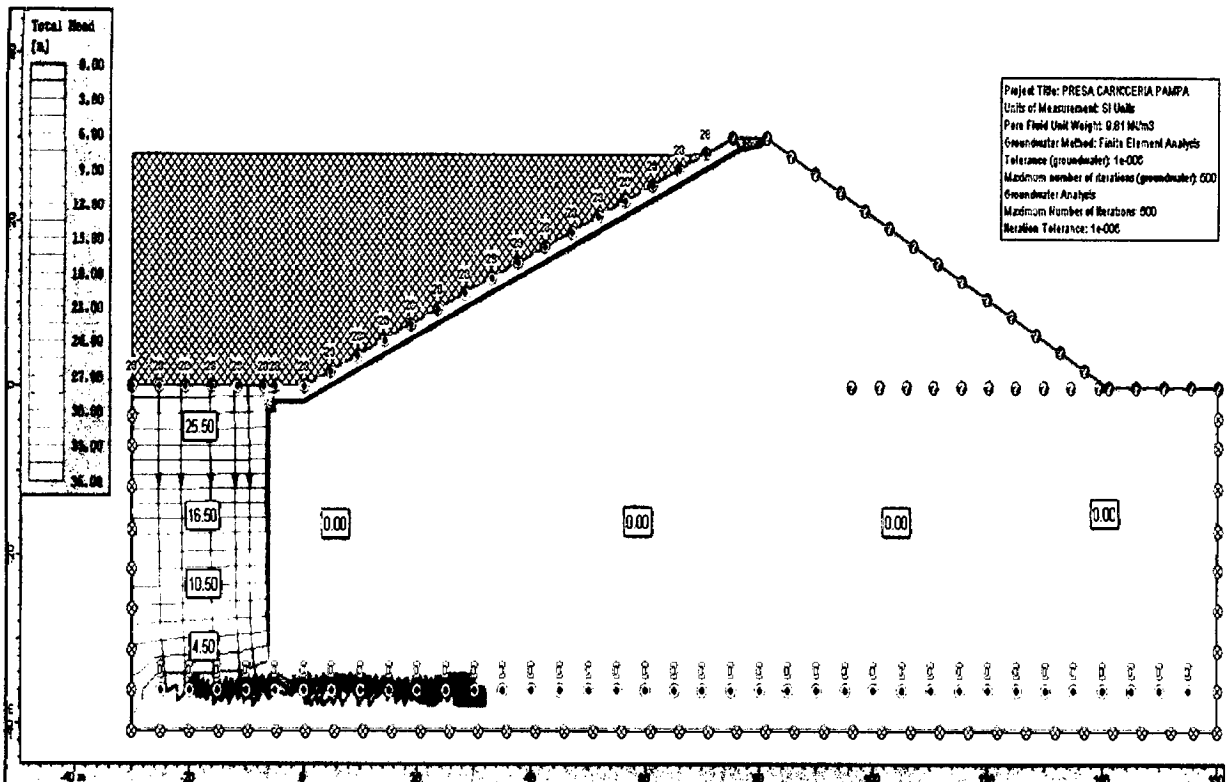
Fuente: El autor.

Figura 4.27: DISGRESIÓN ELEMENTOS FINITOS – CASO 03 (software Slide v 5.0)



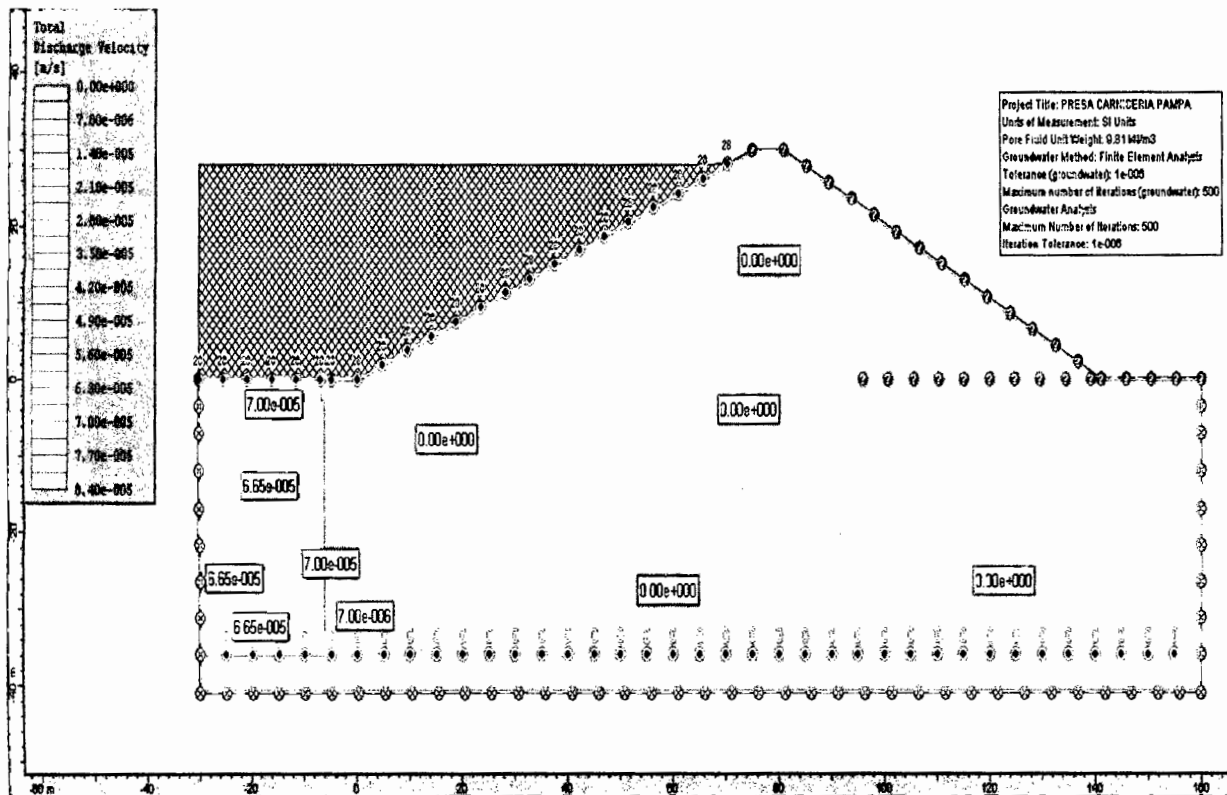
Fuente: El autor.

Figura 4.28: REDES DE FLUJO – CASO 03 (software Slide v 5.0)



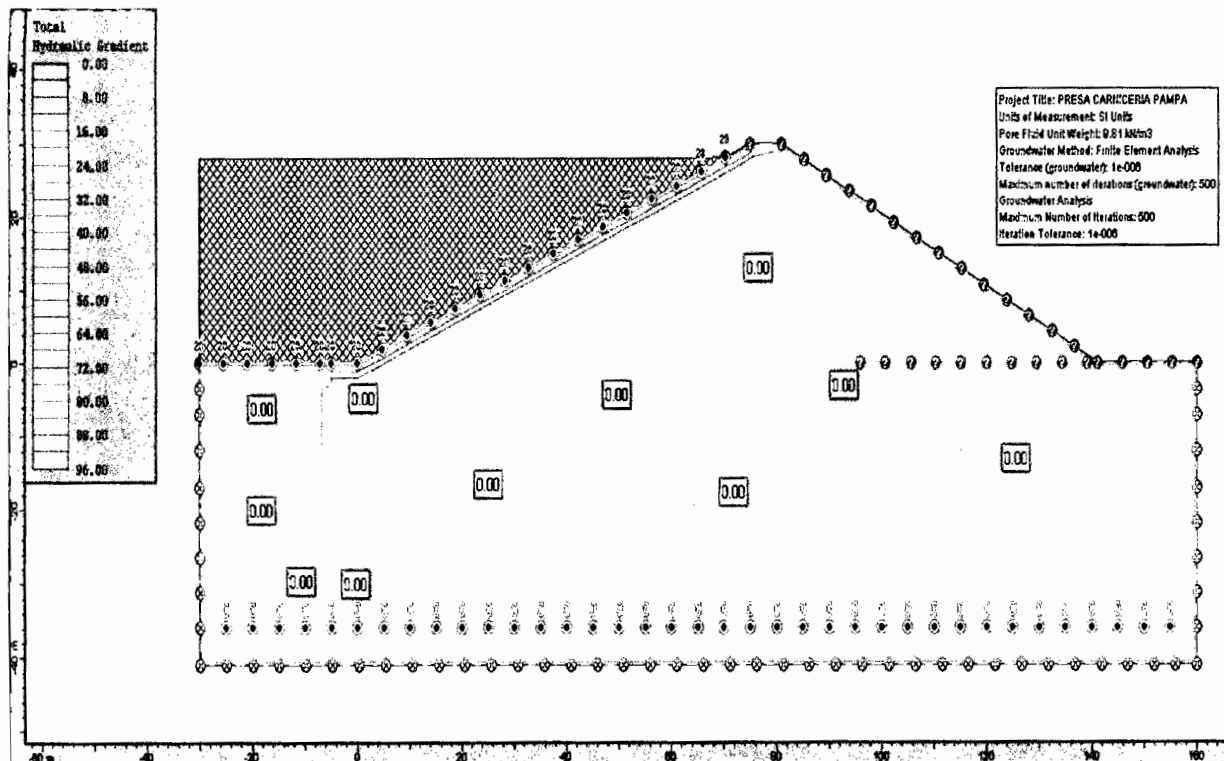
Fuente: El autor.

Figura 4.29: VELOCIDAD DE DESCARGA – CASO 03 (software Slide v 5.0)



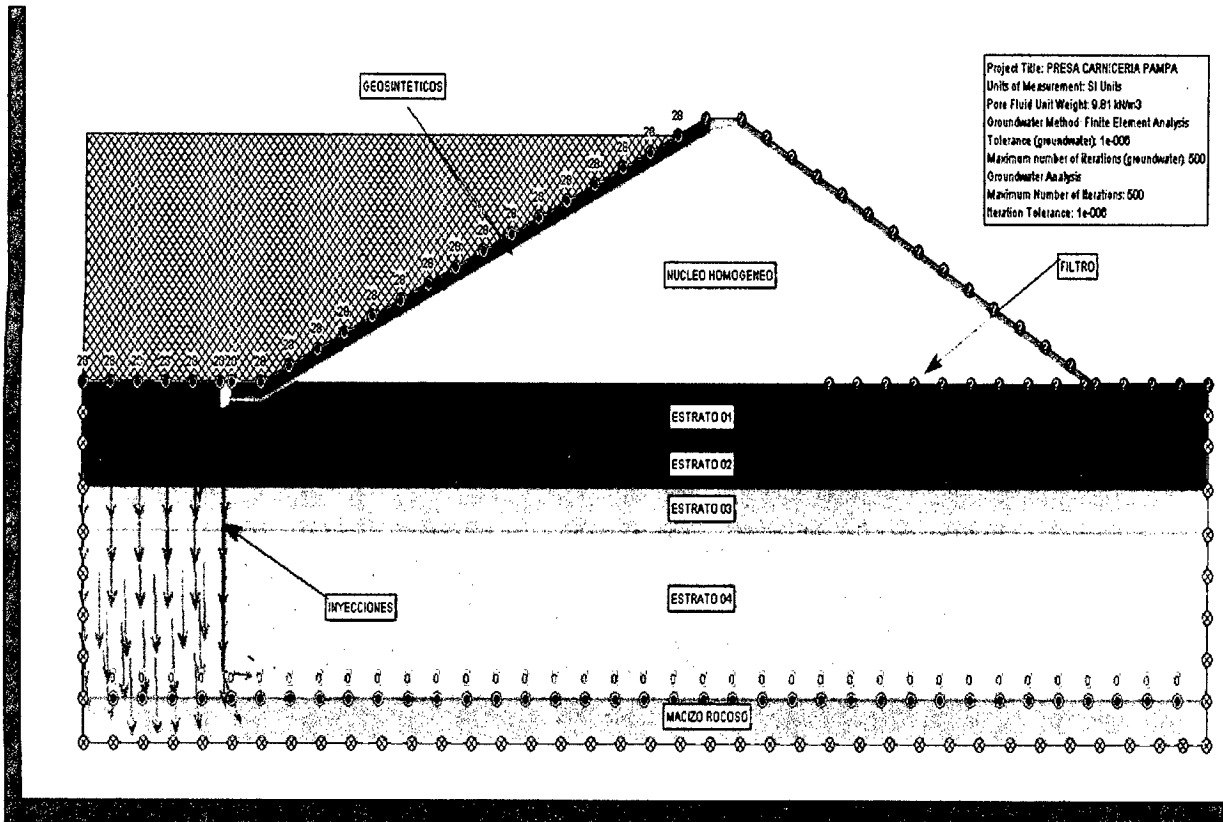
Fuente: El autor.

Figura 4.30: GRADIENTE HIDRÁULICO – CASO 03 (software Slide v 5.0)



Fuente: El autor.

Figura 4.31: VECTORES DE FLUJO – CASO 03 (software Slide v 5.0)



Fuente: El autor.

4.7.2 Resumen de los resultados

Redes de Flujo: En este análisis se muestra el desarrollo de la carga hidráulica a lo largo de la cimentación generada por los máximos embalses; el análisis nos indica que la carga hidráulica disminuye a medida que se profundiza cada vez más en la cimentación y también cuando las líneas de flujo alargan su recorrido, ahora bien haciendo una comparación para cada situación se puede observar que las inyecciones logran que el recorrido de estos flujos se alarguen y por ende el caudal de filtración sea mínimo.

Velocidad de Descarga: El recorrido del flujo de agua a través de los diferentes estratos de materiales encontrados bajo la cimentación de la presa es mayor en las zonas donde existe permeabilidad debido a que el flujo sigue una ruta sinuosa a través de los vacíos del estrato, caso contrario ocurre en las zonas semipermeables a impermeables.

La velocidad de descarga está relacionada con el recorrido de las filtraciones en la cimentación de la presa, al considerar las inyecciones de impermeabilización, queda establecido que al alargar las líneas de flujo, la velocidad de descarga será mucho menor.

Vectores de Flujo: Los vectores de flujo generados por el programa Slide V 5.0, nos muestran el recorrido de las corrientes de filtraciones bajo la cimentación de la presa y una magnitud aproximada en que estas se desarrollan.

DISCUSIONES:

- Analizando las redes de flujo para cada caso se observa claramente que los medios muy impermeables como los rocosos y geosintéticos, son también considerados como una línea de flujo, y por consiguiente a medida que una línea de flujo proveniente de un medio permeable, se aproxima a otro impermeable, esta se detiene debido a que el agua no puede atravesarla. Teniendo en cuenta estos alcances se observa que en los casos 01 y 02 el agua atraviesa con cierta facilidad el cuerpo de la presa; caso contrario ocurre para el caso 03 en la cual se considera el uso de un medio impermeabilizante como los geosintéticos.
- En relación a las velocidades de descarga, para el caso 01 se desarrollan tanto aguas arriba como aguas abajo del núcleo impermeabilizante, para el caso 02 solo se desarrollan aguas abajo y para el caso 03 solo se desarrollan aguas arriba, de los casos anteriormente descritos, el caso 03 es el que reúne las mejores condiciones evitando el fenómeno de tubificación (lavado y arrastre de finos) en el material suelto.
- Con respecto al gradiente hidráulico, lo definimos como la pérdida de carga (altura piezométrica) por unidad de longitud, y que está directamente influenciada por la velocidad de descarga que se producen en materiales sueltos. En los 03 casos se observa que el flujo que ejerce la diferencia de cargas de agua en una determinada zona permeable de la estructura va en descenso, es decir, es menor a medida que se alcance un material impermeable.
- Los vectores de flujo son como una radiografía de las filtraciones producidas en una presa, ellos nos indican de manera complementaria a las redes de flujo hacia dónde y de qué manera se producen las filtraciones a través de la estructura de embalse, analizando los casos planteados, se denota que para el caso 01 las filtraciones se realizarían de manera descontrolada al no existir ningún medio filtrante, produciendo de esta manera el fenómeno de tubificación, poniendo en serio peligro a la estructura de la presa. Para el caso 02, considerando medios filtrantes, se observa que estas filtraciones a través del cuerpo de la presa se reducen significativamente, para el caso 03 considerando un medio

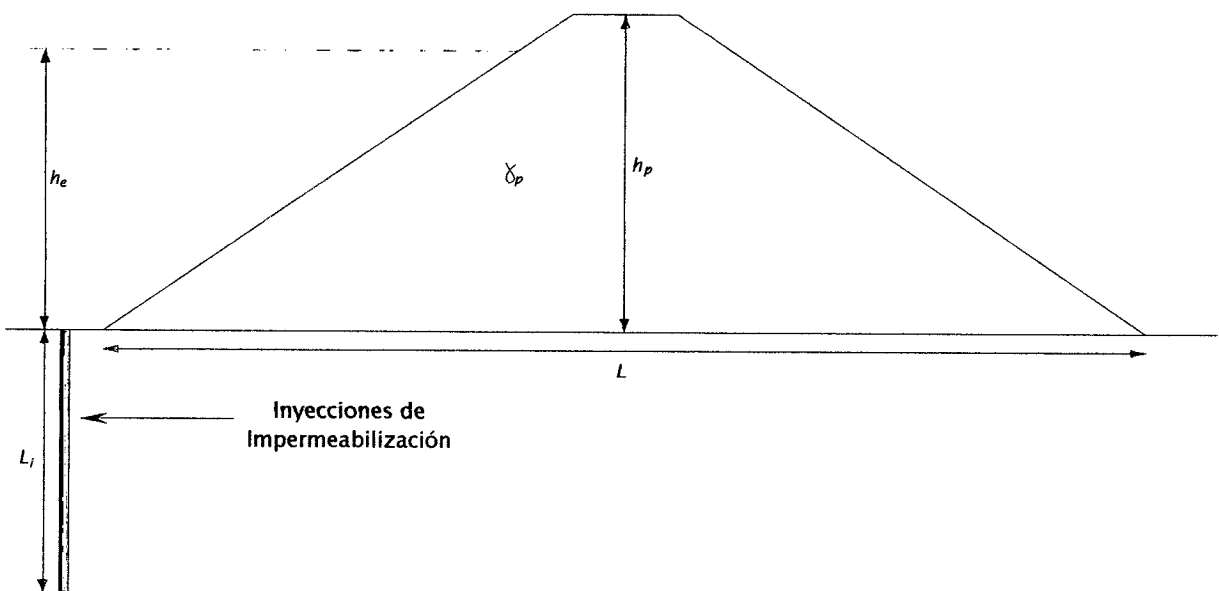
impermeabilizante, se observa que las filtraciones están controladas y que el cuerpo de la presa no sufriría ningún tipo de daño en su estructura.

- De los 03 casos, el que reúne las mejores condiciones es el caso 03 el cual contempla el uso de un medio impermeabilizante y medios filtrantes, ya que los mismos permiten un mejor manejo de las filtraciones.
- Las filtraciones de una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las origina y de las características físicas de los materiales, por donde el agua efectúa su recorrido de filtración.
- Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente para lavar o arrastrar los materiales de cimentación se origina el fenómeno de tubificación el cual produce asentamientos, disloques, etc., en general afecta seriamente la estabilidad de la estructura.

Por lo anterior las cortinas en la cimentación permeable deberán diseñarse con recorrido de filtración suficientes a fin de que el agua bajo la estructura tenga siempre velocidades bajas para evitar cualquier posibilidad de tubificación.

4.7.3 Cálculo del factor de seguridad por sifonamiento

Figura 4.32: Diagrama de la presa para el calculo de factor de seguridad por sifunamiento.



Fuente: El autor.

Datos:

$$\begin{aligned}\gamma_p &= 2.58 \text{ gr/cm}^3 \\ h_p &= 2200.0 \text{ cm} \\ h_e &= 2000.0 \text{ cm} \\ L &= 8750.0 \text{ cm} \\ L_i &= 2500.0 \text{ cm}\end{aligned}$$

1 Determinación de la Longitud Crítica:

$$\begin{aligned}\gamma_p \cdot h_p &= (h_e + L_c) \cdot \gamma_w \\ L_c &= \frac{\gamma_p \cdot h_p}{\gamma_w} - h_e\end{aligned}$$

Resultado:

$$\begin{aligned}L_c &= 3676.0 \text{ cm} \\ L_c &= 36.8 \text{ m}\end{aligned}$$

2 Determinación del Gradiente Hidráulico Crítico:

$$i_c = \frac{h_e}{L_c}$$

Resultados:

$$i_c = 0.544$$

3 Determinación del Gradiente Hidráulico Real:

$$i = \frac{h_e}{L + 2L_i}$$

Resultados:

$$i = 0.145$$

4 Determinación del Factor de Seguridad por Sifonamiento:

$$F = \frac{i_c}{i} \geq 1.4$$

$$F = 3.740 \geq 1.4 \quad (\text{OK})$$

Discusión: Como resultado obtenemos que el factor de seguridad por sifonamiento sea 3.74 que es mayor que el valor mínimo 1.4. Con esto se concluye que nuestra presa no está expuesta a un sifonamiento.

4.7.4 Tratamiento para la impermeabilización de la presa

Mediante el presente estudio se sugieren algunos aspectos tendientes a mejorar las actuales condiciones geomecánicas de la cimentación:

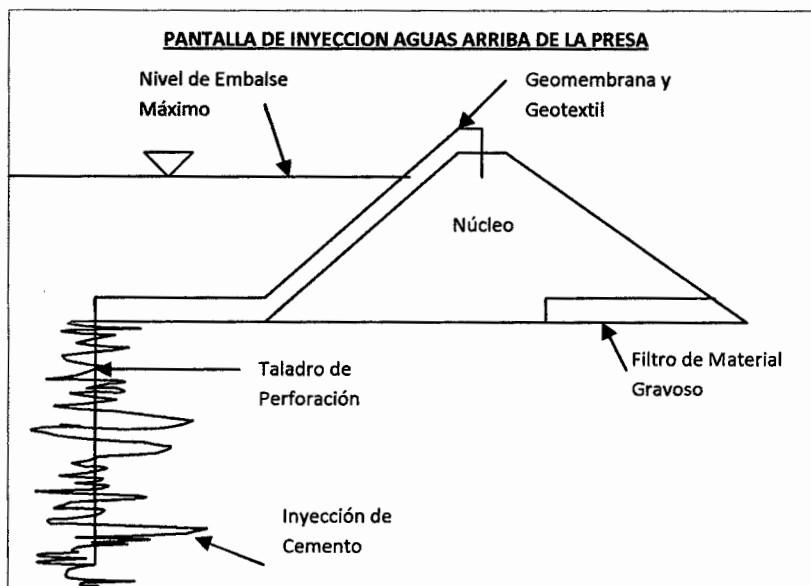
a) Proyecto de pantalla de impermeabilización

La ubicación para la posibilidad de efectuar el tratamiento de impermeabilización mediante la construcción de una pantalla de Cemento ha sido analizada en dos sectores.

1º Alternativa: El primer sector de inyección está ubicado aguas arriba de la Presa, a una distancia de 5 metros del pie de esta. En realidad la pantalla de Inyección es un complemento del sistema de impermeabilización del cuerpo de la Presa y la Cimentación fundamentalmente.

Para la ejecución de la Pantalla de Inyección propiamente dicha esta debe de alejarse prudentemente del pie del talud de la Presa con la finalidad de poder maniobrar convenientemente los equipos de perforación y evitar que para el caso de producirse hidrofracturamiento superficiales estos no afecten el cuerpo de la Presa. Todas las perforaciones necesitaran de una plataforma de concreto de no más de 4 m de ancho.

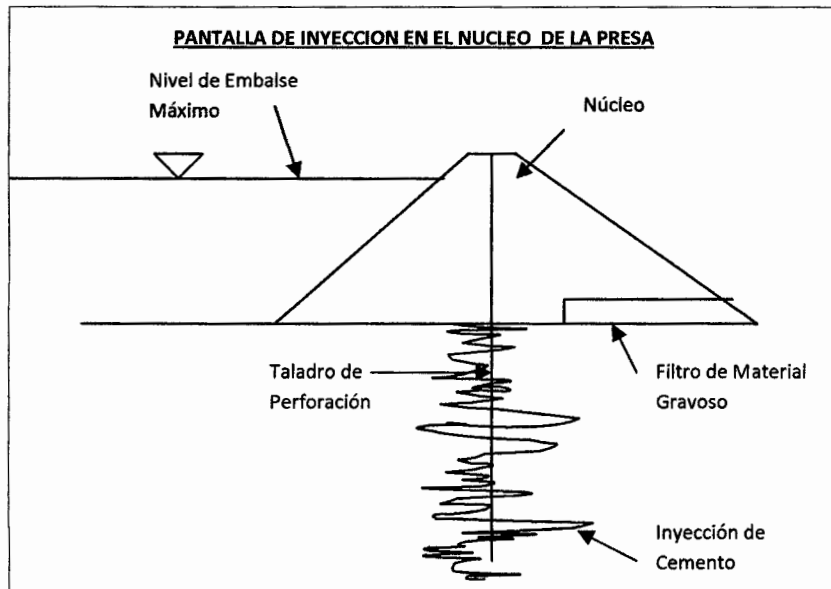
Figura 4.33: Pantalla de inyección aguas arriba de la presa.



Fuente: El autor.

2º Alternativa: El segundo sector de inyección es la inyección ubicada en la parte inferior del eje de la Presa, es decir se plantea la ejecución de las inyecciones y perforaciones antes de la construcción de la Presa.

Figura 4.34: Pantalla de inyección en el núcleo de la presa.



Fuente: El autor.

Tanto la profundidad como el sistemas de inyección puede ser el mismo, es decir con tres líneas de perforación y secuencia de perforación primaria, secundaria y terciaria.

b) Proyecto de pantalla de impermeabilización

Para tomar una decisión acertada del sistema de inyección a trabajar en el ítem 3.11, se toman las ventajas y desventajas de cada una de estas:

Primer Sistema - Ventajas

1. Puede Ejecutarse durante la construcción del cuerpo de la Presa.
2. El sistema de control para el manejo de las presiones de inyección no son tan cuidadosas, y el hidrofracturamiento superficial no provocara problemas con la Presa.

Primer Sistema – Desventajas

1. Necesita de la construcción de una plataforma de concreto simple a fin de evitar una transición de filtración entre el cuerpo de la Presa y la cimentación.
2. Solo impermeabiliza la cimentación de la Presa y no el cuerpo de esta, por lo tanto encárese los trabajos de impermeabilización de esta.

Segundo Sistema – Ventajas

1. Debido a que las inyecciones se producen antes de la construcción de la Presa, los problemas de Hidrofracturamiento, que se puedan producir no perjudicaran al cuerpo de la Presa debido a que está aún no ha sido construida.

Segundo Sistema – Desventajas

1. Dentro del sistema constructivo este se encontrara en la ruta crítica, por lo tanto aumentara el tiempo de construcción de la Presa.
2. Si bien es posible superar el problema de la cimentación con las inyecciones en este sector, entre la Presa y la Pantalla de Inyección existe un tramo de esta que no se tendrá la certeza exacta de que efectivamente sea impermeable, por lo tanto la vida útil de esta se verá afectada.
3. Por la Geometría y distribución de las curvas equipotenciales de las líneas del recorrido del agua, es recomendable que el gradiente hidráulico sea casi nulo debajo del cuerpo de la Presa. Este sistema es deficiente debido a la energía hidráulica se aplica justo en el centro de la Presa, lo cual es hasta peligrosa.

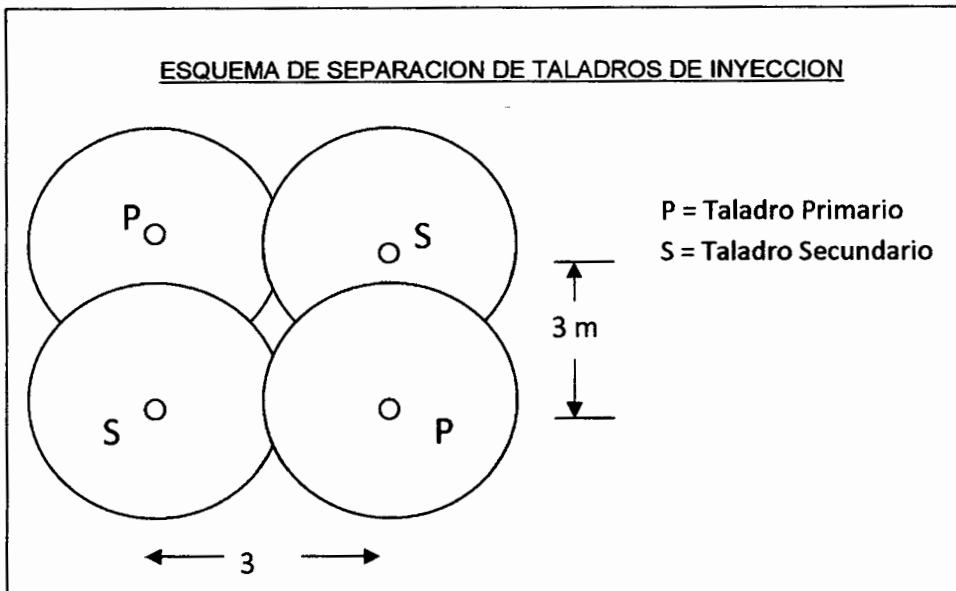
c) Diseño de la pantalla impermeable

RADIO DE ACCION

$$R = \sqrt{\frac{2}{0.031 * 5 * \pi}} = 2.03 \cong 2.00m$$

Entonces la separación entre los taladros no deberá sobrepasar los 3 metros, puesto que el radio de acción de las inyecciones puede ser de hasta 2 metros.

Figura 4.35: Esquema de reparación de taladros de inyección.



Fuente: El autor.

Para lograr asegurar que la inyección sea efectiva se ha considerado ensanchar esta, mediante el planteamiento de dos filas para que la pantalla sea lo más efectiva posible.

El planteamiento anterior es producto de la experiencia de una serie de presas en las que se han efectuado perforaciones para cortinas de inyección de más de 100 m de profundidad.

Puesto que el radio de acción en los materiales con permeabilidades de más de 10-2 cm/seg se aproxima a los 2 m, se plantea que la separación mínima entre taladros sea de 3 m de separación entre taladros de la misma fila y de 3 m también de separación entre filas. A fin de asegurar la efectividad de la inyección en la zona de mayor consumo se ha adicionado la perforación de taladros terciarios que sellaran la pantalla de inyección.

DIAMETRO DE LOS TALADROS Y MODO DE REALIZARLOS: El sistema de perforación a adoptarse deberá proteger el taladro mediante un Casing (Revestimiento) que permitirá la instalación de tubería PVC debidamente ranurada (tubo manguito), luego se extraerá el revestimiento para iniciar el proceso de inyección. El diámetro recomendado será de 102 mm (HQ) con empleo de Casing Avance de broca tricono.

INYECCIÓN CON LOS TUBOS CON MANGUITOS: La metodología será lo siguiente:

Después de haber limpiado el entubado provisional de la perforación, se introduce en toda su profundidad un tubo de 2" de diámetro aproximado, perforado a distancias iguales. Estos agujeros suelen estar hechos en grupos de tres por cada metro de longitud. Cada grupo está recubierto por un trozo de tubo o casquillo de caucho que actúa como válvula y que se denomina manguito. De esta manera, el mortero, constituye un recubrimiento más o menos espeso que facilita el que pueda adherirse perfectamente el tubo con manguitos al terreno.

Mientras se procede al alzamiento del tubo provisional o Casing, se rellena un espacio anular comprendido entre este y el tubo de manguitos, con una mezcla de cemento de blend especial. Una vez fraguado este mortero, constituye un recubrimiento más o menos espeso que facilita el que pueda adherirse perfectamente del tubo con manguitos al terreno.

Para que la inyección pueda realizarse, tiene que romperse el recubrimiento plástico en la parte que corresponde a los manguitos.

Esta operación se efectuara mediante un mortero de cemento con blend especial a presión localizada en el tramo del tubo con manguitos parametrado por dos obturadores opuestos.

Las presiones de rotura fluctuaran dependiendo de las perforaciones de exploración y diseños ejecutados en estos mismos taladros. El sistema para la graduación de las presiones será el que se dosifique en el sistema GIN de Inyecciones.

Un desprendimiento en el taladro durante el alzado del Casing, puede provocar una disminución al espesor al recubrimiento normal si se emplea una dosificación de cemento

muy elevada. Pero si esta es insuficiente, el recubrimiento será demasiado plástico y no se romperá frágilmente. Todo lo demás hará que se desprenda del tubo, favoreciendo la aparición de resurgencias a lo largo de este, incluso expulsando el mortero hasta la superficie.

Un manguito adherido normalmente al macizo no funciona si no se tiene la precaución de aumentar la elasticidad natural del mismo recubriendo el manguito con una gruesa placa de caucho esponjoso. Este trabajo deberá ser ejecutado por una empresa que cuente con personal debidamente preparado.

La composición del mortero del recubrimiento es, pues, de determinación delicada. Solamente algunos de los ensayos basados en la experiencia anterior y realizada con los materiales disponibles permiten obtener un resultado satisfactorio.

Podría pensarse que, puesto que el recubrimiento se endurece con el tiempo, la constancia de la presión de rotura se deberá a una menor resistencia del terreno. Parece normal que la presión de inyección sea más baja.

La inyección del mortero se realizara exactamente siguiendo el mismo proceso que el que ha servido para romper el recubrimiento. Cuando está detenido el doble obturador a la altura de un manguito, se envía el mortero de inyección con el inyector.

Gracias a este dispositivo es posible inyectar fácilmente capas muy profundas y separar los trabajos de perforación de los de inyección, lo que constituye una ventaja económica importante, además la inyección puede iniciarse por donde se quiera.

Suele tener interés comenzar por los medios más permeables. Una vez obturados estos, los morteros que se inyecten en las capas próximas de granulometría más fina no podrían aprovechar los niveles permeables para progresar hacia adelante.

Por el contrario, si el reconocimiento previo comprueba la existencia de capas de granulometría claramente diferentes, como es el caso de las perforaciones realizadas, con este procedimiento es fácil adaptar el mortero a la granulometría de la capa que se quiere inyectar. Por lo fluctuante de los estratos y al haberse detectado venas erráticas de alta permeabilidad se recomienda emplear un solo tipo de mortero el cual será de cemento con un blend debidamente especificado en las especificaciones técnicas de este Estudio a Nivel de Factibilidad.

En resumen, este método permitirá realizar una inyección correcta y relativamente económica hasta la profundidad planteada en los planos del Estudio a Nivel de Factibilidad, garantizando una pantalla estanca efectiva y de gran duración en el tiempo.

Conviene, sin embargo, recordar que la inyección provoca deformaciones en el terreno extremadamente importantes. Si los tubos de manguito no son de buena calidad pueden destruirse al inyectar en los taladros próximos. Siendo capaces de conservar íntegra su sección, deben ser igualmente flexibles para adaptarse a las deformaciones del terreno. Estas deformaciones pueden incluso llegar a ser de tal magnitud que al arquearse el tubo impidan la colocación del obturador. El tipo de tubería de PVC que deberá de emplearse será de clase 10.

RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO DE LOS ALUVIONES INYECTADOS

Por el contrario, son posibles los estados intermedios. Los granos del terreno quedan entonces recubiertos por una película más o menos gruesa de mortero, que no modifica prácticamente su posición relativa.

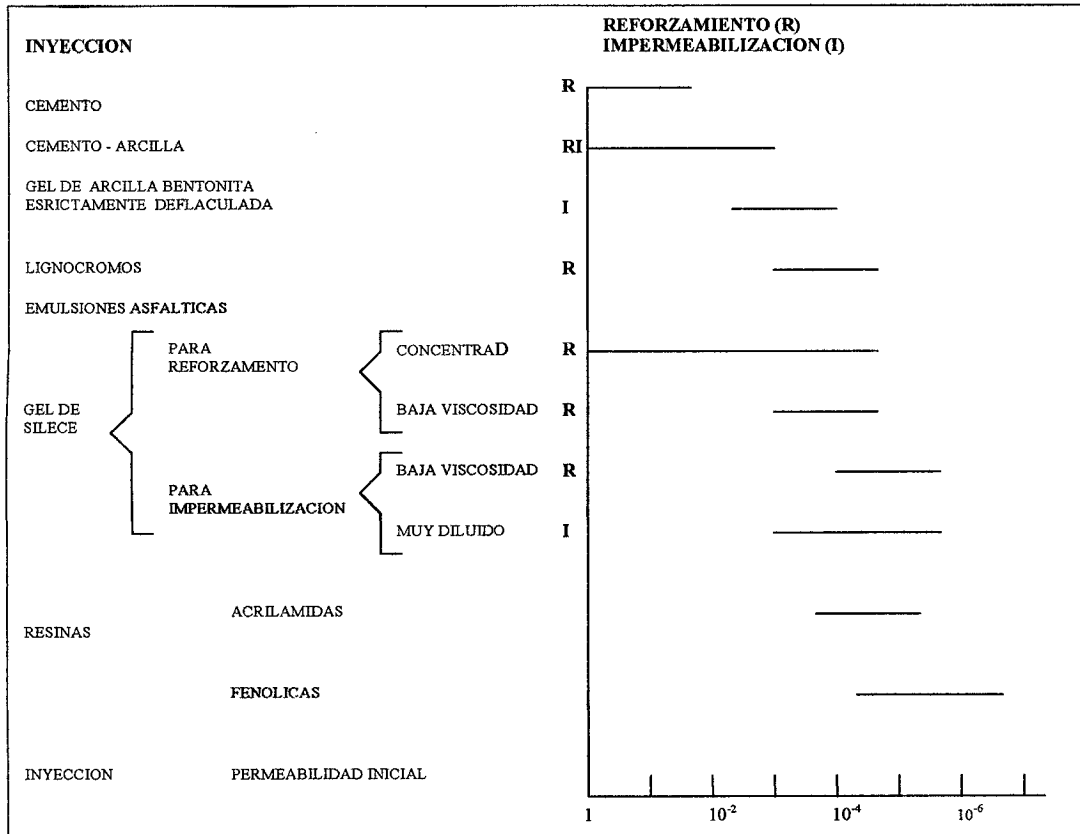
Los ensayos en laboratorio muestran que en esta fase de inyección puede admitirse en primera aproximación la proporcionalidad entre ángulo de rozamiento interno y densidad después de la inyección, disminuyendo esos dos valores cuando la inyección va más allá del relleno de los huecos iniciales.

INYECTABILIDAD DEL TERRENO Y SELECCIÓN DEL TIPO DE CEMENTO

En la siguiente figura se muestra el campo de aplicación de las inyecciones en función de la permeabilidad de los suelos. Puesto que el objetivo fundamental es lograr la impermeabilización debajo de la Presa de Carnicería Pampa, se deberá de impermeabilizar las venas o canales subterráneos que se encuentran ubicados erráticamente entre las profundidades de 30 a 35 m de profundidad.

Las permeabilidades de estos conductos alcanzan un valor cercano a los 10^{-2} cm/seg es decir son materiales que pueden ser impermeabilizados con el empleo del cemento comúnmente empleado para la construcción convencional. Sin embargo también existirán sectores en donde las permeabilidades oscilaran entre los 10^{-3} a 10^{-4} cm/seg, estos sectores posiblemente ayuden a sumar el caudal total de filtración, por lo tanto también deberá de disminuirse su permeabilidad.

Grafico 4.02: Campo de aplicación de las inyecciones.

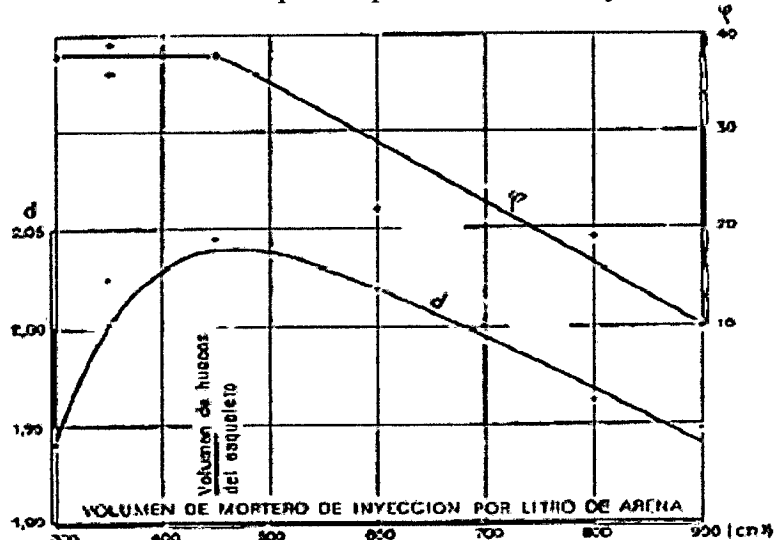


Fuente: Design of Small Canal Structures (1978)

CÁLCULOS PARA ESTIMAR EL VOL. DE INYECCIÓN PARA TALADROS DE INYECCIÓN

En el grafico 05, se muestra el grafico que denota esta particularidad de los materiales gravo arenosos como el que se estima en la base de la cimentación de la Presa Carnicería con la particularidad que presenta franjas más permeables que las contiguas.

Grafico 4.03: Campo de aplicación de las inyecciones.



Fuente: Design of Small Canal Structures (1978)

Por cada taladro se estima el volumen de inyección de la siguiente manera:

$$V = \pi * 1^2 * 25 = 78.53 \text{ m}^3$$

Sin embargo se espera con las determinaciones en campo de las permeabilidades un estimativo inyectable real del 10% del volumen total del suelo. Entonces el volumen a inyectar será: $V=7.86 \text{ m}^3$ por cada taladro de inyección.

Si la cantidad total de taladros es de 122 (por cada fila), entonces el volumen final total de inyección esperada deberá ser de $V=958.92 \text{ m}^3$. Para 01 m^3 en proporción de 3:1 (agua: cemento) de mortero se necesita de 9.00 bolsas de cemento. Entonces de manera individualizada tenemos que:

Para 958.92 m^3 se necesita de 8630 bolsas de cemento o 367 Tn (Solo primera línea)

Para 1917.84 m^3 se necesita de 17260 bolsas de cemento o 734 Tn. (Primera y segunda línea).

Para 2876.76 m^3 se necesita de 25890 bolsas de cemento o 1101 Tn. (Las tres líneas de inyección).

Es importante considerar que en los taladros secundarios el consumo será mucho más bajo que en los primarios, luego en el terciario el consumo será aún más bajo, además los taladros en los extremos de la Presa no tendrán similar consumo que los del cauce del río. Todo esto se da en condiciones extremas, se prevé que solo será necesaria la primera línea de inyección, y que esta deberán dar una permeabilidad final de $k=10^{-5}$ como mínimo en las pruebas respectivas de comprobación.

d) Equipo mínimo para la ejecución de los trabajos de inyección

A continuación se hace una descripción del equipo mínimo que se deberá de disponer para iniciar los trabajos de Inyección:

- * Una Perforadoras Diamantinas con capacidad para perforar hasta 70 m en terrenos aluviales en diámetro NQ.
- * Una Bombas de lodos que servirán de abastecimiento permanente de agua para la perforación en Diamantina
- * 6 Casing Avance en diámetro NQ.
- * 100 m de tubería NQ y 40 m de tubería BQ.

- * 3 Brocas Tricono en diámetro NQ
- * 2 juegos completos de accesorios para perforación en diámetro NQ
- * Herramientas varias para perforación en Diamantina
- * 1 plataformas completas de inyección. Cada plataforma incluye un mezclador de 500 lt equipado con motor de 1500 revoluciones por minuto, un tanque agitador de 300 lt con motor eléctrico de 180 revoluciones por minuto y finalmente una bomba de inyección de alta presión con capacidad de elevar la presión hasta los 100 bares.
- * Un registrador electrónico de caudal, presión y volumen, con un mínimo de 3 salidas.
- * Cisterna de 4500 galones
- * 1 Juegos de Paker Hidráulico de 1.5"
- * 1 Motobombas de 120 lt/min
- * Un Grupo Electrógenos de 120 HP cada uno
- * Cisterna de Petróleo de 1000 galones.
- * Camión Plataforma Grúa de 6 tn
- * Una camioneta 4x4 después del 1998 de fabricación.

e) Procedimiento constructivo

El siguiente procedimiento constructivo deberá de adecuarse lo más cerca posible a las verdaderas condiciones de campo:

PRIMER PASO: Ejecución de tres taladros primarios exploratorios en la primera fila de inyección (fila aguas arriba del río), los cuales estarán ubicados en el estribo derecho, en el eje del río y estribo izquierdo. Estos tendrán por finalidad diseñar las mezclas de inyección e identificar el número GIN que se empleara en cada zona.

SEGUNDO PASO: Se ejecutaran las perforaciones Primarias de la primera línea aguas arriba del río. De preferencia se recomienda ejecutar los taladros primarios desde el centro hacia afuera. Luego se perforaran los taladros secundarios de esta misma fila, con el mismo criterio desde el centro hacia afuera.

TERCER PASO: Solamente se iniciaran las perforaciones e inyecciones en la fila C, cuando se hayan completado todos los taladros de la fila A. Las perforaciones e inyecciones en esta deberán efectuarse desde el centro hacia los extremos. Los taladros secundarios solo se iniciaran cuando se hayan terminado completamente los taladros primarios.

CUARTO PASO: Cuando se hayan terminado completamente los taladros secundarios de la Fila C, y luego de efectuar un análisis de los consumos los cuales deberán de estar debidamente graficados dentro de un plano de obra, se evaluara la posibilidad de ejecutar perforaciones en una fila intermedia la cual la denominaremos fila B. Esta fila tiene como objetivo buscar el sellado total de la cortina, en esta se emplea el cemento especial el cual tiene un Blend o molienda la que puede filtrarse en las cavidades más pequeñas.

Respecto de las presiones de inyección y volúmenes a considerarse estos serán cuantificados mediante el sistema de Inyección GIN.

Dentro de un taladro el procedimiento recomendado será siempre el de iniciar las inyecciones en los tramos en donde las permeabilidades sean más elevadas para luego culminar en los tramos más impermeables. Para la fila A como la Fila C el tipo de cemento a emplearse será el Estándar o cuando lo considere el Ingeniero Supervisor y/o Residente, en cambio para la fila B deberá de emplearse el cemento con Blend especial.

Se deberá iniciar las pruebas de laboratorio de las inyecciones 7 días antes del inicio, para lo cual deberá de instalar un laboratorio de campo con el siguiente equipo mínimo:

- El plan de trabajo a Un Cono de Marsh
- 24 probetas cilíndricas de acero debidamente graduadas
- Reactivos para medir por lo menos hasta 5 especímenes para la dureza del agua
- Reactivos para medir por lo menos hasta 5 especímenes para la Acides del agua.

Considerarse deberá de contemplar estos criterios como premisas, sin embargo por cuestiones demostrables estos llegan a modificarse debiendo perseguir el mismo objetivo el cual es el de la impermeabilización debajo de la Presa Carnicería.

4.8 DISEÑO DE OBRAS DE ARTE

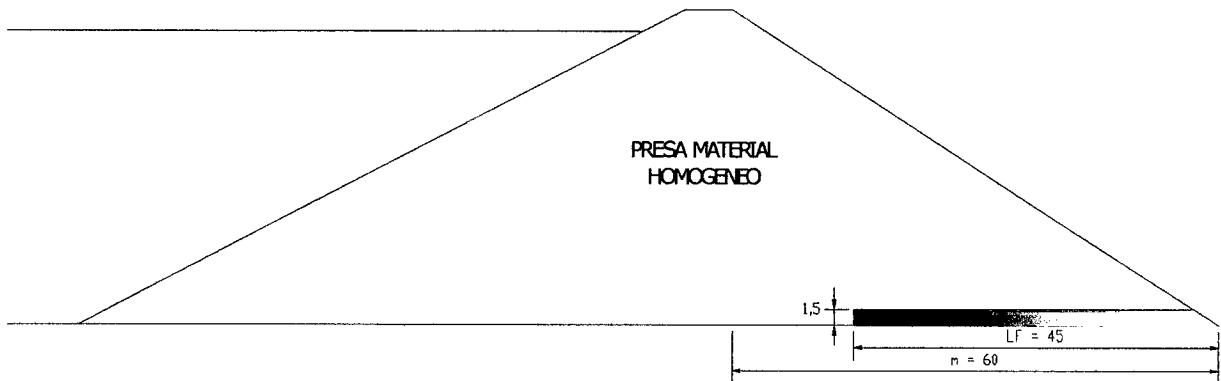
4.8.1 Diseño del filtro

$$LF > \frac{2}{3} \times 60$$

$$LF > 40.0 \text{ metros}$$

De esta relación podemos determinar que la longitud del filtro tiene que ser mayor que 40.0 metros, y para mayor seguridad de la presa asumiremos una longitud de 45 metros y un espesor de 1.50 metros.

Figura 4.36: Dimensiones del filtro de la presa.



Fuente: El autor.

MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

- El material del filtro ha sido diseñado por el método racional propuesto por Terzaghi, recomienda que los límites para satisfacer la estabilidad del filtro una vez colocado y para proporcionar aumento de permeabilidad en la base del núcleo de la presa.
- Los materiales del filtro tienen por objeto prevenir la migración de finos y al mismo tiempo ser suficientemente permeables para permitir la descarga libre de la infiltración.
- La curva granulométrica del material del filtro debe ser paralela a la del material base y núcleo de la presa, el diseño del material del filtro es establecido de la siguiente manera:
- El D_{15} es el tamaño, a partir del cual, el 15 % del total de las partículas de suelo son menores, el peso es por porcentaje y se determina por medio del análisis granulométrico. El tamaño D_{85} es aquel que el 85% de las partículas son menores. Si para el material de transición se requiere más de una capa, se sigue el mismo criterio. Es importante compactar a la misma densidad para la construcción del cuerpo de la presa.
- Se debe tener cuidado en la colocación de los materiales para evitar segregación.

Se puede diseñar un material del filtro aplicando unas cuantas reglas y las características de graduación del suelo que planea protegerse, para tal caso se escogen el material que aportará la mayor cantidad de finos. Estos criterios son:

- Se debe descontar el contenido de suelo con tamaño de grano mayor de 19 mm
- El material del filtro no debe contener partículas de tamaño superior a unos 80 mm.
- El contenido de finos (Tamaño de partícula $< 75 \mu\text{m}$) no debe exceder el 5 %
- El tamaño D_{15} del material del filtro debe quedar situado entre cuatro veces D_{15} del suelo y cuatro veces D_{85} del suelo; esto es, $4xD_{15}(\text{suelo}) < D_{15}(\text{filtro}) < 4xD_{85}(\text{suelo})$.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA LA COLOCACIÓN

En la colocación de los materiales en la zona de transición entre el material homogéneo y el filtro aguas abajo, debe tenerse en cuenta las siguientes especificaciones técnicas:


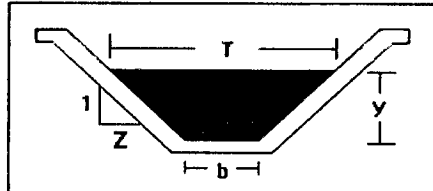




- La granulometría de los materiales del filtro deben controlarse en el laboratorio, en el momento de su preparación, haciendo cumplir con la granulometría de diseño.
- La primera capa del material ya extendida deberá ser compactada por lo menos al 95 % de Densidad obtenida en laboratorio, teniendo en cuenta su humedad óptima.
- Luego de ser aprobada por la Supervisión y Residencia, la compactación de la primera capa, será extendida la segunda capa, procediéndose a su compactación hasta alcanzar similares características de compactación que la capa anterior.
- Luego en igual procedimiento que la capa anterior será extendida la tercera capa con la granulometría del material del filtro, debiendo ser compactada hasta su aprobación.

4.8.2 Diseño y dimensionamiento del vertedero de demasías

Del estudio hidrológico obtenemos: $Q = 14.21 \text{ m}^3 / \text{seg}$

Con ayuda del programa Hcanales encontramos el tirante normal (y), la velocidad (v) y el número de Froude (F), que nos servirá posteriormente para el diseño.

Cuadro 4.27: Diseño y dimensionamiento del vertedero de masías en Hcanales.

Lugar:	<input type="text" value="HUAMANGUILLA-AYACUCH"/>	Proyecto:	<input type="text" value="CARNICERIA PAMPA"/>		
Tramo:	<input type="text" value="SEGUNDA ETAPA"/>	Revestimiento:	<input type="text" value="CONCRETO"/>		
Datos:					
Caudal (Q):	<input type="text" value="14.21"/>	<input type="text" value="m3/s"/>			
Ancho de solera (b):	<input type="text" value="6"/>	<input type="text" value="m"/>			
Talud (Z):	<input type="text" value="0.25"/>				
Rugosidad (n):	<input type="text" value="0.017"/>				
Pendiente (S):	<input type="text" value="0.001"/>	<input type="text" value="m/m"/>			
Resultados:					
Tirante normal (y):	<input type="text" value="1.2689"/>	<input type="text" value="m"/>	Perímetro (p):	<input type="text" value="8.6159"/>	<input type="text" value="m"/>
Área hidráulica (A):	<input type="text" value="8.0158"/>	<input type="text" value="m2"/>	Radio hidráulico (R):	<input type="text" value="0.9304"/>	<input type="text" value="m"/>
Espejo de agua (T):	<input type="text" value="6.6344"/>	<input type="text" value="m"/>	Velocidad (v):	<input type="text" value="1.7728"/>	<input type="text" value="m/s"/>
Número de Froude (F):	<input type="text" value="0.5149"/>		Energía específica (E):	<input type="text" value="1.4291"/>	<input type="text" value="m-Kg/Kg"/>
Tipo de flujo:	<input type="text" value="Subcrítico"/>				
					
					
<input type="text" value="Ingresar el nombre del tramo del canal"/>					

Fuente: El autor.

Par el tirante crítico de la Ecuación: 3.175.

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{14.21}{2}\right)^2}{9.81}} \Rightarrow y_c = 1.73 \text{ m}$$

Con este valor tomamos una altura de los revestimientos laterales del canal de 2.00 m.

4.8.3 Diseño y dimensionamiento de la descarga de fondo

a) Dimensionamiento de la tubería

$$h = \frac{0.5 \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{k \cdot V^2}{2 \cdot g} + \frac{f \cdot L \cdot V^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

$$h = \frac{0.5 \cdot V^2}{2 * g} + \frac{0.5 * V^2}{2 * g} + \frac{0.008 * V^2}{2 * g} + \frac{1 * V^2}{2 * g} + \frac{0.02 * 150 * V^2}{2 * g * 0.60}$$

Factorizando :

$$h = \frac{7.008 * V^2}{2 * g}$$

Donde:

P1: 0

P2: 0

V1: 0 m/s

Z1: 28.00 m

$$0 + 0 + 28.0 = 0 + \frac{V^2}{2 * 9.81} + \frac{2.008 \cdot V^2}{2 * 9.81} + \frac{7.008 * V^2}{2 * 9.81}$$

$$V = 7.40 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A = 7.40 * \frac{\pi * 0.6^2}{4}$$

$$Q = 2.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se puede apreciar nuestra tubería puede resistir un mayor caudal al diario que es de 500lt/s o 0.5m³/s.

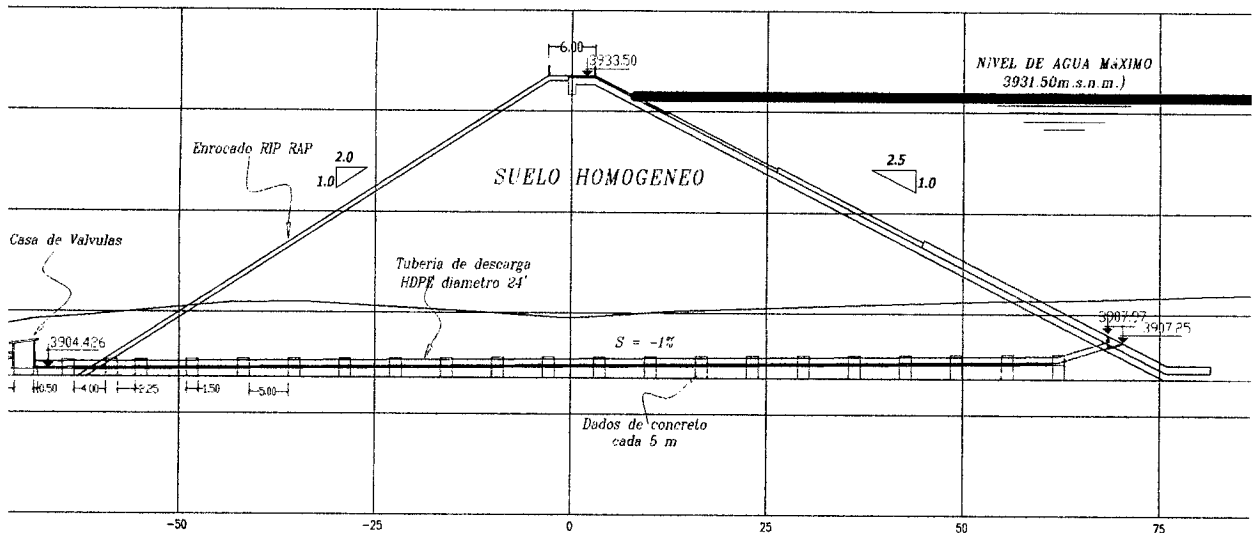
b) Diseño de la tubería

Entonces nosotros trabajaremos con un espesor de la tubería de 5mm:

$$t_{\min} = \frac{D_{(in)} + 20}{400} = \frac{70 \cdot 2.54 + 20}{400} = 0.43 \text{ in}$$

$$t_{\min} = 2.44 \text{ mm}$$

Figura 4.37: Sección transversal de la presa.



Fuente: El autor.

Entonces nosotros trabajaremos con un espesor de la tubería de 5mm:

t : 5mm

Espesor de la Tubería

σ_y : 248 MPa

Esfuerzo de Fluencia del acero. ASTM A501

ν : 0.5

Relación de Poisson

E_s : 200 GPa

Modulo de Elasticidad

$F_{\text{diseño}}$: 4

Factor de seguridad según R. L. Mott

c) Calculo de estabilidad formulación AMSTUTZ'S

$$U = 1.5 - 0.5 \left(\frac{1}{1 + 0.002 \cdot \frac{E_s}{\sigma_y}} \right)^2 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{1}{1 + 0.002 \cdot \frac{2.48 \times 10^8}{2 \times 10^{11}}} \right)^2$$

$$U \approx 1$$

$$\sigma_{yo} = U \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}} = 1 \cdot \frac{248}{\sqrt{1 - 0.5 + 0.5^2}}$$

$$\sigma_{yo} \approx 286 \text{ MPa}$$

$$E_{so} = \frac{E_s}{1 - \nu^2} = \frac{200}{1 - 0.5^2}$$

$$E_{so} = 266.7 \text{ GPa}$$

$$\sigma_N = E_{so} \cdot \left(1.73 \cdot \frac{D}{t} \cdot \left(\frac{\sigma_{yo} - \sigma_N}{E_{so}} \right) \cdot \frac{\left(1 - 0.225 \cdot \frac{D}{t} \cdot \frac{\sigma_{yo} - \sigma_N}{E_{so}} \right)}{\left(3 \cdot \left(\frac{D}{t} \right)^2 \cdot \frac{\sigma_N}{E_{so}} \right)^{1.5}} - K_R \right)$$

$\sigma_N = 156.72 \text{ MPa}$

Cuando este valor es menor al 80% de esfuerzo de fluencia del acero, este resultado puede considerarse satisfactorio.

Además esta tubería será anclada en dados de concreto 1x1x1m a lo largo de su longitud, van cada 5 metros y son de concreto de $f'c=250\text{kg/cm}^2$, y presenta una pendiente de 1%.

4.8.4 Diseño de la toma

Para la toma se tomó como referencia el siguiente libro: “Design of Small Canal Structures” (1978). En el cual indican que para evitar la una posible erosión se debe proteger todo el ingreso con un recubrimiento de concreto.

Para lo cual ellos proponen la siguiente tabla de dimensiones:

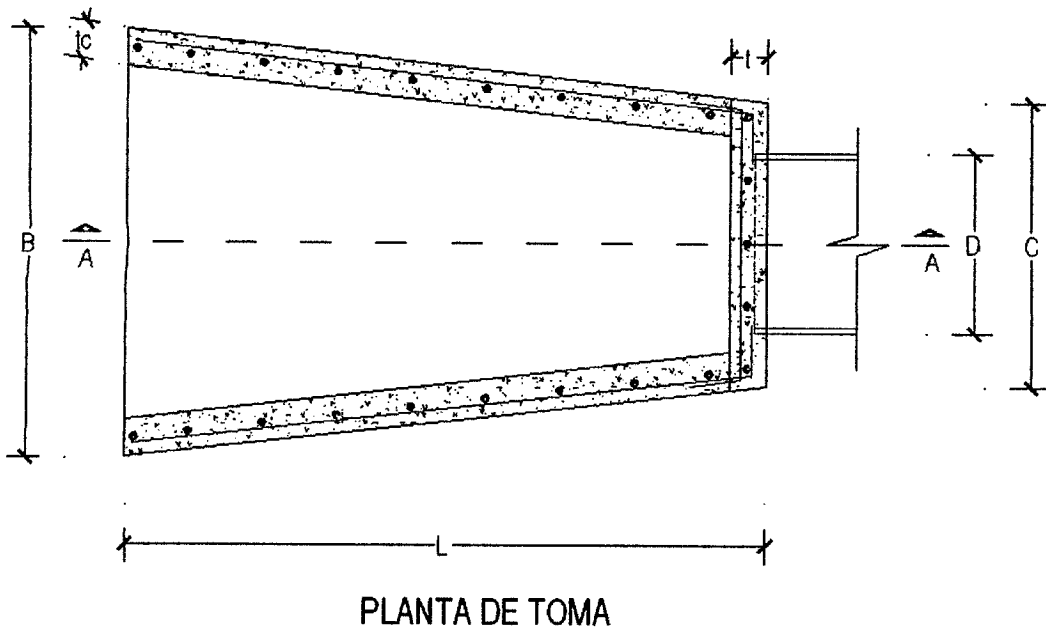
Cuadro 4.28: Tabla para dimensionamiento de toma.

D	E	e	L	B	C	t	tc
24"	4'-0"	24"	6'-0"	5'-6"	3'-6"	5"	6"
27"	4'-6"	24"	6'-9"	5'-6"	3'-9"	5"	6"
30"	4'-6"	24"	6'-9"	6'-6"	4'-2"	5"	6"
33"	5'-0"	2'-6"	7'-6"	7'-6"	4'-4"	5"	8"

Fuente: Design of Small Canal Structures (1978)

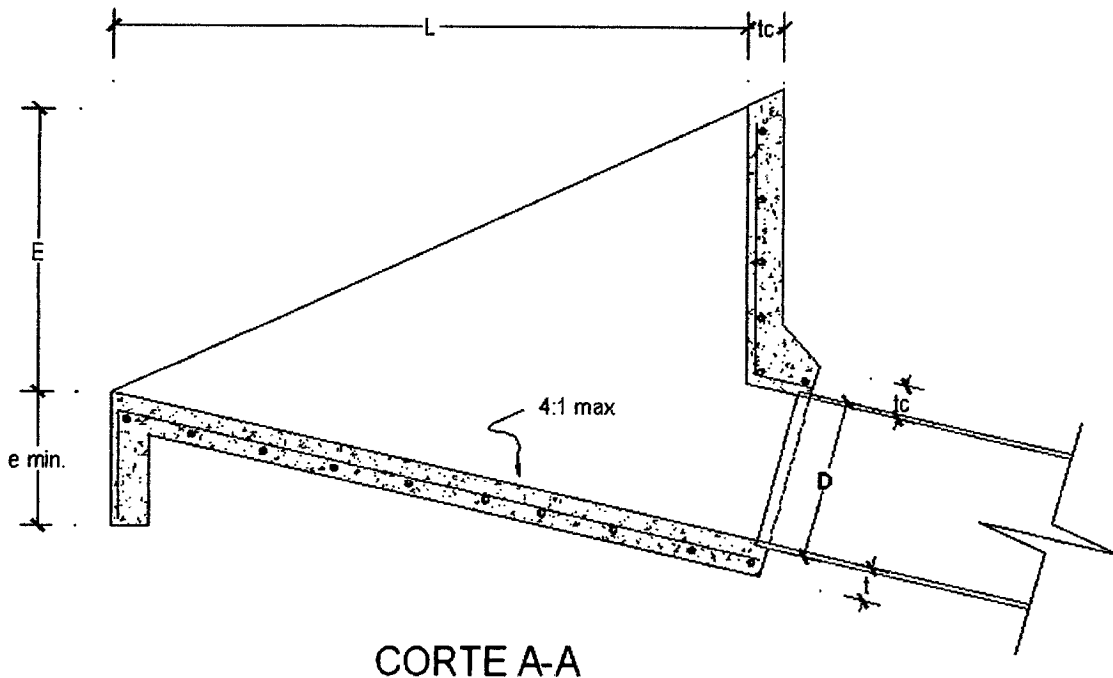
Para el uso de esta tabla simplemente requerimos saber el diámetro de la tubería, que ya fue calculado en el punto anterior.

Figura 4.38: Corte del plano en planta de la toma diseñado.



Fuente: El autor

Figura 4.39: Corte del plano en planta de la toma diseñado.



Fuente: El autor

Ahora nosotros trabajaremos para con concreto armado $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para evitar la corrección debido a la velocidad del agua, por otro lado usaremos simplemente fierro por temperatura $\Phi 3/8 @ 25 \text{ cm}$.

4.8.5 Diseño de la descarga

Con la ayuda de la Figura 11.5.3 y teniendo el número de Froude, podemos encontrar W , asimismo también debemos conocer el d , que es igual a la raíz cuadrada del área de la cámara de descarga; la velocidad de salida del agua ya fue calculada:

$$V = 10.90m/s \qquad F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} = \frac{10.9}{\sqrt{9.81 \cdot 0.22}}$$

$$A = \frac{0.5}{10.9} = 0.05m^2 \qquad F = 7.41$$

$$d = \sqrt{A} = 0.22m \qquad \frac{W}{d} = 6.7$$

$$W = 1.74 \approx 1.80m$$

$$L = \frac{4}{3} \cdot 1.80 \qquad a = \frac{1}{2} \cdot 1.80$$
$$a = 0.90m$$

$$L = 2.40m \qquad b = \frac{3}{8} \cdot 1.80 = 0.675$$
$$f = \frac{1}{6} \cdot 1.80 \qquad b \approx 0.70m$$

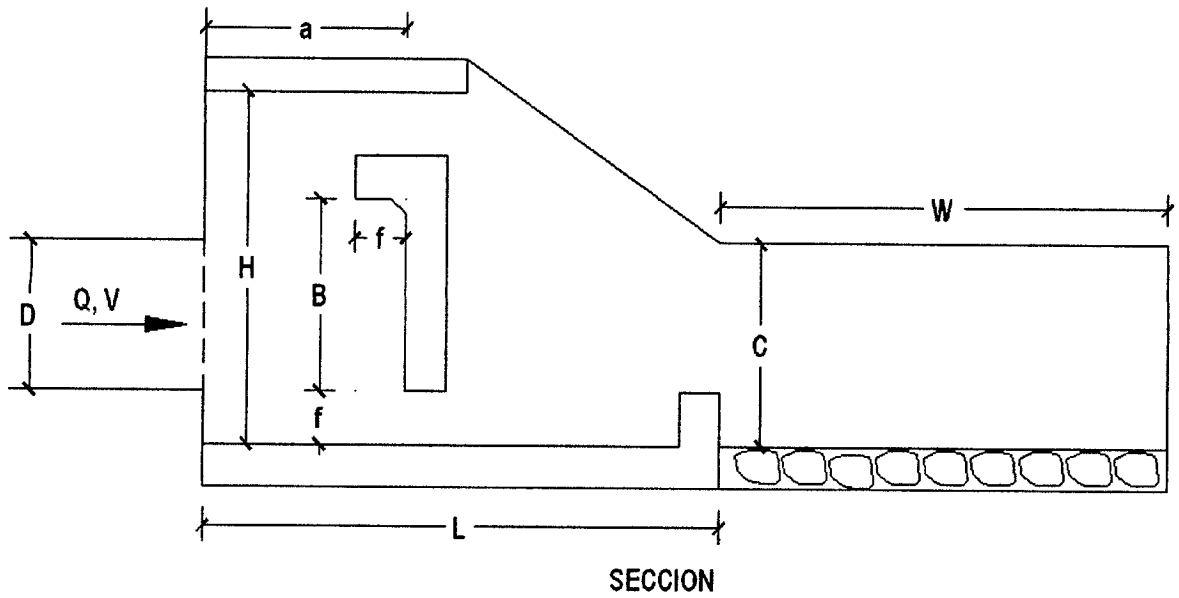
$$f \approx 0.3m \qquad c = \frac{1}{2} \cdot 1.80$$

$$H = \frac{3}{4} \cdot 1.80 \qquad c = 0.90m$$

$$H = 1.35m \qquad e = \frac{1}{12} \cdot 1.80$$
$$e = 0.15m$$

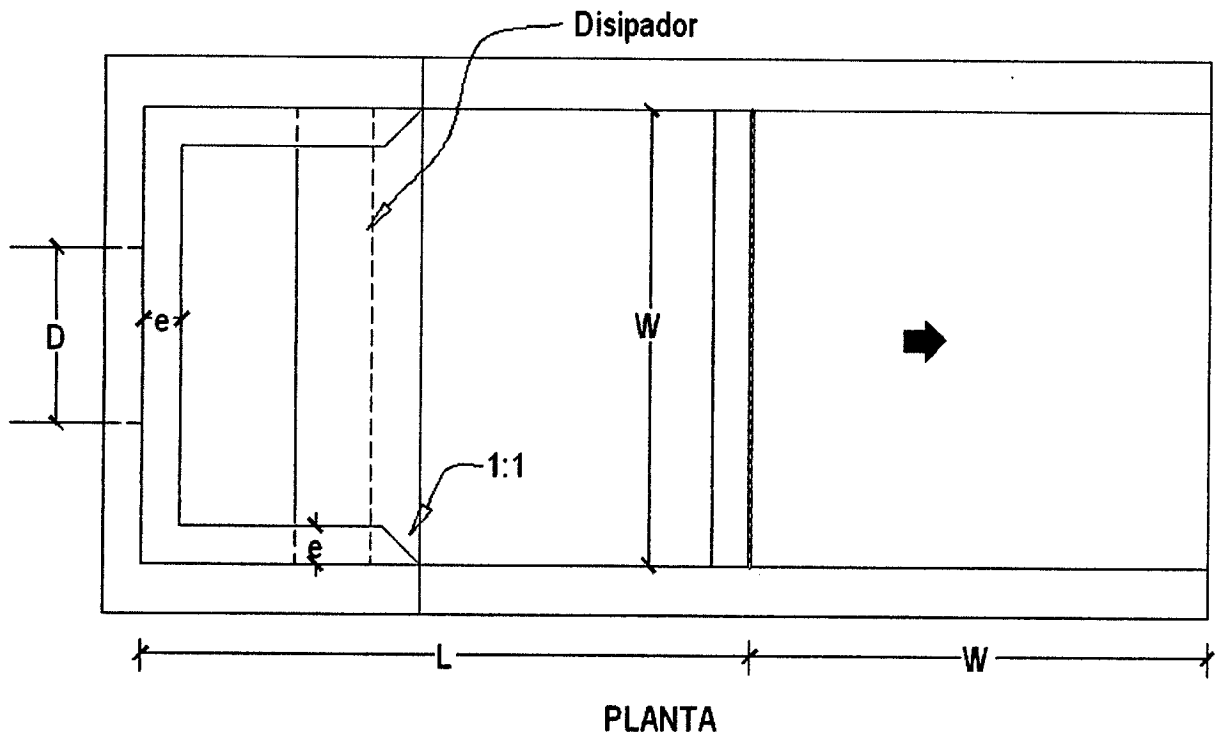
Ahora para todo esta cámara y el dissipador se trabajara con concreto de $f'c=210kg/cm^2$, menos el enrocado de protección que se trabajara con una mampostería. Y con respecto al fierro será simplemente la mínima cuantía.

Figura 4.40: Corte del plano en planta de la descarga diseñado.



Fuente: El autor

Figura 4.31: Plano en planta de la descarga diseñado.



Fuente: El autor

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Los resultados del presente estudio muestran lo siguiente:

- ✓ Rendimiento Hídrico de la Unidad Hidrográfica de Carnicería Pampa es de 7.63 lt/seg/Km² este valor se encuentra dentro del rango permisible para cuencas de la Sierra Central Sur (Región Ayacucho) que varían de 7.00 a 8.00 lt/seg/Km², demostrando que el Modelo Determinístico Estocástico de Lutz –Sholtz esta calibrado para la zona de estudio.
- ✓ La oferta de agua de la unidad hidrográfica de Carnicería Pampa es de 0.034 m³/s, como promedio anual, dicha cuenca tiene una capacidad de almacenamiento para una probabilidad de ser llenado del 75% de 1.25 MMC.
- ✓ Del análisis de máximas avenidas (por método Racional), para un período de retorno de hasta 500 años, como escala de diseño es:

Cuadro 5.01: Caudal máximo de diseño para la cuenca Carnicería.

Periodo de Retorno (años)	MET. RACIONAL
	Q(m ³ /s)
500	15.13
200	14.62
100	14.21
50	13.77
25	13.31
10	12.61
5	12.00
3	11.45
2	10.90

Fuente: El autor

De estos resultados se concluye que la función que mejor se ajusta a los datos es la LOG NORMAL II PARAMETROS.

- ✓ Del análisis de la demanda hídrica el área a irrigar es de 250 Has., para una eficiencia de riego de 20 % riego por tecnificado de cultivos y a la disponibilidad del recurso hídrico al 75% de persistencia.

- ✓ El aporte de sedimentos de la cuenca Carnicería Pampa, se tiene un volumen de 0.105 MMC. para 50 años de vida útil del embalse.

Cuadro 5.02: Resumen de Transporte de Sedimentos

Numero	Método	Volumen Total
1	MEYER - PETER – MUELLER	0.099 MMC
2	SHIELDS	0.069 MMC
3	ENGELUND Y HANSEN	0.146 MMC
4	EINSTEN-BROWN (1950)	0.105 MMC

Fuente: El autor.

- ✓ Para la estabilidad de la presa los factores de seguridad calculados son superiores a los mínimos que nos piden las normas.

Cuadro 5.03: Resumen de la estabilidad de la presa.

Factor de Seguridad	Resultado	UND
FS(volteo)	23.141	KN/m
FS(deslizamiento)	1.900	KN/m
FS(capacidad de carga)	0.994	KN/m
<i>qneta*</i>	3.223	Kg/cm ²

Fuente: El autor.

- ✓ Para el análisis del asiento producido por la presa a continuación mostramos los parámetros resumidos de diseño contrastados con los cálculos anteriores:
 - Contra flecha Recomendada 60 cm.
 - Profundidad de Desplante recomendado 6 m.
 - Deformación máxima permitida en el cuerpo de la Presa 37 cm.
 - Capacidad Portante Admisible 3.16 kg/cm²
 - Carga neta del cuerpo de la Presa 3.22 kg/cm²

Para el análisis de estabilidad de taludes de aguas abajo y aguas arriba, se puede concluir que los factores de seguridad contra el deslizamiento son mayores que los factores de seguridad mínimos que la norma DIN N° 4080, nos exige.

Para el análisis de control de filtraciones de los 03 casos de análisis que se realizó, el que reúne las mejores condiciones es el caso 03 el cual contempla el uso de un medio impermeabilizante y medios filtrantes, ya que los mismos permiten un mejor manejo de las filtraciones.

- ✓ Finalmente el diseño hidráulico de la presa realizada se describe en el cuadro siguiente:

Cuadro 5.04: Resumen del diseño hidráulico de la presa.

ELEMENTOS DE LA PRESA	CARACTERÍSTICAS OBTENIDAS
Tipo de Presa	: Presa de Material Suelto (homogéneo)
Volumen Total de Almacenamiento	: 1.250 MMC.
Volumen Útil de Almacenamiento	: 0.903 MMC.
Volumen de Transporte de Sedimentos	: 0.105 MMC.
Volumen de Evaporación	: 0.124 MMC.
Volumen de Filtración	: 0.118 MMC.
Altura Total de la Presa	: 30.00 m
Ancho Máximo	: 150.00 m
Largo Máximo	: 330.00 m
Ancho de la Corona	: 6.00 m
Bordo Libre	: 2.00 m
Talud	: 1:2.5 (Aguas Arriba), 1:2.0 (Aguas Abajo)
Profundidad de Desplante	: 6.00 m
Estabilidad de la Presa	: Estable
Estabilidad de Talud de la Presa	: Estable
Impermeabilización Cuerpo de Presa	: Geosintéticos
Impermeabilización en Cimentación	: Inyecciones de Cemento

Fuente: El autor.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Se verificó que únicamente 02 estaciones pluviométricas ubicadas dentro de la cuenca del Río Cachi, se encuentran operativas, y el resto se encuentran paralizadas, se recomienda realizar las gestiones necesarias al SENAMHI, para poner en funcionamiento las estaciones inoperativas, así como incorporar algunas estaciones pluviométricas, principalmente en la cuenca del embalse Carnicería Pampa.
- ✓ Durante la construcción de la Presa se debe instalar los puntos de monitoreos tales como la instalación de inclinómetros, piezómetros, puntos de control geodésico y puntos de control topográfico serán establecidos por un especialista en la materia.
- ✓ Durante la construcción y operación de la presa, se debe realizarse el monitoreo topográfico de la Presa mediante un sistema de mediciones hitos topográficos monumentado en puntos estratégicos a partir de un punto geodésico de primer orden, a los hitos de control topográfico ubicado en la presa.

VI. BIBLIOGRAFIA

6.1.0 BIBLIOGRAFÍA.

- Alva Hurtado Jorge. “Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocado”. Ponencia XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huánuco - Perú, 1999, 64p.
- Centro Peruano Japonés Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. “Diseño de Presas de Tierra”. Lima 1990, 241p.
- Design of Small Dams.”Diseño de Presas Pequeñas”. Washington, Compañía Editorial Continental S.A, 1980, 639p.
- Design of Small Dams.” Design of Small Canal Structures”. Washington, Compañía Editorial Continental S.A, 1978, 563p.
- Marsal Raúl y Resendez Núñez Daniel. “Presas de Tierra y Enrocamiento”, México, Editorial Limosa S.A, 1983, 546p.
- Novoa Rolando. “Criterios para Diseñar de Presas de Tierra”. Cuba 2002, 423p.
- Rocha Felices, Arturo “Introducción a la Hidráulica Fluvial”. Lima, Editorial Nomos S.A, 2002, 456p.
- Schroth, Enrique. “Ingeniería del Diseño y Construcción de Presas”, New York, John Wiley & Sons, Inc., 1990, 144p.
- UNI-CISMID. “Memoria del Seminario: Diseño de Presas de Tierra”. Lima-Perú, 1990, 180p.
- Ven Te Chow. “Hidrología Aplicada”. Colombia, Editorial nomos S.A, 1987, 299p.
- Voight, Gunter. “Manual de Pequeñas Obras de Regadíos”. Perú-AID, 1968, 240p.

2.0 CITAS ELECTRÓNICAS

<http://www.construaprende.com/http://www.izcallibur.com/>(México)

<http://www.geocities.com/gestodedios/geotecnia/geotecnia.htm>.

http://www.unal.edu.co/pagiana/programas_pregrado_ingenieria_civil**GIGun**.

<http://www.unc.d/FacultadesInstitutos/laboratorio/limitaciones>.

<http://www.robta.Estarmedia.com/lusinfante/SUELOS/MEC-SUELOS>.

<http://www.monografias.com/trabajos/embalses>.

<http://www.idem.uchile.cl/geotecnia/proyectos>.

<http://www.covenpre.org.ve./presas.html>.

<http://www.ingetec.com>.

ANEXOS

ÍNDICE GENERAL

ANEXO A: CUADROS DE RESULTADOS

1. PARÁMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA CUENCA EN ESTUDIO
2. REGISTRO DE PRECIPITACIONES MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS
3. REGISTRO DE TEMPERATURAS MEDIA MENSUAL (°C)
4. GENERACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES
5. FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES
6. PRECIPITACIÓN MÁXIMA E INTENSIDAD MÁXIMA
7. SIMULACIÓN DE OPERACIÓN DE EMBALSE
8. BALANCE HÍDRICO

ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

- I. ESTUDIO EDAFOLOGICO
- II. ESTUDIO GEOLOGICO - GEOTECNICO
- III. PERFORACIONES DIAMANTINA
- IV. PRUEBA DE LEFRANC
- V. ESTUDIO GEOFISICO
- VI. ESTUDIO SISMICO

ANEXO C: ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

ANEXO D: ESTUDIOS DE ANALISIS DE SENCIBILIDAD

ANEXO E: PRESUPUESTO ESTIMADO

ANEXO F: PLANOS

- I. UBICACIÓN
- II. TOPOGRAFIA
- III. HIDROLOGIA
- IV. GEOLOGIA
- V. GEOTECNIA
- VI. GEOFISICO

ANEXO A: CUADROS DE RESULTADOS

PRINCIPALES PARAMETROS DE LA CUENCA APORTANTE

REA DE LA CUENCA

DATOS OBTENIDOS DE LA CUENCA CARNECERÍA PAMPA:

vés del programa Autocad, obtenemos lo siguiente:

total de la cuenca	4.43	Km ²
netro de la cuenca	9.27	Km
itud del río mas largo	2.00	Km

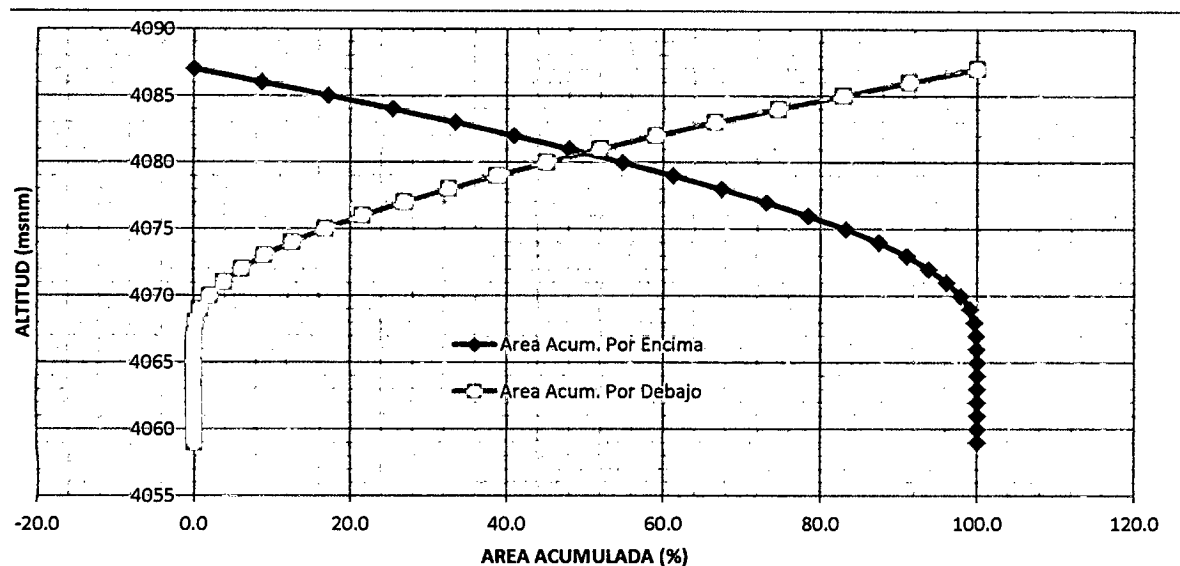
CUADRO DE AREAS PARCIALES Y ACUMULADAS SEGÚN LA ALTITUD

reado entre curvas de nivel o cotas, obtenemos las Areas Parciales:

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
			POR DEBAJO		POR ENCIMA	
s.n.m.	Km ²	(%)	(KM ²)	(%)	KM ²	(%)
más bajo						
4059	0.000	0.000	0.000	0.0	152.910	100.0
4060	0.000	0.000	0.00	0.0	152.910	100.0
4061	0.000	0.000	0.00	0.0	152.910	100.0
4062	0.000	0.000	0.00	0.0	152.910	100.0
4063	0.000	0.000	0.00	0.0	152.910	100.0
4064	0.000	0.000	0.00	0.0	152.910	100.0
4065	0.001	0.000	0.00	0.0	152.909	100.0
4066	0.033	0.022	0.03	0.0	152.876	100.0
4067	0.113	0.074	0.15	0.1	152.763	99.9
4068	0.289	0.189	0.44	0.3	152.474	99.7
4069	0.849	0.555	1.28	0.8	151.625	99.2
4070	1.883	1.232	3.17	2.1	149.742	97.9
4071	2.737	1.790	5.90	3.9	147.005	96.1
4072	3.499	2.288	9.40	6.1	143.506	93.9
4073	4.325	2.829	13.73	9.0	139.181	91.0
4074	5.440	3.558	19.17	12.5	133.741	87.5
4075	6.455	4.222	25.62	16.8	127.285	83.2
4076	7.341	4.801	32.96	21.6	119.945	78.4
4077	8.115	5.307	41.08	26.9	111.830	73.1
4078	8.746	5.720	49.83	32.6	103.084	67.4
4079	9.352	6.116	59.18	38.7	93.732	61.3
4080	9.900	6.475	69.08	45.2	83.832	54.8
4081	10.384	6.791	79.46	52.0	73.448	48.0
4082	10.859	7.102	90.32	59.1	62.588	40.9
4083	11.498	7.520	101.82	66.6	51.090	33.4
4084	12.226	7.996	114.05	74.6	38.864	25.4
4085	12.619	8.253	126.66	82.8	26.245	17.2
4086	12.963	8.478	139.63	91.3	13.282	8.7
4087	13.282	8.686	152.91	100.0	0.000	0.0
más alto						
TOTAL	152.91	100.0				

FACTOR DE RELIEVE

Cálculo de la curva Hipsométrica



Cálculo de la Altitud Mediana

Altitud Mediana = **4073.00** msnm (Intersección de las curvas hipsométricas)

Cálculo de la Altitud Media Ponderada

d media Ponderada:
$$H = \frac{\sum a_i c_i}{A}$$

$$c_i = \frac{(c_i + c_{i-1})}{2}$$

Donde :

- ai = Area parcial de terreno entre curvas de nivel
- ci = Altitud media de cada área parcial entre dos curvas de nivel.
- A = Area de la cuenca

ai	ci	ai*ci
0.00	4059.5	0.00
0.00	4060.5	0.00
0.00	4061.5	0.00
0.00	4062.5	0.00
0.00	4063.5	0.00
0.00	4064.5	2.37
0.03	4065.5	134.82
0.11	4066.5	460.63
0.29	4067.5	1175.32
0.85	4068.5	3452.15
1.88	4069.5	7663.71
2.74	4070.5	11141.73
3.50	4071.5	14246.03
4.33	4072.5	17613.96
5.44	4073.5	22159.54
6.46	4074.5	26301.70
7.34	4075.5	29917.06
8.11	4076.5	33079.48
8.75	4077.5	35660.90
9.35	4078.5	38142.71
9.90	4079.5	40388.28
10.38	4080.5	42372.95
10.86	4081.5	44322.15
11.50	4082.5	46941.86
12.23	4083.5	49925.13
12.62	4084.5	51543.10
12.96	4085.5	52961.08
13.28	4086.5	54275.21
152.91		623881.89

H = **4080.07** msnm

Cálculo de la Altitud Media Simple:

I Medi Simple:

$$H_{ms} = \frac{(c_M + c_m)}{2}$$

Donde:

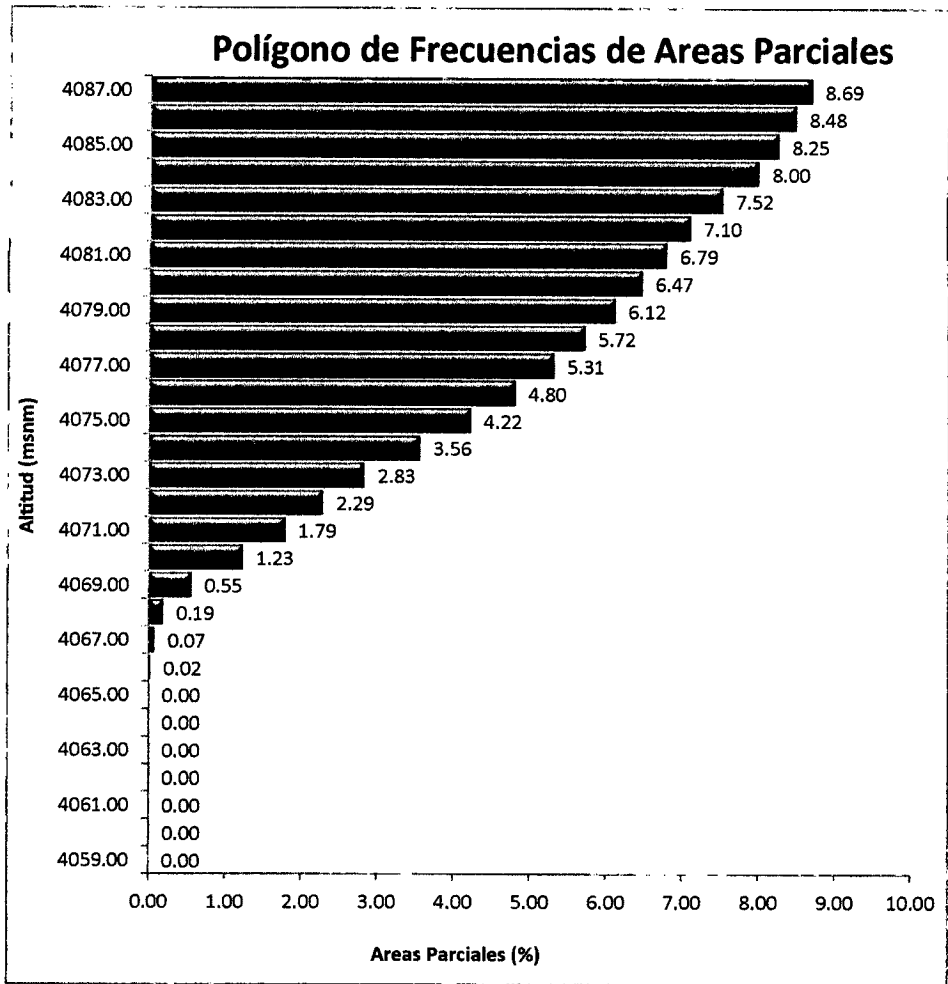
- CM = Cota o altitud más alta de la cuenca
- Cm = Cota o altitud más baja de la cuenca

CM = **4087**
Cm = **4059**

Hms = **4073** msnm

Cálculo del Polígono de Frecuencia de Areas Parciales:

COTA	y
059.00	0.00
060.00	0.00
061.00	0.00
062.00	0.00
063.00	0.00
064.00	0.00
065.00	0.00
066.00	0.02
067.00	0.07
068.00	0.19
069.00	0.55
070.00	1.23
071.00	1.79
072.00	2.29
073.00	2.83
074.00	3.56
075.00	4.22
076.00	4.80
077.00	5.31
078.00	5.72
079.00	6.12
080.00	6.47
081.00	6.79
082.00	7.10
083.00	7.52
084.00	8.00
085.00	8.25
086.00	8.48
087.00	8.69



PARAMETROS DE FORMA:

Cálculo del Índice de Gravelius (K):

El Índice de Gravelius (K):

$$K = 0.28 * \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde :

P = Perímetro de la cuenca en Km

9.27 Km

A = Área de la cuenca en Km²

4.43 Km²

Entonces:

$$K = 1.2332$$

Como el valor de K se encuentra >1, la forma de la cuenca es alargada y el tiempo de concentración, menor proporción a crecientes

Cálculo del Rectángulo Equivalente:

Rectángulo Equivalente

$$\text{Lado Mayor} = L = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

$$\text{Lado Menor} = l = \frac{K\sqrt{A}}{1.12} \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2} \right)$$

Donde:

K = Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelious
 A = Area de la cuenca en Km2

1.2332
4.43

$$\frac{K \sqrt{A}}{1.12}$$

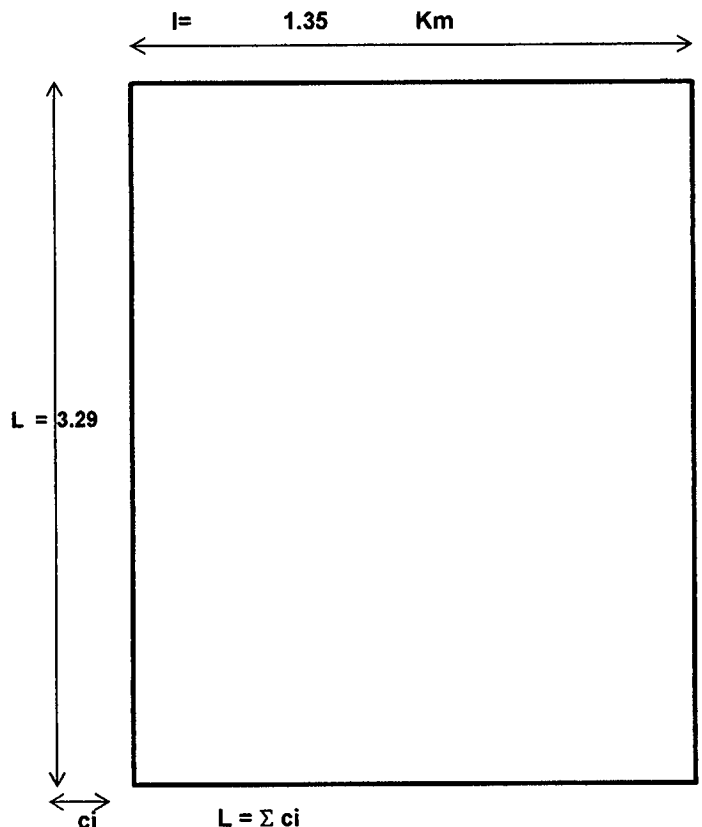
= 2.318 (1.12/K)^2 = 0.825

$$\left(\sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K} \right)^2} \right)$$

= 0.419

L = 3.29
 l = 1.35

Cota (msnm)	Area Parcial ai (Km2)	Ancho, ci (Km)
4059	0.000	0.000
4060	0.000	0.000
4061	0.000	0.000
4062	0.000	0.000
4063	0.000	0.000
4064	0.000	0.000
4065	0.001	0.000
4066	0.033	0.025
4067	0.113	0.084
4068	0.289	0.214
4069	0.849	0.630
4070	1.883	1.398
4071	2.737	2.031
4072	3.499	2.597
4073	4.325	3.210
4074	5.440	4.037
4075	6.455	4.790
4076	7.341	5.447
4077	8.115	6.022
4078	8.746	6.490
4079	9.352	6.940
4080	9.900	7.347
4081	10.384	7.706
4082	10.859	8.059
4083	11.498	8.533
4084	12.226	9.073
4085	12.619	9.365
4086	12.963	9.620
4087	13.282	9.856
Suma ci= L=	113.47	



3.- Cálculo del Factor Forma:

Factor Forma:

$$F_f = \frac{l}{L} = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

l = Lado menor del rectángulo equivalente
 L = Lado mayor del rectángulo equivalente
 A = Area de la cuenca

1.35	Km
3.29	Km
4.43	Km2

Ff = 0.4099

Como el valor de Ff se encuentra <0.9, por tanto esta sujeta a crecientes

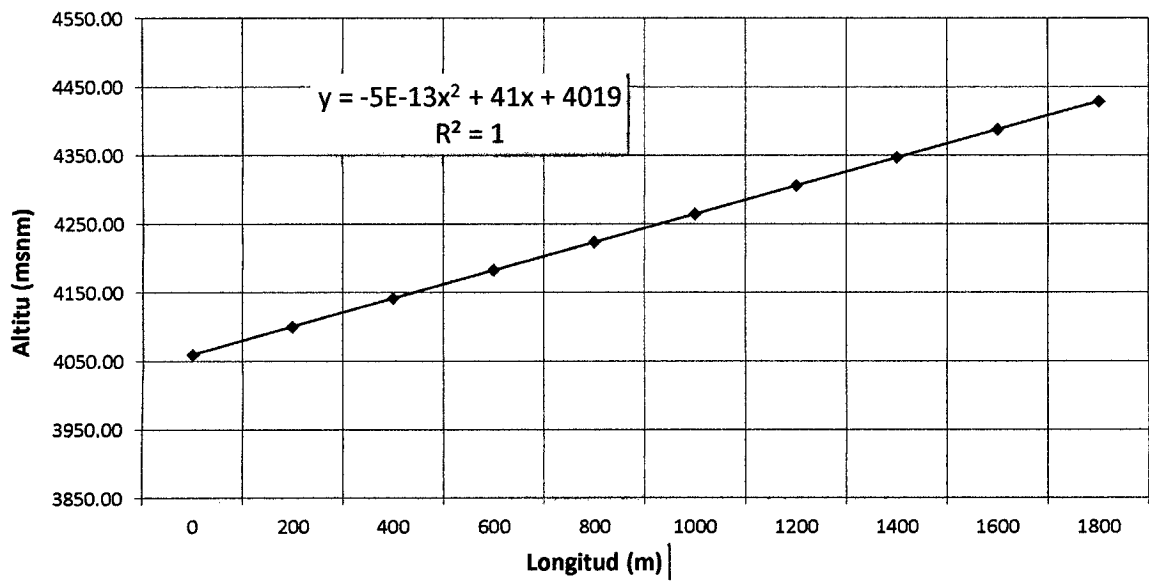
.- PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO

Progresiva	Cota	Desnivel	S	1/(S)^0.5	
0+000	0.00	4060.00			
0+200	200.00	4101.00	41.00	0.2050	2.2086
0+400	400.00	4142.00	41.00	0.2050	2.2086
0+600	600.00	4183.00	41.00	0.2050	2.2086
0+800	800.00	4224.00	41.00	0.2050	2.2086
1+000	1000.00	4265.00	41.00	0.2050	2.2086
1+200	1200.00	4306.00	41.00	0.2050	2.2086
1+400	1400.00	4347.00	41.00	0.2050	2.2086
1+600	1600.00	4388.00	41.00	0.2050	2.2086
1+800	1800.00	4429.00	41.00	0.2050	2.2086
					19.8777

$$S = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

S = 0.2050
(Según Taylor y Schwarz)

Pendiente del Río Principal



ARAMETROS RELACIONADOS CON LA RED HIDROGRÁFICA

Cálculo de la Densidad de Drenaje:

Densidad de Drenaje:

$$D_d = \frac{L_t}{A}$$

Donde:

Longitud del cauce principal	1.80	Km
Longitud de cauces aportantes	0.20	Km
Li = Longitud total de ríos	2.00	Km
A= Area de la Cuenca	4.43	Km ²

Dd = 0.45 Km/Km²

o el valor de Dd se encuentra <3.5Km/Km², por tanto son hoyos regularmente drenados

Cálculo de la Frecuencia de los Ríos:

Frecuencia de los Ríos: $Fr = \text{N}^\circ \text{cauces}/A$ $\text{N}^\circ \text{Cauces} = 6$

Fr = 1.354

Cálculo de la Extensión media del Escurrimiento Superficial (Es):

Extensión media del Escurrimiento Superficial $Es = A/4Li$

Es = 0.554

Cálculo del Tiempo de Concentración (Tc), Según Kirpich

Tiempo de Concentración (Tc)

$$T_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Tc = 0.192 horas

Tiempo de Concentración (Tc) , Según Soil Conservation service of california =

$$T_c = 0.0195 * \left(\left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.77} \right)^{0.5}$$

ong. Cuenca principal

1800.000 m

Diferencia de nivel,entre la salida de la cuenca y el punto

28.00 m

Hidráulicamente mas bajo

0.877496439

Tc = 31.097 min
Tc = 0.52 horas

PROMEDIO : 0.36 horas

TROS PARAMETROS :

Cálculo del Índice de Pendiente (Ip)

Índice de Pendiente (Ip):

$$I_p = \sum_{i=1}^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})} \frac{1}{\sqrt{L}}$$

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_t}$$

1/(L)^0.5

0.552

Ai	Bi = Ai/At	ai - ai-1	Bi* (ai -Ai-1)	Raíz (4)	5 * 1/(L)^0.5
1	2	3	4	5	6
0.00	0.00000	0	0.00000	0.00000	0.00000
1.88	0.02497	0+041	1.02363	1.01175	0.55801
2.74	0.03629	0+041	1.48782	1.21976	0.67274
3.50	0.04639	0+041	1.90189	1.37909	0.76061
4.33	0.05734	0+041	2.35095	1.53328	0.84565
6.46	0.08558	0+041	3.50878	1.87317	1.03311
8.75	0.11595	0+041	4.75385	2.18033	1.20252
10.38	0.13767	0+041	5.64446	2.37581	1.31033
11.50	0.15244	0+041	6.25001	2.50000	1.37883
12.62	0.16730	0+041	6.85928	2.61902	1.44447
13.28	0.17608		0.00000	0.00000	0.00000
5.429					

Ip = 9.20629

Cálculo de la Pendiente de la Cuenca

$$S = \frac{H}{L}$$

H = 28.0
L = 3287.45

S = 0.0085
0.852 %

2. REGISTRO DE PRECIPITACIONES MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS

Realizando un análisis para el siguiente estudio se usara las siguientes estaciones:

Cuadro N° 2.1: Estaciones base utilizadas.

ESTACION	Latitud			Longitud			Altitud
	°	'	"	°	'	"	Media
ESTACIONES BASE							
HUANTA	13	34		13.57	74	11	2,620.00
TAMBILLO	13	12		13.2	74	6	3,250.00
ALLPACHACA	13	23		13.38	74	16	3,550.00
CHONTACA	13	16		13.27	74	2	3,525.00
CUCHOQUESERA	13	25		13.42	74	20	3,750.00
CHOCORO	13	24		13.4	74	28	4,025.00

Fuente: Propia.

Cuadro N° 2.2: REGISTRO DE Pp. MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS (TAMBILLO)

Precipitación Mensual Acumulada (mm)

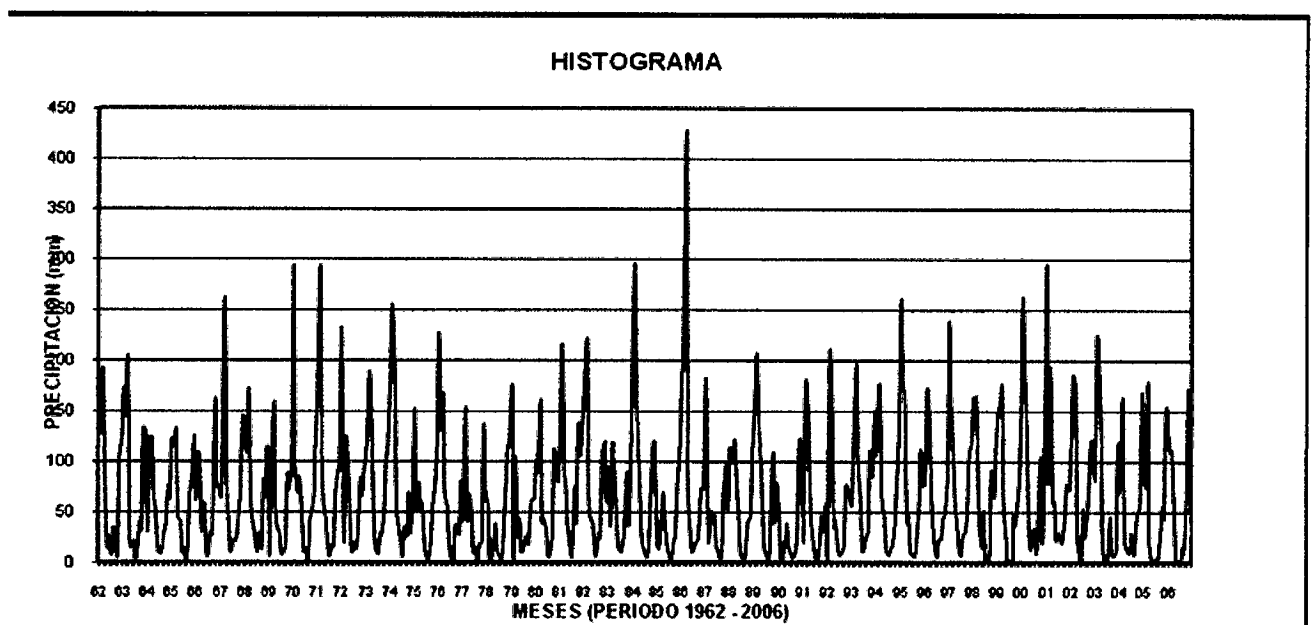
ESTACION: TAMBILLO LAT: 13°12'54" S Departamento : AYACUCHO
 CODIGO: 002 LONG: 74°06'19" W Provincia : HUAMANGA
 CUENCA: PAMPAS ALT: 3,250 msnm Distrito : TAMBILLO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1962	151.20	128.03	191.40	53.78	14.72	25.49	7.36	34.13	32.20	7.40	98.66	126.38	870.77	72.56
1963	172.76	145.79	201.66	21.25	14.03	20.41	0.00	11.37	41.02	31.64	132.48	126.62	919.04	76.59
1964	30.90	123.10	123.10	65.50	55.90	10.40	10.20	9.20	30.90	34.20	75.50	63.70	632.60	52.72
1965	121.90	115.20	131.90	45.90	40.30	10.20	14.10	0.00	27.10	67.60	89.60	125.00	788.80	65.73
1966	61.40	108.30	86.40	30.30	57.70	10.30	5.30	30.60	27.30	161.70	75.20	76.10	730.60	60.88
1967	64.50	179.70	258.70	55.80	45.20	10.70	22.00	22.30	22.20	55.10	74.10	145.20	955.50	79.63
1968	140.00	109.00	171.50	53.20	40.70	20.90	9.90	28.90	14.30	80.80	64.00	113.30	846.50	70.54
1969	8.20	53.00	158.30	59.60	37.90	27.20	8.60	8.50	19.10	87.40	72.30	99.30	639.40	53.28
1970	293.30	99.40	69.50	84.10	45.70	10.90	13.90	0.00	40.00	47.60	70.60	124.50	899.50	74.96
1971	172.90	292.60	114.00	65.30	38.30	19.10	5.90	17.50	16.10	63.20	90.10	100.40	995.40	82.95
1972	231.70	21.80	122.00	89.60	38.40	10.20	19.10	12.90	26.70	82.80	66.20	87.40	808.80	67.40
1973	110.90	161.80	187.00	107.00	37.90	13.70	8.60	28.80	26.00	56.00	97.30	114.60	949.60	79.13
1974	187.70	254.70	169.20	54.80	38.70	19.30	5.30	34.50	25.60	68.80	28.40	62.70	949.70	79.14
1975	151.10	54.50	78.30	51.00	57.60	11.60	5.90	1.00	22.60	53.90	78.80	111.20	677.50	56.46
1976	227.50	131.90	167.30	69.60	53.60	20.20	7.10	0.00	36.10	37.80	27.60	80.50	859.20	71.60
1977	42.70	152.90	42.70	67.60	49.30	10.20	14.10	1.10	17.20	21.40	135.60	72.70	627.50	52.29
1978	54.10	0.00	0.00	25.40	37.90	10.20	5.30	0.00	20.30	79.10	111.80	119.70	463.80	38.65
1979	172.30	0.00	104.80	25.40	42.60	10.20	15.60	24.90	17.80	44.30	62.30	63.40	583.60	48.63
1980	100.50	89.00	160.30	39.00	42.50	29.80	7.50	5.50	28.60	111.40	98.50	80.90	793.50	66.13
1981	132.80	215.60	85.70	74.40	38.20	12.60	5.30	74.50	38.60	136.50	106.00	146.40	1066.60	88.88
1982	169.60	218.60	72.50	45.30	38.70	20.50	5.30	29.20	24.60	100.40	119.40	59.60	903.70	75.31
1983	94.30	35.40	118.80	73.90	38.80	16.20	10.10	19.60	30.20	88.60	36.50	80.60	643.00	53.58
1984	258.40	294.70	153.90	89.90	41.90	18.70	8.10	4.60	12.20	76.70	119.50	119.20	1197.80	99.82
1985	18.10	13.60	49.60	68.80	37.90	11.50	7.30	0.00	22.60	24.40	69.80	113.50	437.10	36.43

1986	185.80	200.30	427.80	97.30	45.60	10.20	11.00	18.70	22.40	42.50	73.10	73.00	1207.70	100.64
1987	182.20	20.60	36.10	49.80	45.50	15.50	13.50	2.30	17.60	65.90	98.10	49.80	596.90	49.74
1988	112.70	99.10	121.60	97.40	44.40	12.00	6.00	3.60	20.90	38.20	49.30	108.90	714.10	59.51
1989	175.60	205.50	138.70	92.30	44.80	12.90	6.50	0.00	34.00	108.80	40.00	78.80	937.90	78.16
1990	41.80	0.00	0.00	25.70	38.00	13.90	6.90	4.60	13.40	42.30	121.70	115.20	423.50	35.29
1991	20.60	176.70	143.50	83.80	40.10	14.90	5.90	0.00	22.60	45.90	30.20	57.60	641.80	53.48
1992	0.00	205.90	139.30	34.80	41.70	12.20	8.10	11.80	20.60	76.50	71.90	59.30	682.10	56.84
1993	55.90	165.50	195.60	102.70	59.70	11.60	12.00	28.00	30.60	109.90	85.80	150.10	1007.40	83.95
1994	105.80	176.40	145.40	65.70	44.70	11.60	7.50	15.20	16.50	42.00	77.30	112.30	820.40	68.37
1995	259.30	175.40	162.60	40.10	48.10	10.20	6.80	5.60	16.40	61.90	112.40	76.20	975.00	81.25
1996	77.80	171.50	129.70	77.00	38.80	10.20	5.30	21.60	24.80	43.90	45.50	84.50	730.60	60.88
1997	237.90	163.10	101.40	55.30	39.70	10.20	6.80	26.60	31.20	47.60	100.80	122.20	942.80	78.57
1998	163.40	164.10	109.30	39.80	14.30	51.20	0.00	0.00	9.70	90.20	64.00	107.40	813.40	67.78
1999	143.80	159.70	174.90	64.90	20.90	0.70	1.40	0.00	46.90	37.30	68.60	94.70	813.80	67.82
2000	259.60	193.50	151.30	39.60	12.80	27.00	33.70	9.20	28.90	104.80	19.10	66.10	945.60	78.80
2001	295.00	79.60	193.50	58.50	59.40	22.40	28.70	23.40	20.00	45.20	77.30	72.30	975.30	81.28
2002	115.50	185.20	172.80	31.10	12.80	2.40	52.60	24.30	51.80	78.00	120.50	111.80	958.80	79.90
2003	84.20	221.70	174.70	120.60	13.40	0.10	0.00	44.30	9.90	5.80	11.70	118.00	804.40	67.03
2004	69.80	162.50	65.40	17.00	10.80	9.80	28.80	7.50	29.20	48.80	58.10	168.10	675.80	56.32
2005	86.50	75.40	178.20	19.40	0.20	0.00	4.40	1.50	22.10	55.30	44.10	151.70	638.80	53.23
2006	121.30	109.20	111.20	40.70	1.50	1.80	0.00	14.90	9.00	66.65	172.00	68.10	716.35	59.70
TOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
DIA	132.52	135.77	135.37	59.33	36.93	14.25	10.39	14.72	24.84	63.92	78.71	99.09	805.82	67.15
STD	77.67	74.79	69.73	25.46	15.08	8.83	9.65	15.01	9.42	31.75	33.57	29.34	178.89	14.91
V.	0.59	0.55	0.52	0.43	0.41	0.62	0.93	1.02	0.38	0.50	0.43	0.30	0.22	0.22
XIMA	295.00	294.70	427.80	120.60	59.70	51.20	52.60	74.50	51.80	161.70	172.00	168.10	1207.70	100.64
YIMA	0.00	0.00	0.00	17.00	0.20	0.00	0.00	0.00	9.00	5.80	11.70	49.80	423.50	35.29

: Propia.

Grafico N° 2.1: Histograma estación Tambillo



Cuadro N° 2.3: REGISTRO DE Pp. MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS (ALLPACHACA)

Precipitación Mensual Acumulada (mm)

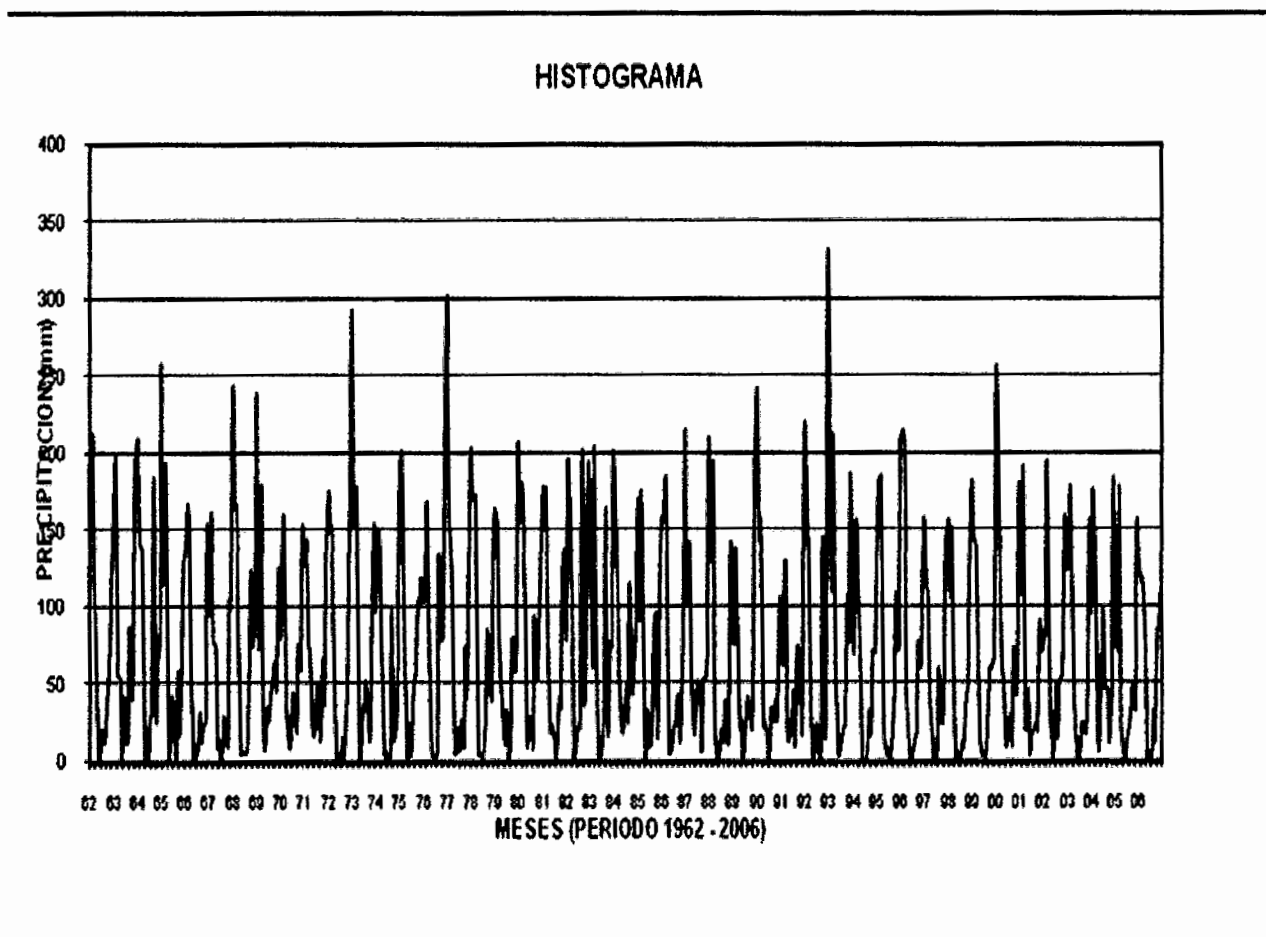
ESTACION: ALLPACHACA LAT: 13°23'19" S Departamento : AYACUCHO
 CODIGO: 008 LONG: 74°16'00" W Provincia : HUAMANGA
 CUENCA: PAMPAS ALT: 3,550 Msnm Distrito : CHIARA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1962	180.11	211.65	123.78	79.39	7.63	0.00	19.88	11.87	24.70	58.64	80.08	118.79	916.51	76.38
1963	172.60	196.64	56.06	52.39	0.00	41.60	11.73	15.00	86.65	39.70	109.77	187.79	969.95	80.83
1964	208.69	142.02	135.72	49.54	2.30	0.00	28.73	29.64	184.77	29.17	61.58	85.23	957.39	79.78
1965	257.61	115.52	193.51	72.50	1.70	42.03	22.65	2.65	58.49	17.07	77.55	128.49	989.75	82.48
1966	133.38	166.46	154.52	56.60	0.00	3.85	4.58	31.15	12.20	22.06	27.60	153.34	765.72	63.81
1967	94.19	161.85	79.51	73.74	9.06	14.19	0.42	28.62	14.60	10.15	104.57	99.10	690.00	57.50
1968	242.68	164.95	166.91	35.80	5.16	6.02	5.11	5.50	73.80	123.32	74.38	113.33	1016.94	84.74
1969	239.08	72.73	178.94	32.50	7.58	34.89	26.87	42.81	56.25	63.71	46.71	125.60	927.68	77.31
1970	80.06	159.71	129.51	33.60	8.87	15.71	43.58	41.85	19.37	75.25	60.76	152.00	820.27	68.36
1971	127.45	142.78	76.08	72.50	17.40	16.93	49.17	43.60	13.76	66.52	38.11	126.20	790.50	65.87
1972	175.66	150.09	152.84	45.60	7.29	0.00	3.03	15.13	0.00	34.45	69.84	196.29	850.22	70.85
1973	292.80	153.59	177.86	79.94	0.00	30.34	38.40	51.34	22.26	14.08	64.11	154.00	1078.73	89.89
1974	97.78	150.60	138.50	75.41	4.68	6.33	0.00	4.71	98.47	14.33	23.46	64.63	678.91	56.58
1975	166.00	201.32	116.23	58.20	0.00	24.72	4.09	51.09	53.83	102.92	100.70	119.04	998.14	83.18
1976	103.26	120.30	167.52	45.70	8.30	4.11	2.53	4.46	132.65	79.19	80.66	177.67	926.36	77.20
1977	301.90	159.58	126.07	54.60	5.60	21.59	7.04	25.69	9.67	73.70	41.98	148.60	976.04	81.34
1978	203.31	170.43	172.71	85.04	4.66	4.93	2.61	35.92	84.38	56.92	41.08	126.47	988.47	82.37
1979	163.79	153.36	85.54	53.83	22.48	11.15	32.35	1.58	29.50	78.98	57.90	81.01	771.48	64.29
1980	206.06	155.78	179.23	90.00	10.76	27.64	27.00	9.62	93.17	51.60	83.40	111.46	1045.71	87.14
1981	177.48	150.30	175.89	45.60	18.63	23.02	12.88	3.38	41.02	34.22	112.56	137.18	932.17	77.68
1982	79.37	195.17	146.37	93.96	0.00	17.29	23.91	21.82	202.20	38.18	54.04	191.63	1063.93	88.66
1983	160.85	60.90	204.30	89.56	4.95	0.62	7.68	52.16	164.89	17.47	77.54	73.92	914.84	76.24
1984	200.14	149.36	115.92	55.81	18.91	23.30	49.06	26.73	115.55	44.82	62.60	76.76	938.96	78.25
1985	170.14	91.42	175.97	48.50	0.00	32.75	9.51	14.83	58.68	94.41	14.86	128.03	839.12	69.93
1986	157.94	156.52	182.57	68.18	4.38	9.62	22.56	22.74	42.65	12.34	29.10	110.15	818.74	68.23
1987	214.70	104.05	140.94	58.00	17.32	33.72	51.29	45.59	6.47	52.72	53.44	77.66	855.89	71.32
1988	209.65	129.67	192.27	20.00	0.00	4.17	19.68	12.80	38.85	11.64	70.26	142.30	851.29	70.94
1989	75.65	137.53	101.74	21.00	26.91	0.34	28.08	41.08	37.07	20.51	62.98	177.68	730.59	60.88
1990	241.84	144.09	156.84	22.00	24.29	9.84	0.00	33.97	25.87	38.62	27.22	105.15	829.73	69.14
1991	98.20	62.28	129.73	23.00	12.99	28.78	44.80	9.46	73.79	68.69	17.44	123.50	692.66	57.72
1992	220.50	151.60	117.20	34.00	0.00	20.80	23.40	1.30	0.00	144.90	14.50	181.20	909.40	75.78
1993	331.60	112.20	212.50	53.40	30.00	3.90	13.00	20.80	22.10	106.40	79.40	186.50	1171.80	97.65
1994	71.70	109.20	156.30	86.50	48.20	1.30	0.00	3.90	32.50	17.50	71.60	70.50	669.20	55.77
1995	132.10	182.20	185.20	62.00	15.00	4.00	8.50	1.30	24.00	48.80	109.20	75.00	847.30	70.61
1996	208.90	215.50	206.40	46.90	9.30	1.80	3.60	15.20	18.70	76.40	60.70	107.20	970.60	80.88
1997	157.60	114.50	105.40	41.20	15.90	0.00	2.50	59.00	41.90	25.40	71.30	144.50	779.20	64.93
1998	156.50	106.00	149.40	27.50	1.30	6.40	0.00	11.50	8.90	42.70	48.30	118.20	676.70	56.39

1999	182.60	147.10	134.80	73.20	16.70	4.10	5.80	0.00	38.30	60.30	60.10	69.40	792.40	66.03
2000	172.90	256.30	130.60	62.10	53.60	9.80	21.90	30.10	10.70	73.50	42.50	82.50	946.50	78.88
2001	180.60	108.00	190.10	22.10	45.90	5.00	15.70	20.80	23.20	19.10	89.90	71.20	791.60	65.97
2002	79.30	92.52	195.30	32.20	14.50	3.70	49.00	14.60	50.70	55.50	86.93	159.60	833.86	69.49
2003	124.20	141.50	176.00	55.30	20.20	0.00	2.00	23.60	23.60	17.40	31.10	156.30	771.20	64.27
2004	95.40	176.50	123.50	36.80	7.20	72.30	99.80	47.10	46.60	11.90	51.40	183.70	952.20	79.35
2005	100.40	72.30	178.20	22.00	5.90	0.00	13.40	24.10	40.80	50.00	34.00	155.92	697.02	58.09
2006	138.00	115.60	118.70	72.30	0.00	5.40	0.00	32.10	13.50	85.40	85.40	108.10	774.50	64.54
VTOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
DIA	168.55	142.93	149.18	53.78	11.90	13.96	19.06	23.16	50.47	50.68	61.39	126.28	871.34	72.61
.STD	62.67	41.01	37.14	21.05	12.77	15.08	19.82	16.36	46.91	32.02	25.97	38.35	119.81	9.98
√.	0.37	0.29	0.25	0.39	1.07	1.08	1.04	0.71	0.93	0.63	0.42	0.30	0.14	0.14
IMA	331.60	256.30	212.50	93.96	53.60	72.30	99.80	59.00	202.20	144.90	112.56	196.29	1171.80	97.65
IMA	71.70	60.90	56.06	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.15	14.50	64.63	669.20	55.77

: Propia.

Grafico N° 2.2: Histograma estación Allpachaca



Cuadro N° 2.4: REGISTRO DE Pp. MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS (CHOCCORO)

Precipitación Mensual Acumulada (mm)

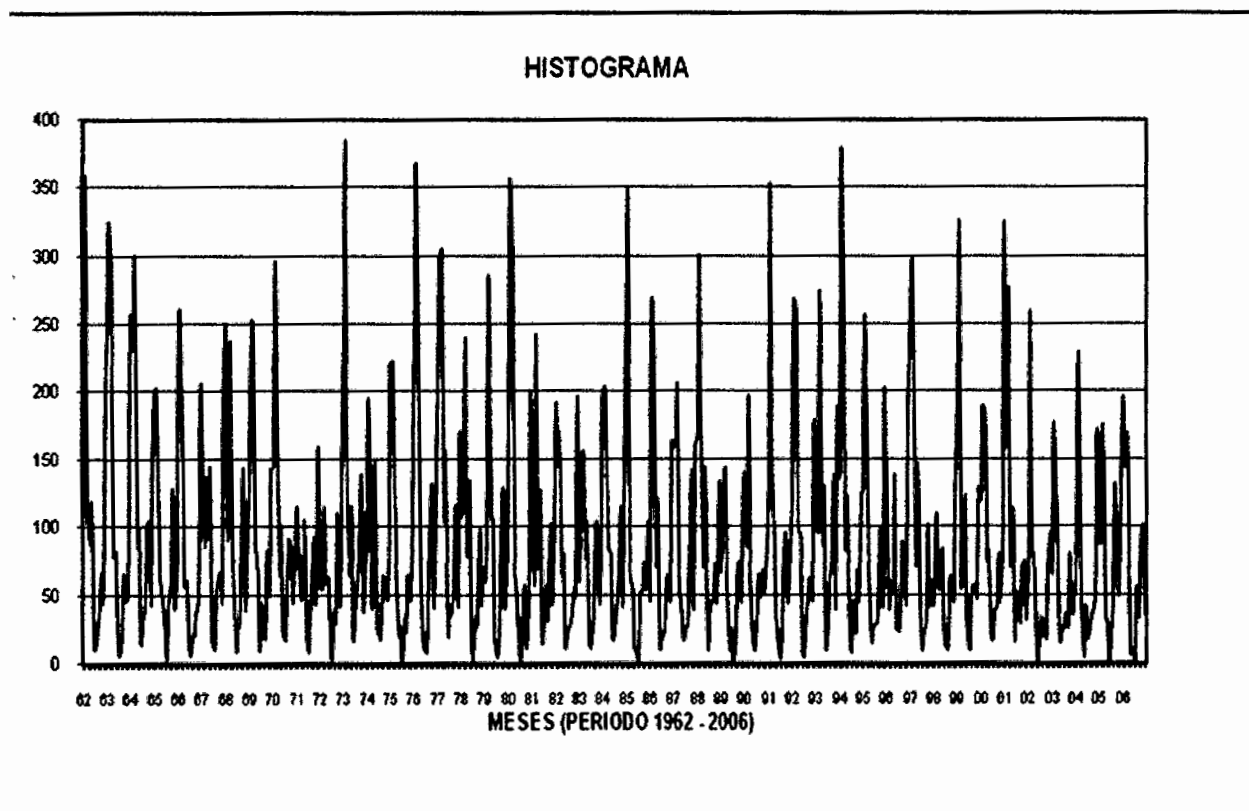
ESTACION: CHOCCORO LAT: 13°24'48" S Departamento : AYACUCHO
 CODIGO: 016 LONG: 74°28'23" W Provincia : GANGALLO
 CUENCA: PAMPAS ALT: 4025 msnm Distrito : PARAS

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1962	209.80	357.76	113.52	87.92	116.68	10.44	11.40	22.65	47.19	66.24	46.04	198.61	1288.24	107.35
1963	244.58	324.26	288.78	78.16	81.42	23.62	6.25	18.79	64.89	45.76	47.88	112.53	1336.93	111.41
1964	255.26	231.71	295.44	85.64	99.81	16.02	37.95	38.15	100.68	104.24	42.62	134.02	1441.54	120.13
1965	201.89	202.92	74.05	51.90	48.13	21.48	2.73	42.43	60.40	128.52	40.43	67.47	942.33	78.53
1966	191.53	260.58	176.41	56.05	60.32	15.70	5.91	21.82	21.01	37.00	48.67	145.30	1040.28	86.69
1967	205.20	86.77	136.60	91.70	143.67	17.41	10.09	53.30	59.48	66.09	46.05	168.50	1084.87	90.41
1968	248.80	90.30	237.37	101.54	57.52	9.26	25.68	28.01	107.01	141.26	39.29	104.02	1190.07	99.17
1969	134.87	252.19	236.43	88.20	66.47	9.24	43.94	19.45	18.03	81.99	50.84	142.71	1144.37	95.36
1970	144.96	293.89	240.55	67.45	100.58	24.26	17.45	57.04	91.03	84.75	44.37	64.80	1231.13	102.59
1971	114.59	80.45	46.88	50.25	105.39	14.03	8.46	33.15	74.77	91.49	43.77	158.78	822.00	68.50
1972	54.76	54.67	114.35	58.46	62.82	23.58	2.15	39.39	30.22	109.69	42.13	118.68	710.91	59.24
1973	256.82	382.27	128.45	63.45	115.25	19.06	45.83	60.05	83.48	138.28	39.55	78.81	1411.32	117.61
1974	129.86	193.58	43.78	76.07	147.61	22.65	32.23	18.31	63.39	62.99	46.33	85.61	922.39	76.87
1975	221.10	222.54	133.54	68.68	19.98	26.79	1.02	31.99	23.36	63.42	46.29	90.80	949.51	79.13
1976	256.44	367.00	292.68	77.64	35.03	11.78	8.55	33.12	91.38	130.92	40.22	140.90	1485.65	123.80
1977	211.71	297.50	303.93	108.65	155.25	21.40	42.79	35.55	57.19	115.71	41.59	169.01	1560.28	130.02
1978	107.78	133.40	240.17	80.30	133.51	22.51	2.26	34.52	27.35	98.46	43.14	69.58	992.98	82.75
1979	59.80	135.41	285.16	104.64	105.51	18.53	4.59	11.31	111.48	127.89	40.49	80.14	1084.94	90.41
1980	195.63	355.05	286.47	72.20	56.80	17.33	1.33	25.53	56.83	10.82	51.03	197.79	1326.81	110.57
1981	146.18	58.54	241.89	72.30	126.64	15.28	27.37	56.49	31.73	101.78	42.84	70.80	991.83	82.65
1982	190.42	145.26	168.54	64.83	79.61	11.87	24.39	27.26	36.63	51.98	47.32	196.52	1044.64	87.05
1983	60.30	152.58	155.86	77.96	102.66	13.21	11.28	39.02	100.68	103.04	42.73	78.96	938.28	78.19
1984	196.92	204.03	149.86	85.23	79.07	18.34	30.93	41.56	56.11	115.11	41.64	120.40	1139.19	94.93
1985	274.19	340.45	67.22	55.67	11.97	9.92	2.90	50.42	54.28	73.89	53.63	103.89	1098.43	91.54
1986	50.60	263.99	213.56	72.04	121.08	10.99	17.75	24.47	52.89	63.77	46.26	162.96	1100.36	91.70
1987	158.46	164.20	203.43	63.99	33.79	17.10	26.83	28.27	69.87	141.88	39.23	157.83	1104.88	92.07
1988	169.82	300.37	182.42	70.45	143.62	11.65	30.51	44.75	45.08	72.59	45.47	133.07	1249.77	104.15
1989	66.95	111.27	142.40	61.18	10.26	25.84	1.21	14.74	53.25	73.75	45.36	118.70	724.92	60.41
1990	139.34	85.64	197.04	66.72	15.54	9.06	38.87	64.39	48.61	67.73	52.16	70.04	855.13	71.26
1991	139.34	352.86	150.67	80.48	32.47	8.34	4.02	27.96	94.64	87.43	44.13	92.90	1115.23	92.94
1992	126.13	267.90	256.10	98.80	92.02	8.46	4.08	39.57	48.25	61.87	46.43	176.52	1226.15	102.18
1993	127.88	98.36	274.62	89.47	129.07	12.12	31.68	63.15	69.91	138.07	39.57	187.28	1261.18	105.10
1994	139.38	377.93	214.96	83.72	122.47	15.40	8.30	45.27	22.35	67.27	45.95	124.82	1267.81	105.65
1995	127.11	256.13	159.25	71.09	16.06	25.79	27.95	30.89	66.72	100.16	42.99	200.06	1124.19	93.68
1996	156.21	39.78	48.50	62.68	138.33	24.99	23.47	40.77	88.30	78.71	44.92	167.11	913.77	76.15

1997	265.03	296.11	166.18	71.37	147.07	26.48	9.99	21.89	33.10	101.60	42.86	60.40	1242.07	103.51
1998	44.01	110.32	56.03	53.74	83.29	27.39	13.10	10.29	61.89	63.19	46.31	128.45	698.00	58.17
1999	206.72	322.37	56.93	80.35	122.35	24.60	9.47	46.07	56.65	53.48	47.19	128.41	1154.57	96.21
2000	119.80	188.93	181.89	75.01	83.01	16.83	17.94	37.59	42.75	79.61	44.83	97.22	985.41	82.12
2001	324.22	159.12	276.25	74.75	113.10	17.55	52.00	35.75	30.16	69.94	73.84	31.80	1258.48	104.87
2002	91.40	259.84	89.60	64.20	14.30	0.00	32.60	19.10	31.70	18.90	74.60	95.60	791.84	65.99
2003	67.00	176.90	119.20	73.00	16.00	26.20	25.80	35.63	26.25	79.50	35.88	53.30	734.65	61.22
2004	51.90	225.00	168.00	53.00	5.00	41.60	18.30	24.80	36.00	36.30	52.50	171.50	883.90	73.66
2005	87.50	132.50	172.40	31.70	32.00	0.00	25.00	46.00	131.50	85.30	52.20	160.30	956.40	79.70
2006	196.20	144.30	167.10	74.20	6.50	11.00	0.00	54.90	33.90	89.50	100.30	35.40	913.30	76.11
POS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
IA	159.30	212.38	176.77	73.26	79.76	17.22	18.36	35.46	58.05	84.04	47.37	121.16	1083.13	90.26
STD	70.39	98.93	76.04	15.21	46.63	7.77	14.18	13.74	27.24	31.51	10.74	46.17	209.74	17.48
.	0.44	0.47	0.43	0.21	0.58	0.45	0.77	0.39	0.47	0.37	0.23	0.38	0.19	0.19
IMA	324.22	382.27	303.93	108.65	155.25	41.60	52.00	64.39	131.50	141.88	100.30	200.06	1560.28	130.02
MA	44.01	39.78	43.78	31.70	5.00	0.00	0.00	10.29	18.03	10.82	35.88	31.80	698.00	58.17

Propia.

Grafico N° 2.3: Histograma estación Choccoro



Cuadro N° 2.5: REGISTRO DE Pp. MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS (CHONTACA)

Precipitación Mensual Acumulada (mm)

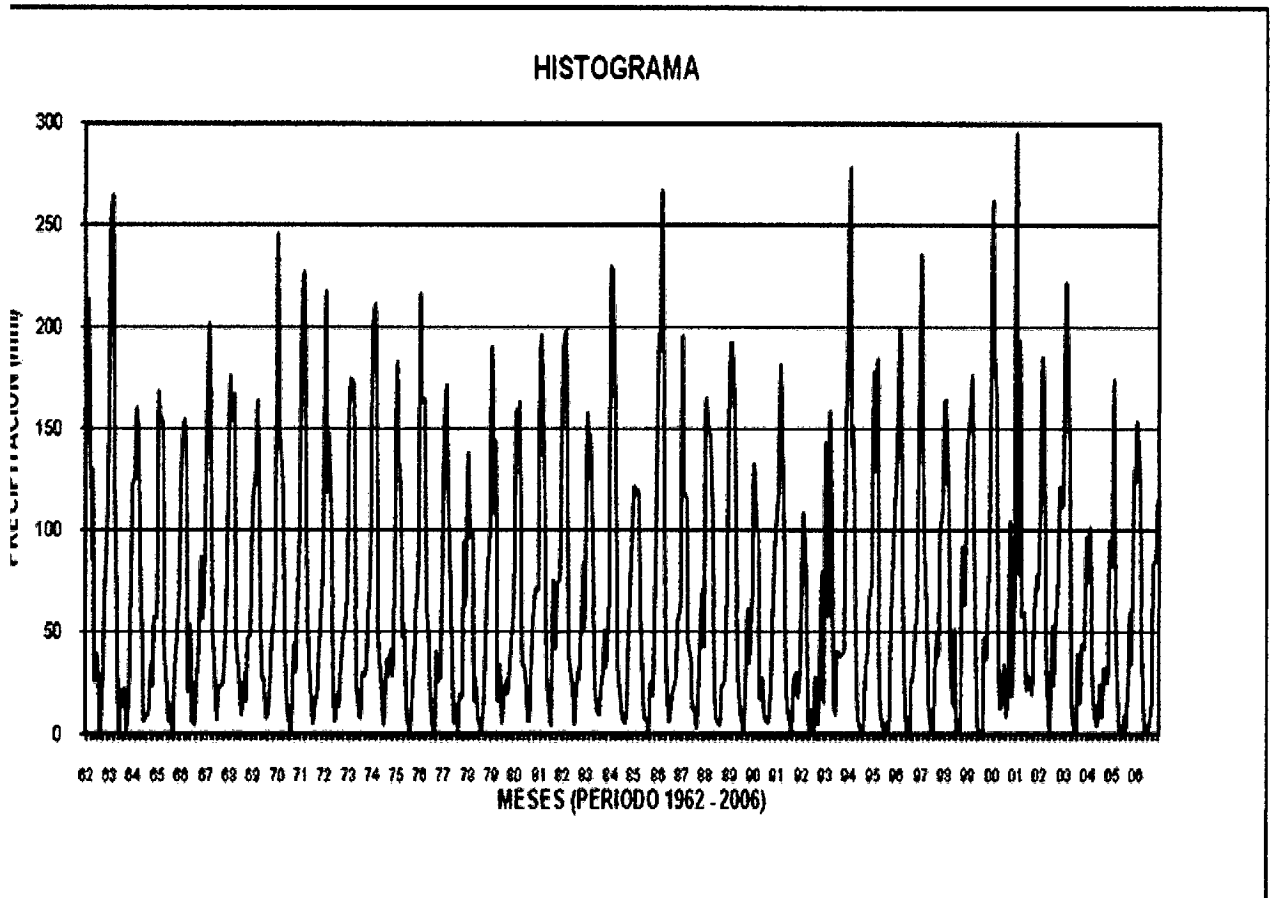
ESTACION: CHONTACA LAT: 13°16'57" S Departamento : AYACUCHO
 CODIGO: 010 LONG: 74°02'42" W Provincia : HUAMANGA
 CUENCA: PAMPAS ALT: 3,525 msnm Distrito : ACOCRO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1962	144.11	213.04	87.60	129.33	27.32	39.22	30.09	0.66	28.34	66.81	110.59	157.63	1034.74	86.23
1963	243.93	262.22	120.30	82.03	1.61	21.41	14.18	22.30	1.14	23.28	65.65	121.60	979.65	81.64
1964	127.30	160.20	148.00	65.30	51.20	6.80	10.10	10.30	34.00	24.30	57.00	57.10	751.60	62.63
1965	168.10	157.10	151.30	42.10	30.30	6.60	14.30	0.00	29.90	40.50	65.60	108.30	814.10	67.84
1966	141.00	154.50	133.80	23.60	53.60	6.70	4.90	31.50	30.20	86.10	56.80	67.40	790.10	65.84
1967	142.40	182.10	200.20	53.80	36.90	7.20	22.70	23.30	24.70	34.40	56.20	125.30	909.20	75.77
1968	176.20	154.70	166.60	50.70	30.80	19.50	9.80	29.80	16.20	46.90	50.00	98.60	849.80	70.82
1969	117.10	133.10	161.50	58.30	27.10	27.10	8.40	9.60	21.30	50.10	55.10	86.90	755.60	62.97
1970	244.90	151.00	127.30	87.30	37.60	7.40	14.00	0.00	43.70	30.80	54.00	107.90	905.90	75.49
1971	191.00	225.80	144.50	65.10	27.60	17.40	5.40	18.60	18.10	38.30	65.90	87.80	905.50	75.46
1972	217.30	121.00	147.50	93.90	27.70	6.60	19.60	14.00	29.50	47.90	51.40	76.90	853.30	71.11
1973	163.10	175.20	172.60	114.40	27.10	10.80	8.40	29.70	28.70	34.90	70.30	99.70	934.90	77.91
1974	197.60	211.11	165.70	52.70	28.10	17.60	4.90	35.30	28.30	41.10	28.30	56.20	866.91	72.24
1975	181.20	133.60	130.70	48.10	53.40	8.30	5.50	2.20	25.10	33.80	59.00	96.80	777.70	64.81
1976	215.40	163.60	165.00	70.10	48.00	18.70	6.70	0.20	39.60	26.10	27.80	71.10	852.30	71.03
1977	132.60	171.70	117.00	67.80	42.30	6.60	14.30	2.30	19.20	18.10	93.70	64.60	750.20	62.52
1978	137.70	96.80	98.90	17.80	27.10	6.60	4.90	0.00	22.60	46.00	79.10	103.90	641.40	53.45
1979	190.70	108.40	140.90	17.80	33.40	6.60	15.90	25.80	19.90	29.20	49.00	56.80	694.40	57.87
1980	158.50	147.00	162.30	34.00	33.20	30.20	7.20	6.60	31.50	61.70	71.00	71.40	814.60	67.88
1981	172.90	196.00	133.60	75.90	27.50	9.40	4.90	74.90	42.30	73.90	75.60	126.30	1013.20	84.43
1982	189.50	197.20	128.50	41.40	28.10	19.00	4.90	30.10	27.20	56.40	83.80	53.60	859.70	71.64
1983	155.70	126.20	146.30	75.30	28.20	13.90	9.90	20.50	33.30	50.60	33.20	71.20	764.30	63.69
1984	229.30	226.70	159.80	94.20	32.40	16.80	7.90	5.80	13.80	44.90	83.90	103.50	1019.00	84.92
1985	121.60	117.80	119.70	69.20	27.10	8.20	7.00	0.00	25.10	19.50	53.50	98.70	667.40	55.62
1986	196.70	190.10	265.30	103.00	37.40	6.60	11.00	19.70	24.90	28.30	55.50	64.80	1003.30	83.61
1987	195.10	120.50	114.50	46.70	37.20	13.00	13.60	3.50	19.70	39.60	70.80	45.40	719.60	59.97
1988	163.90	150.90	147.40	103.10	35.70	8.70	5.60	4.80	23.30	26.30	41.00	94.90	805.60	67.13
1989	192.10	192.10	154.00	97.10	36.30	9.90	6.10	0.00	37.40	60.50	35.30	69.70	890.50	74.21
1990	132.20	101.00	98.80	18.20	27.20	11.00	6.60	5.80	15.20	28.20	85.20	100.20	629.60	52.47
1991	122.70	181.00	155.80	87.00	30.00	12.30	5.40	0.00	25.10	29.90	18.20	34.10	701.50	58.46
1992	86.70	108.20	69.10	21.00	0.70	11.50	1.40	27.40	4.90	28.50	79.80	16.20	455.40	37.95
1993	142.30	58.20	157.00	125.20	12.30	10.30	39.90	38.70	39.30	40.80	141.40	182.10	987.50	82.29
1994	278.00	142.70	150.90	49.40	9.60	5.40	0.00	4.10	34.60	38.60	65.30	77.00	855.60	71.30
1995	178.10	130.10	182.60	31.90	10.30	2.20	5.20	2.30	11.80	52.20	94.80	113.00	814.50	67.88
1996	126.60	199.10	188.40	79.80	11.50	0.50	0.00	26.50	26.50	52.00	58.30	132.40	901.60	75.13

1997	235.70	150.30	91.80	55.70	14.60	0.00	1.60	27.00	49.70	39.30	98.30	112.00	876.00	73.00
1998	163.40	164.10	109.30	39.80	14.30	51.20	0.00	0.00	9.70	90.20	64.00	107.40	813.40	67.78
1999	143.80	159.70	174.90	64.90	20.90	0.70	1.40	0.00	46.90	37.30	68.60	94.70	813.80	67.82
2000	259.60	193.50	151.30	39.60	12.80	27.00	33.70	9.20	28.90	104.80	19.10	66.10	945.60	78.80
2001	295.00	79.60	193.50	58.50	59.40	22.40	28.70	23.40	20.00	45.20	77.30	72.30	975.30	81.28
2002	115.50	185.20	172.80	31.10	12.80	2.40	52.60	24.30	51.80	78.00	120.50	111.80	958.80	79.90
2003	135.20	221.70	174.70	120.60	13.40	0.10	0.00	39.30	15.50	43.60	42.40	95.80	902.30	75.19
2004	75.30	100.90	37.30	15.30	4.40	5.70	23.90	9.00	31.80	25.50	26.60	95.00	450.70	37.56
2005	83.70	174.20	66.50	10.90	0.00	0.00	9.20	2.50	28.00	59.20	36.20	129.80	600.20	50.02
2006	124.10	153.70	121.90	46.60	1.80	4.50	0.00	9.80	16.40	83.80	85.50	114.40	762.50	63.54
FOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
IA	169.00	158.73	142.39	61.68	26.45	12.09	11.15	14.91	26.56	45.72	64.01	91.07	823.75	68.65
STD	49.74	42.19	39.01	31.02	14.62	10.38	11.10	15.34	10.97	19.83	25.74	31.12	133.86	11.15
.	0.29	0.27	0.27	0.50	0.55	0.86	1.00	1.03	0.41	0.43	0.40	0.34	0.16	0.16
IMA	295.00	262.22	265.30	129.33	59.40	51.20	52.60	74.90	51.80	104.80	141.40	182.10	1034.74	86.23
MA	75.30	58.20	37.30	10.90	0.00	0.00	0.00	0.00	1.14	18.10	18.20	16.20	450.70	37.56

: Propia.

Grafico N° 2.4: Histograma estación Chontaca



adro N° 2.6: REGISTRO DE Pp. MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS (CUCHOQUESERA)

Precipitación Mensual Acumulada (mm)

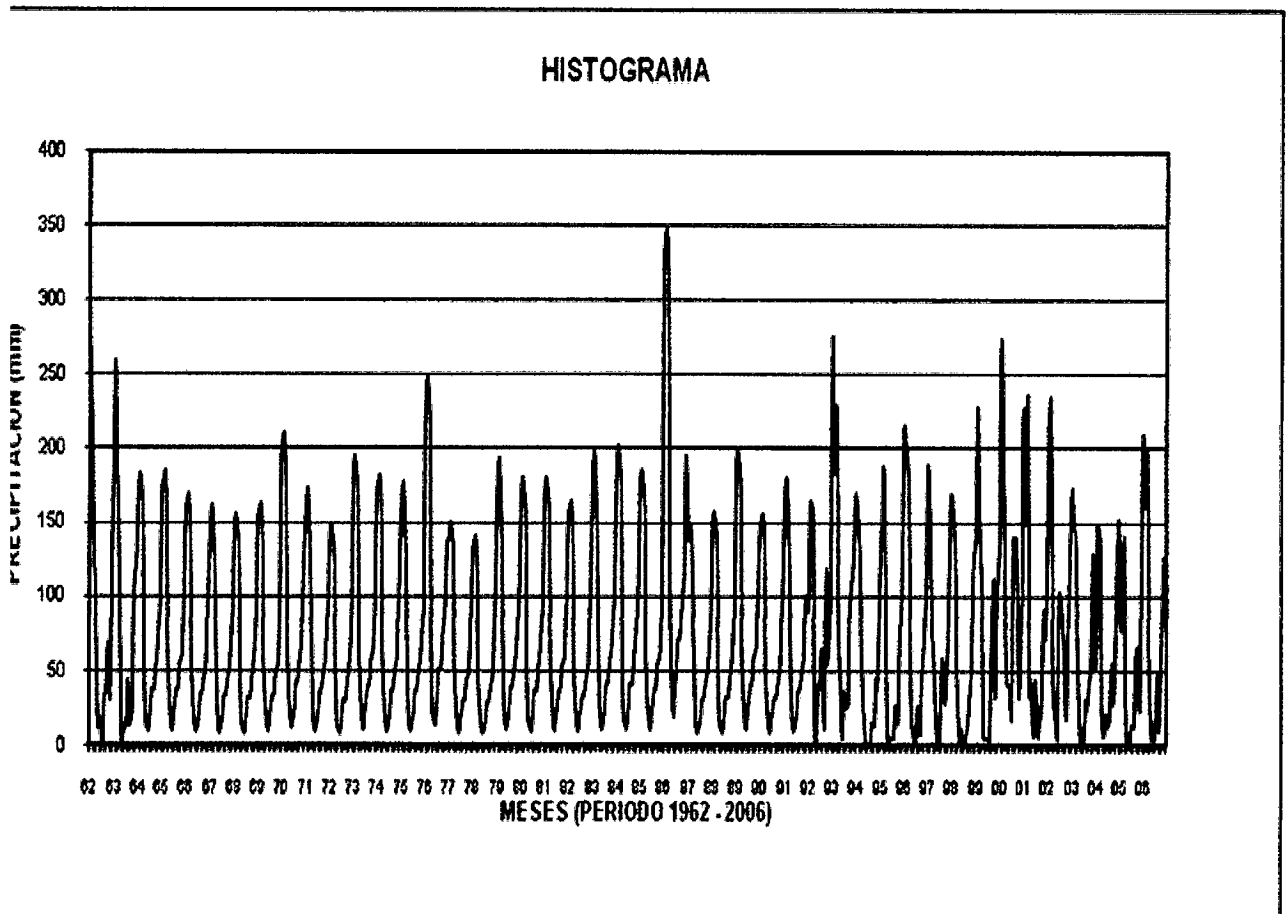
ESTACION: CUCHOQUESERA LAT: 13°25'54" S Departamento : AYACUCHO
 CODIGO: 007 LONG: 74°20'40" W Provincia : CANGALLO
 CUENCA: PAMPAS ALT: 3,750 msnm Distrito : CHUSCHI

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1962	276.59	185.55	128.42	90.40	12.52	18.25	2.85	32.73	34.43	68.08	30.77	105.20	985.81	82.15
1963	257.94	191.16	165.33	67.80	1.21	7.62	17.08	43.18	13.07	22.62	103.21	127.64	1017.86	84.82
1964	170.00	183.20	160.50	62.30	17.00	10.20	20.90	37.30	37.30	53.00	61.80	102.40	915.90	76.33
1965	171.60	185.00	162.10	62.90	17.20	10.30	21.10	37.70	37.60	53.50	62.40	103.40	924.80	77.07
1966	156.80	169.10	148.10	57.50	15.70	9.50	19.30	34.40	34.40	48.90	57.10	94.50	845.30	70.44
1967	150.20	161.90	141.80	55.00	15.10	9.00	18.50	33.00	32.90	46.90	54.60	90.50	809.40	67.45
1968	144.00	155.30	136.00	52.80	14.40	8.70	17.70	31.60	31.60	44.90	52.40	86.80	776.20	64.68
1969	151.30	163.10	142.80	55.40	15.20	9.10	18.60	33.20	33.20	47.20	55.00	91.10	815.20	67.93
1970	195.20	210.40	184.30	71.50	19.60	11.80	24.00	42.80	42.80	60.90	71.00	117.60	1051.90	87.66
1971	160.50	173.00	151.50	58.80	16.10	9.70	19.80	35.20	35.20	50.10	58.40	96.70	865.00	72.08
1972	137.40	148.20	129.80	50.40	13.80	8.30	16.90	30.20	30.10	42.90	50.00	82.80	740.80	61.73
1973	181.00	195.10	171.00	66.30	18.10	10.90	22.30	39.70	39.70	56.50	65.90	109.00	975.50	81.29
1974	168.40	181.60	159.00	61.70	16.90	10.10	20.70	37.00	36.90	52.50	61.30	101.50	907.60	75.63
1975	164.60	177.40	155.40	60.30	16.50	9.90	20.30	36.10	36.10	51.30	59.90	99.10	886.90	73.91
1976	230.40	248.40	217.60	84.40	23.10	13.90	28.40	50.60	50.50	71.90	83.80	138.80	1241.80	103.48
1977	138.70	149.50	130.90	50.80	13.90	8.40	17.10	30.40	30.40	43.30	50.40	83.50	747.30	62.28
1978	130.30	140.50	123.10	47.80	13.10	7.90	16.00	28.60	28.60	40.70	47.40	78.50	702.50	58.54
1979	179.20	193.20	169.30	65.70	18.00	10.80	22.10	39.30	39.30	55.90	65.20	108.00	966.00	80.50
1980	167.30	180.30	158.00	61.30	16.80	10.10	20.60	36.70	36.70	52.20	60.90	100.80	901.70	75.14
1981	167.70	180.70	158.30	61.40	16.80	10.10	20.60	36.80	36.80	52.30	61.00	101.00	903.50	75.29
1982	152.10	163.90	143.60	55.70	15.20	9.20	18.70	33.40	33.40	47.40	55.30	91.60	819.50	68.29
1983	184.70	199.10	174.50	67.70	18.50	11.10	22.70	40.50	40.50	57.60	67.20	111.30	995.40	82.95
1984	187.30	201.90	176.90	68.60	18.80	11.30	23.10	41.10	41.10	58.40	68.10	112.80	1009.40	84.12
1985	172.50	185.90	162.90	63.20	17.30	10.40	21.20	37.80	37.80	53.80	62.70	103.90	929.40	77.45
1986	324.20	349.50	306.20	118.80	32.50	19.50	39.90	71.20	71.10	101.10	118.00	195.30	1747.30	145.61
1987	138.30	149.10	130.60	50.70	13.90	8.30	17.00	30.40	30.30	43.10	50.30	83.30	745.30	62.11
1988	145.70	157.00	137.50	53.40	14.60	8.80	17.90	32.00	31.90	45.40	53.00	87.70	784.90	65.41
1989	184.40	198.80	174.20	67.60	18.50	11.10	22.70	40.50	40.50	57.50	67.10	111.10	994.00	82.83
1990	144.10	155.40	136.10	52.80	14.40	8.70	17.70	31.60	31.60	45.00	52.40	86.80	776.60	64.72
1991	166.60	179.60	157.30	61.00	16.70	10.00	20.50	36.60	36.50	52.00	60.60	100.30	897.70	74.81
1992	91.00	163.80	157.00	40.80	0.00	42.10	39.30	63.70	11.70	117.60	54.80	104.40	886.20	73.85
1993	274.70	184.20	227.60	96.30	37.20	4.10	35.50	25.10	28.50	94.00	116.30	138.00	1261.50	105.13
1994	169.10	144.60	115.70	59.20	14.20	3.40	0.00	0.00	14.20	12.90	44.40	38.00	615.70	51.31
1995	129.70	153.90	184.60	51.80	2.70	5.50	4.80	4.70	27.10	15.60	73.10	85.40	738.90	61.58
1996	214.60	205.60	175.40	87.30	15.70	4.10	2.10	25.10	6.90	42.70	59.60	100.90	940.00	78.33

1997	188.20	171.00	79.80	63.60	12.30	0.00	0.70	57.50	52.80	27.70	68.40	134.70	856.70	71.39
1998	169.10	148.00	115.70	46.10	2.10	10.20	0.00	5.50	11.60	37.40	53.60	116.50	715.80	59.65
1999	145.90	228.00	157.00	98.80	6.10	4.10	4.10	2.70	42.80	111.90	31.90	98.20	931.50	77.63
2000	139.30	273.80	152.80	74.40	40.60	39.20	18.30	139.30	139.30	95.50	31.80	98.20	1242.50	103.54
2001	226.20	149.40	234.70	33.10	43.90	5.90	43.90	5.90	17.60	18.90	89.90	71.20	940.60	78.38
2002	122.80	234.40	185.20	43.30	13.50	4.50	101.50	88.90	72.00	17.70	63.70	116.50	1064.00	88.67
2003	172.30	145.50	143.70	53.90	16.50	0.00	1.30	29.90	23.60	45.40	55.70	128.60	816.40	68.03
2004	50.80	147.80	134.70	29.80	5.20	20.00	12.80	16.20	54.40	28.20	49.10	149.20	698.20	58.18
2005	129.10	77.20	140.40	40.20	0.00	0.00	13.00	12.60	51.60	64.52	24.30	129.50	682.42	56.87
2006	209.20	160.90	197.20	60.60	4.20	8.20	4.00	48.20	10.60	83.80	125.30	116.60	1028.80	85.73
FOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
IA	171.80	180.02	159.88	61.85	15.68	10.32	19.72	36.60	36.82	53.13	62.42	105.09	913.33	76.11
STD	47.46	40.97	36.13	16.80	9.09	7.75	15.91	22.69	20.54	23.11	20.73	23.90	190.21	15.85
.	0.28	0.23	0.23	0.27	0.58	0.75	0.81	0.62	0.56	0.43	0.33	0.23	0.21	0.21
IMA	324.20	349.50	306.20	118.80	43.90	42.10	101.50	139.30	139.30	117.60	125.30	195.30	1747.30	145.61
MA	50.80	77.20	79.80	29.80	0.00	0.00	0.00	0.00	6.90	12.90	24.30	38.00	615.70	51.31

: Propia.

Grafico N° 2.5: Histograma estación Cuchoquesera



Cuadro N° 2.7: REGISTRO DE Pp. MENSUAL COMPLETADAS Y EXTENDIDAS (HUANTA)

Precipitación Mensual Acumulada (mm)

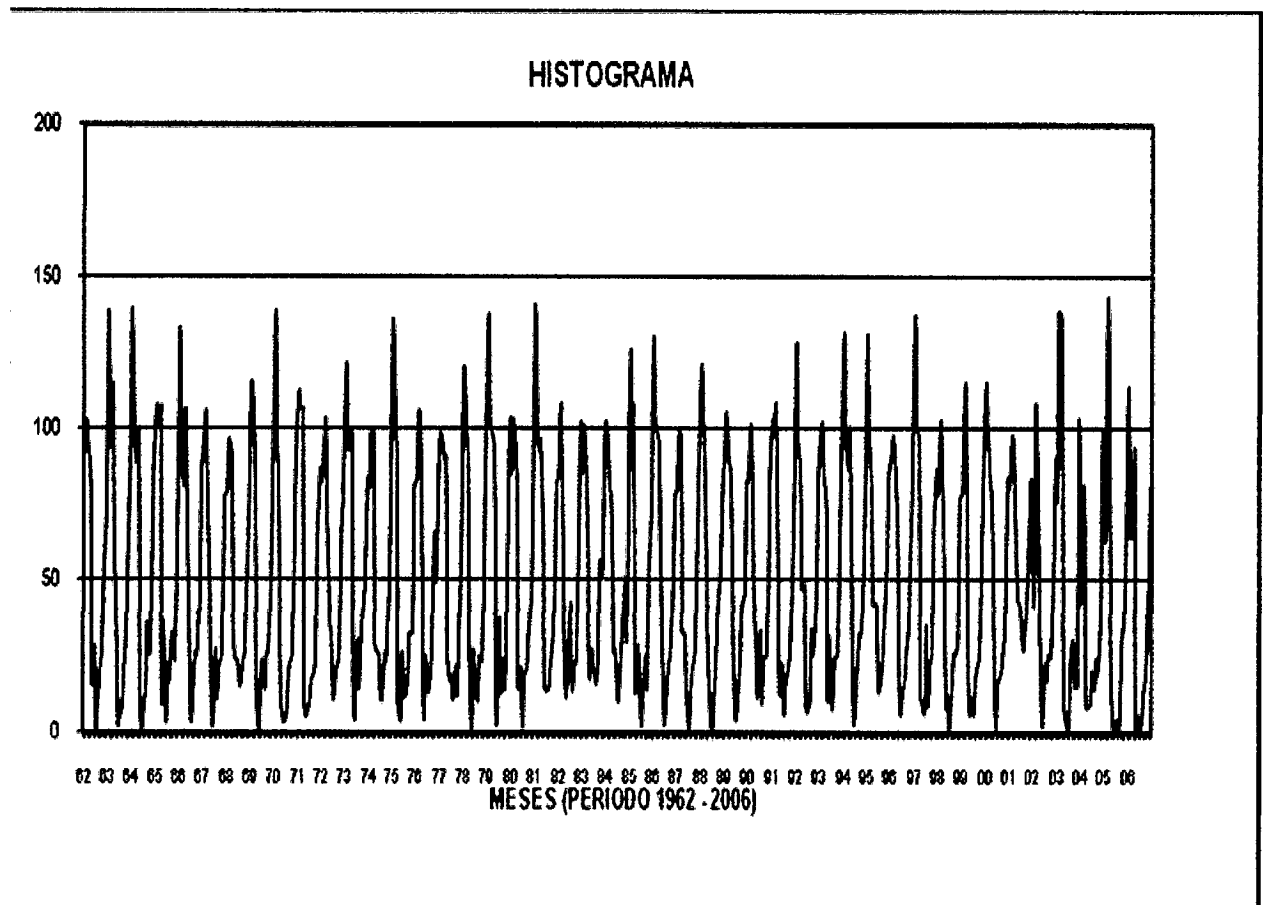
ESTACION: HUANTA LAT: 13°56'00" S Departamento : AYACUCHO
 CODIGO: 026 LONG: 74°15'00" W Provincia : HUANTA
 CUENCA: PAMPAS ALT: 2620 msnm Distrito :

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL	MEDIA
1962	92.43	102.68	94.56	82.80	16.68	28.20	0.17	9.90	23.27	26.16	52.40	77.35	606.62	50.55
1963	138.28	94.11	114.85	62.03	33.87	2.30	4.42	9.42	22.29	25.40	65.40	85.92	658.29	54.86
1964	139.52	98.23	88.89	99.34	18.29	0.87	9.33	15.22	36.08	26.17	51.18	84.77	667.87	55.66
1965	107.29	100.64	107.08	11.50	36.27	3.66	22.26	16.76	32.32	25.53	23.60	83.34	570.25	47.52
1966	133.17	95.33	81.34	106.12	48.18	31.39	3.77	16.87	26.21	25.41	45.60	86.62	700.00	58.33
1967	90.57	105.63	82.20	41.47	18.21	1.92	27.19	11.05	21.10	25.59	46.40	77.27	548.61	45.72
1968	79.57	96.19	90.27	36.71	25.03	23.44	18.66	15.23	24.18	25.28	46.24	78.30	559.09	46.59
1969	114.73	104.11	82.14	13.98	0.02	19.04	23.37	14.15	25.41	26.08	48.61	81.99	553.63	46.14
1970	138.88	97.87	80.76	9.70	5.75	3.01	6.00	16.72	22.93	25.96	56.30	84.96	548.85	45.74
1971	111.90	106.38	106.43	11.89	4.98	7.77	11.75	17.27	20.05	25.34	63.50	86.71	573.97	47.83
1972	82.39	97.12	102.83	68.13	35.78	31.78	11.01	18.18	22.33	23.50	67.90	79.98	640.93	53.41
1973	121.41	94.07	92.61	98.15	18.31	4.04	30.00	14.63	26.30	42.00	50.06	83.72	675.30	56.28
1974	80.60	98.55	99.19	28.98	27.11	25.02	10.96	10.65	25.70	23.50	50.64	82.84	563.72	46.98
1975	135.87	104.61	86.21	9.37	3.66	26.34	11.51	12.70	20.61	32.36	32.60	80.66	556.51	46.38
1976	83.22	105.76	104.74	38.96	4.38	24.69	13.42	16.76	22.13	65.00	49.62	89.97	618.66	51.56
1977	98.56	96.93	89.02	90.85	25.76	17.14	18.56	10.97	21.55	12.60	48.08	80.70	610.73	50.89
1978	120.21	99.68	87.80	34.56	1.29	26.83	14.69	10.51	24.87	23.50	47.06	86.34	577.34	48.11
1979	137.38	105.57	99.85	94.37	62.67	2.39	37.32	13.23	24.05	15.00	48.09	102.30	742.21	61.85
1980	85.33	103.39	93.80	75.35	14.81	21.17	1.53	17.84	21.40	32.00	47.05	79.31	592.97	49.41
1981	140.81	96.01	92.93	95.92	63.32	15.03	13.90	14.44	20.66	32.00	48.09	79.41	712.52	59.38
1982	87.98	107.98	80.94	24.08	11.26	19.15	41.99	14.19	22.65	23.00	49.29	101.30	583.81	48.65
1983	85.31	100.78	82.54	57.97	18.77	27.01	21.04	16.01	22.16	56.00	51.55	79.34	618.47	51.54
1984	102.14	94.49	79.93	78.55	26.32	26.85	10.51	16.75	25.86	42.00	49.95	31.30	584.65	48.72
1985	124.03	98.93	107.36	13.18	18.22	28.04	2.52	12.83	24.79	15.00	52.06	77.27	574.22	47.85
1986	129.63	104.39	97.75	95.08	56.37	20.08	2.55	16.85	22.70	25.27	50.64	77.94	699.26	58.27
1987	78.75	99.59	96.73	32.82	32.20	13.39	1.30	12.90	20.58	26.00	51.86	82.49	548.60	45.72
1988	120.53	107.20	94.06	45.75	23.09	4.05	0.00	11.53	31.03	45.00	51.70	83.79	617.74	51.48
1989	89.76	104.99	88.79	86.33	36.10	15.29	4.26	14.79	24.62	41.20	46.10	82.32	634.53	52.88
1990	82.61	101.34	82.64	47.45	29.13	11.38	33.19	9.56	24.31	25.43	43.10	84.64	574.78	47.90
1991	102.65	98.85	107.82	46.37	12.72	22.01	5.98	14.94	21.45	25.62	39.26	85.01	582.67	48.56
1992	128.39	97.76	85.20	47.01	48.28	8.71	6.84	11.72	33.54	25.40	41.72	79.93	614.53	51.21
1993	91.37	101.84	84.67	72.59	11.29	32.03	8.01	16.19	24.58	25.77	60.36	86.61	615.30	51.27
1994	131.57	97.30	86.63	100.15	63.14	2.87	5.94	18.14	32.55	32.00	42.30	84.34	696.92	58.08
1995	130.79	100.92	80.36	41.90	42.05	40.66	13.58	17.62	23.87	36.00	60.20	85.28	673.23	56.10
1996	87.79	97.52	91.23	68.82	32.63	6.58	14.27	15.62	24.75	36.00	61.30	79.28	615.79	51.32

1997	136.89	100.10	95.38	11.81	9.84	6.62	34.97	8.86	22.41	26.20	64.20	86.31	603.58	50.30
1998	78.48	102.83	81.29	60.93	8.32	12.25	0.23	16.51	25.43	25.80	30.29	77.16	519.49	43.29
1999	79.16	102.43	113.97	24.97	6.24	11.33	5.82	17.39	20.40	25.85	56.10	79.53	543.20	45.27
2000	114.74	102.32	81.93	77.56	49.89	2.50	15.24	16.99	20.34	26.14	30.41	83.35	621.42	51.78
2001	80.60	97.80	94.80	71.90	42.90	42.00	39.40	27.10	33.00	40.70	70.10	82.30	722.60	60.22
2002	41.30	107.10	97.40	40.50	19.80	2.00	22.00	17.10	25.40	24.90	41.00	90.00	528.50	44.04
2003	76.89	138.31	136.34	53.30	8.23	2.06	0.00	21.01	30.35	14.88	15.37	102.89	599.63	49.97
2004	42.49	81.20	57.60	8.19	8.65	9.18	20.08	14.02	24.17	19.21	37.30	98.80	420.89	35.07
2005	62.62	118.50	140.70	23.18	5.05	0.00	4.01	0.00	3.07	33.70	33.51	84.90	509.24	42.44
2006	113.52	64.32	66.18	91.41	0.00	5.00	0.00	2.00	15.60	17.20	50.00	80.90	506.13	42.18
TOS	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
IA	102.94	100.70	93.11	54.04	24.11	15.27	13.41	14.29	24.07	28.73	48.18	83.10	601.94	50.16
STD	26.00	9.49	14.92	30.34	17.89	11.56	11.45	4.40	5.18	10.02	11.06	10.00	64.00	5.33
.	0.25	0.09	0.16	0.56	0.74	0.76	0.85	0.31	0.22	0.35	0.23	0.12	0.11	0.11
IMA	140.81	138.31	140.70	106.12	63.32	42.00	41.99	27.10	36.08	65.00	70.10	102.89	742.21	61.85
MA	41.30	64.32	57.60	8.19	0.00	0.00	0.00	0.00	3.07	12.60	15.37	31.30	420.89	35.07

Propia.

Grafico N° 2.6: Histograma estación Huanta



3. REGISTRO DE TEMPERATURAS MEDIA MENSUAL (°C)

Cuadro N° 3.1: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

UN : HUANTA **DISTRITO :** HUANTA **ALTITUD :** 2628.0 msnm
PROVINCIA : HUANTA **LATITUD :** 12° 56' S
DEPARTAMENTO : AYACUCHO **LONGITUD :** 74°15' W

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
	18.2	18.1	17.6	17.6	17.2	17.1	15.4	17.4	17.6	19.7	19.9	18.3
	18.3	17.6	18.8	17.7	16.3	17.1	16.5	17.6	18.1	17.6	17.7	18.0
	18.7	S/D	16.8	16.2	15.4	16.0	16.6	16.7	17.4	19.0	20.7	19.3
	17.1	17.7	17.1	17.8	18.0	16.8	18.2	17.6	19.9	20.7	20.7	17.3
	17.5	18.5	17.6	17.6	17.2	17.1	17.0	17.4	20.0	20.0	19.9	19.3
	17.3	17.4	16.2	18.5	18.5	18.7	16.6	17.0	17.5	22.1	20.8	19.6
	19.5	18.2	17.6	17.2	17.4	17.2	17.6	17.1	17.5	17.4	17.4	18.1
	17.9	17.7	17.1	17.6	16.7	16.2	17.3	17.2	17.6	19.1	19.6	19.2
	18.7	18.7	18.1	17.6	17.3	17.9	17.5	18.4	16.7	18.4	18.7	18.6
	18.4	18.8	18.8	18.5	18.0	17.1	17.0	17.4	18.0	19.3	19.5	18.6
	18.2	18.1	17.6	17.6	17.2	17.1	17.0	17.4	18.0	19.3	19.5	18.6

Cuadro N° 3.2: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

ION : TAMBILLO **DISTRITO :** TAMBILLO **ALTITUD :** 3250.0 msnm
CO : 002 **PROVINCIA :** HUAMANGA **LATITUD :** 13°12'54"
IA : 2001 **DEPARTAMENTO :** AYACUCHO **LONGITUD :** 74°06'19"

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	13.7	13.6	13.4	14.3	14.2	12.1	11.2	11.5	13.5	13.5	14.6	14.5
	13.1	13.3	13.4	13.6	13.5	12.1	12.3	11.9	13.0	14.1	14.0	13.7
	13.6	13.3	13.1	13.2	13.9	12.7	12.2	13.1	13.8	14.7	15.4	15.6
	14.5	14.1	13.7	14.4	13.6	13.3	13.7	14.7	14.2	15.6	14.8	14.9
	13.8	13.6	13.7	13.6	14.1	12.8	12.3	13.1	14.3	15.2	15.2	14.2
	13.8	12.9	13.4	14.0	13.6	13.2	12.9	12.3	13.7	15.0	14.6	15.2
	14.3	14.8	14.3	15.1	15.1	13.3	13.3	14.5	15.3	14.8	15.1	14.2
	13.4	12.6	12.7	13.4	14.1	13.4	12.5	13.4	14.2	14.0	15.3	14.1
	13.4	12.8	13.0	13.8	13.9	13.4	12.3	13.5	15.0	14.3	16.0	14.4
	13.1	13.6	13.5	13.6	12.8	11.8	12.0	12.5	14.4	15.4	15.7	14.2
	14.6	12.3	12.8	12.9	12.7	12.1	10.5	11.5	9.9	13.2	12.8	12.6
	11.9	11.3	10.2	10.3	9.3	11.2	12.5	12.2	13.5	15.7	16.1	14.1
	14.4	13.4	13.6	14.3	14.1	12.3	12.1	12.1	13.4	14.7	15.6	13.3
	14.5	14.1	13.5	14.4	13.4	13.9	13.6	13.5	13.9	13.9	13.6	13.7
	13.4	13.0	13.1	13.8	13.3	13.2	12.9	13.3	14.4	14.4	13.3	14.5
IA	13.7	13.2	13.2	13.6	13.4	12.7	12.4	12.9	13.8	14.6	14.8	14.2

Cuadro N° 3.3: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

N : ALLPACHACA **DISTRITO** : CHIARA **ALTITUD** : 3550.0 msnm
ION : 008 **PROVINCIA** : HUAMANGA **LATITUD** : 13°23'19"
IO : **DEPARTAMENTO** : AYACUCHO **LONGITUD** : 74°16'00"

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
10.6	10.2	10.1	9.8	8.7	8.5	8.9	10.1	10.4	12.1	11.8	11.4
11.2	11.5	11.8	11.0	9.5	7.6	7.7	9.3	10.4	11.5	12.0	11.7
11.7	11.2	10.9	10.3	9.6	8.4	8.3	8.7	10.6	12.3	12.1	12.7
12.9	12.6	12.3	12.1	10.0	9.4	7.9	10.6	11.5	12.1	11.9	7.9
11.4	10.7	11.0	9.8	9.1	8.2	8.1	8.6	10.4	10.5	11.5	11.2
11.0	11.1	10.6	10.2	9.4	8.9	8.3	9.4	11.0	11.0	11.8	11.1
11.0	11.2	10.7	9.5	9.5	7.7	7.9	7.7	10.2	11.2	11.6	10.3
10.7	11.2	9.3	8.6	7.6	7.4	6.6	7.0	8.4	9.9	9.4	10.1
9.8	8.7	8.8	8.1	7.2	11.5	10.6	6.7	8.2	10.1	10.5	9.4
9.3	8.2	8.3	10.3	6.9	6.8	7.1	7.2	7.7	9.2	9.8	9.3
9.7	8.8	7.9	7.9	7.8	7.5	8.2	9.6	10.3	11.4	12.6	8.4
7.7	7.4	9.8	10.2	9.4	9.6	11.0	9.8	10.8	11.9	11.2	10.3
10.6	10.2	10.1	9.8	8.7	8.5	8.4	8.7	10.0	11.1	11.3	10.3

Cuadro N° 3.4: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

ION : CHONTACA **DISTRITO** : ACOCRO **ALTITUD** : 3525.0 msnm
IO : 010 **PROVINCIA** : HUAMANGA **LATITUD** : 13°16'57"
DEPARTAMENTO : AYACUCHO **LONGITUD** : 74°02'42"

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
11.9	12.2	11.5	10.9	9.9	10.2	11.6	12.2	11.5	13.1	12.7	12.3
11.6	11.6	11.8	11.4	10.9	9.8	9.7	10.8	11.4	12.7	12.7	12.3
11.9	12.2	11.5	11.6	10.8	10.3	10.2	10.4	11.9	13.1	12.5	13.1
12.7	13.4	13.1	13.0	11.9	10.9	10.5	11.8	12.2	12.8	9.0	13.4
11.0	11.4	10.1	10.8	10.8	10.3	9.5	10.1	11.7	11.5	12.6	11.7
11.5	11.0	11.2	11.0	10.9	10.7	10.0	10.4	11.7	12.2	9.7	10.8
11.1	11.8	11.2	10.7	10.7	9.4	9.9	9.4	11.2	12.3	7.6	7.2
13.1	13.2	11.9	8.9	10.8	10.2	10.0	10.4	11.7	12.2	9.7	10.8
11.9	12.2	11.5	10.9	11.0	10.3	10.0	10.4	11.7	12.2	9.7	10.8

Cuadro N° 3.5: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

ION : CUCHOQUESERA **DISTRITO** : CHUSCHI **ALTITUD** : 3750.0 msnm
IO : 007 **PROVINCIA** : CANGALLO **LATITUD** : 13°25'54"
DEPARTAMENTO : AYACUCHO **LONGITUD** : 74°20'40"

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
9.0	8.9	8.8	9.4	9.2	8.0	8.1	9.3	9.1	10.4	10.3	10.2
9.5	9.7	10.0	9.7	8.8	7.0	7.2	8.7	9.5	10.3	10.4	9.9
8.9	8.7	7.3	7.8	7.5	9.5	10.6	10.0	11.1	0.0	0.0	0.0
10.8	11.4	11.2	11.0	9.1	8.6	8.1	9.4	9.8	10.0	9.0	8.8
8.9	8.6	8.9	8.2	8.1	7.2	6.6	7.4	8.5	8.2	9.1	8.9
8.7	8.8	8.7	8.8	8.4	7.3	6.5	8.0	9.3	8.9	9.9	9.0
10.0	9.6	8.8	8.3	8.0	7.2	7.6	7.7	9.4	10.5	10.7	8.4
8.7	9.4	7.6	7.4	6.9	6.9	5.3	6.4	5.2	7.8	8.2	8.5
8.3	7.6	9.8	16.6	16.4	16.0	15.7	6.4	6.9	9.0	9.3	7.8
8.0	7.1	7.3	7.3	7.0	5.6	5.9	5.7	6.7	7.9	8.6	6.7
7.3	7.5	6.7	7.2	9.9	8.5	0.0	9.9	9.1	10.4	11.7	11.0
10.4	9.9	10.3	10.8	10.5	9.8	9.2	9.4	10.9	11.4	10.6	11.7
9.0	8.9	8.8	9.4	9.2	8.5	7.6	8.2	8.8	8.7	9.0	8.4

Cuadro N° 3.6: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

ESTACION : SACHABAMBA DISTRITO : CHIARA ALTITUD : 3540.0 msnm
: 003 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°27'27"
DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°05'45"

ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
11.7	9.2	10.7	10.6	10.2	9.1	7.5	9.8	10.0	11.0	11.0	10.4	
12.7	9.6	8.5	10.2	10.1	10.0	7.7	9.3	10.0	11.0	11.1	11.0	
12.2	10.7	10.3	11.5	10.4	9.4	7.0	8.2	10.1	11.3	11.5	12.4	
13.8	9.6	9.1	11.2	9.7	10.6	7.5	10.0	10.8	11.7	11.2	11.2	
13.9	8.7	10.3	8.9	9.1	9.6	7.6	8.6	10.0	10.1	11.1	10.8	
13.9	10.9	11.2	10.2	9.5	9.6	7.1	8.9	10.7	8.9	11.0	10.7	
10.3	S/D	S/D	S/D	8.8	8.1	8.5	8.4	10.1	11.1	11.8	S/D	
12.7	10.6	9.1	10.9	10.6	9.6	8.5	8.8	9.3	10.7	10.5	11.1	
11.2	10.3	9.8	9.7	9.3	8.9	8.6	8.6	9.6	11.8	11.9	10.8	
10.7	10.2	10.2	10.0	9.6	7.5	7.5	8.1	9.3	10.9	11.6	10.1	
10.4	10.6	9.7	10.1	9.5	8.8	8.8	9.7	9.8	10.2	11.2	10.3	
10.0	10.3	10.1	10.1	8.9	9.8	9.0	10.2	11.3	11.8	11.4	12.5	
A	12.0	10.1	9.9	10.3	9.6	9.3	7.9	9.0	10.1	10.9	11.3	11.0

Cuadro N° 3.7: REGISTRO DE TEMPERATURA MEDIA MENSUAL (°C)

ACION: CHOCCORO DISTRITO : PARAS ALTITUD : 4025.0 msnm
2006 PROVINCIA : CANGALLO LATITUD : 13°24'48" S
DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°28'23" W

O	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
02	7.1	6.6	6.6	6.5	6.4	6.2	4.5	5.1	6.1	7.2	7.3	7.4
03	7.5	6.8	6.6	6.4	5.9	5.5	4.9	6.0	7.0	12.6	8.9	7.9
04	7.2	6.6	7.1	6.6	6.4	4.3	4.4	4.8	5.9	7.1	7.8	7.1
05	7.3	7.0	6.8	7.4	6.5	5.4	5.3	6.1	5.9	6.5	8.1	6.9
06	7.0	6.1	5.3	5.4	3.9	5.7	4.7	5.5	7.0	7.8	7.6	6.4
A	7.2	6.6	6.5	6.5	5.8	5.4	4.8	5.5	6.4	8.2	8.0	6.0

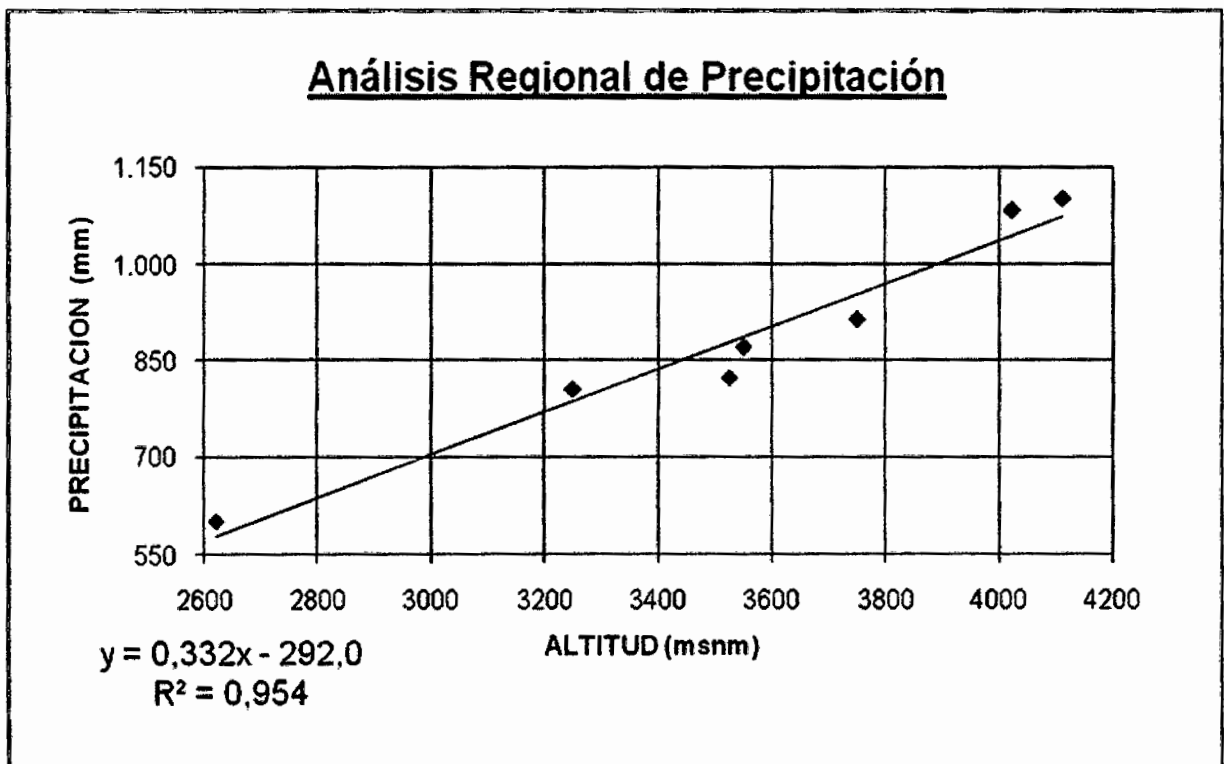
4. GENERACIÓN DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES

Cuadro N° 4.1: Análisis regional de la precipitación

Nro.	Nombre	Altura msnm	Precipitación Histórica (mm)	Precipitación Corregida (mm)
1	HUANTA	2.620,0	601,9	577,8
2	TAMBILLO	3.250,0	805,8	787,0
3	ALLPACHACA	3.550,0	871,3	886,6
4	CHONTACA	3.525,0	823,8	878,3
5	CUCHOQUESERA	3.750,0	913,3	953,0
6	CHOCCORO	4.025,0	1.083,1	1.044,3

Cuencas	Cota (msnm)	Prec.(mm) Regionalizada
LAG. CARNICERIA	4265	1.124,0

Grafico N° 4.1: Análisis regional de precipitación

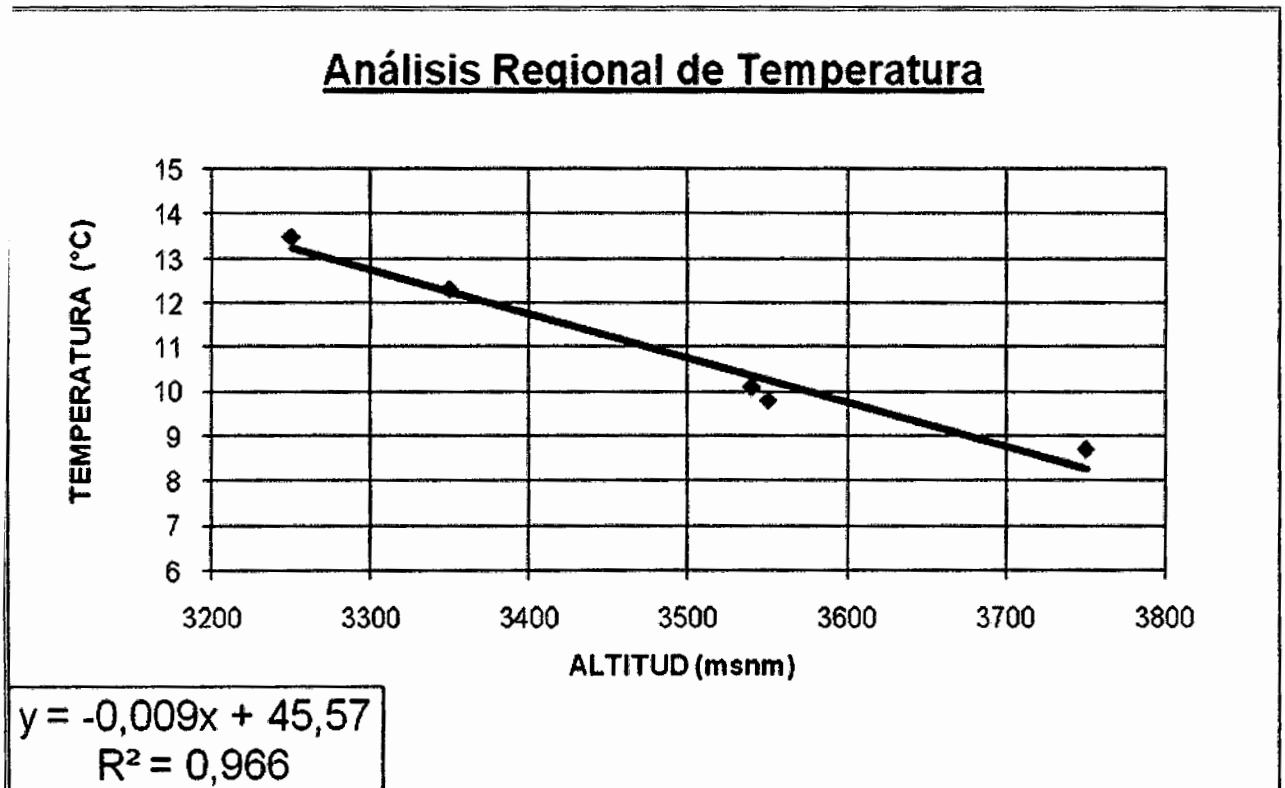


Cuadro N° 4.2: Análisis regional de temperatura

ESTACION	Cota (msnm)	Temp. Media Anual	Temp. Corregida
HUANTA	2620	18,10	21,99
TAMBILLO	3250	13,50	16,32
ALLPACHACA	3550	9,81	13,62
CHONTACA	3525	11,04	13,85
CUCHOQUESERA	3750	8,70	11,82
SACHABAMBA	3540	10,10	13,71
CHOCORO	4025	6,41	9,35

CUENCAS	COTA (MSNM)	TEMP(MM) REGIONALIZADA
LAG. CARNICERIA	4265	7,2

Grafico N° 4.2: Análisis regional de temperatura



Cuadro N° 4.3: Generación de caudales mensuales para el año promedio cuenca de la laguna Carnicería

DATOS BASICOS			
AR =	4.43	Área de la cuenca (Km ²)	
Hc =	4.265	Altura Media de la Cuenca (msnm)	
He =	2.660	Altura de la Estación de Referencia (msnm)	
Te =	16,4	Temperatura Estación de Referencia (°C)	
LS =	12°54"	Latitud Sur Centro de Gravedad de la Cuenca (° ' ")	
Ra =	5323	Radiación extraterrestre para la cuenca (mm/año)	
R =	180	Retención de la Cuenca (mm/año)	
TD =	214	Duración de la Temporada Seca (días)	
Pc =	1124,0	Precipitación Media de la Cuenca (mm/año)	
TEMPERATURA MEDIA DE LA CUENCA (°C)		RESULTADOS	
Tc = (Te - (0.0063 x (Hm-Hr)))		Tc =	(4,20)
F = 1.8*Tc+32		F =	24,44
E . T . P . DE LA CUENCA			
ETP = 0.0075*0.075*Ra*(53.8 ^{.5})*F*(1+0.06*Hc/1000)		ETP =	674,10
COEF. TEMP.(°C)	Ct=300+25*Tc+0.05*Tc ³	Ct =	191,30
DEF. ESCURR.(D0,D1)	D0 =		
	0.872*Pc+1.032*ETP-		
	1380	D0 =	295,79
	D1 =		
	Pc/(0.9+Pc ² /Ct ²) ^{.5}	D1 =	188,85
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)			
C1 = 0.914-2.36E-4*Pc-0.0581*Tc		C1 =	0,89
C2 = 0.682-0.0526*Tc-1.36E-4*Tc ²		C2 =	0,90
C3 = 1.813-1.87E-4*Pc-1.12E-3*ETP		C3 =	0,85
C4 = 5.21-7.31E-3*ETP+2.68E-6*ETP ²		C4 =	1,50
C5 = 3.16E12*Pc ^{0.571} *ETP ^{-3.686}		C5 =	2,14
C6 = 6.47-0.0691*Ln(Pc)-0.8*Ln(ETP)		C6 =	0,77
C7 = (Pc-D0)/Pc		C7 =	0,74
C8 = (Pc-D1)/Pc		C8 =	0,83
DESICION TOMADA PARA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO		C =	0,35
a1 = -0.00252*ln(AR)+0.034		a1 =	0,0314
a2 = -0.00252*ln(AR)+0.030		a2 =	0,0274
a3 = -0.00252*ln(AR)+0.026		a3 =	0,0234
a4 = -0.00252*ln(AR)+0.023		a4 =	0,0204
a = 3.1219E67*AR ^(-0.1144) *EP-19.36*T ^(-3.369) *R ^(-1.429)		a =	40,271
DECISION DEL COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO		a3 =	0,0204

Cuadro N° 4.4: Cuenca laguna Carnicería

MES	Qt-I (mm/mes) (X)	Qt (mm/mes) (Y)	P E (mm/mes) (Z)
SET	9,4	9,5	5,5
OCT	10,4	9,4	8,3
NOV	35,1	10,4	8,1
DIC	111,5	35,1	48,5
ENE	156,2	111,5	102,2
FEB	130,3	156,2	112,3
MAR	110,9	130,3	92,9
ABR	90,1	110,9	6,6
MAY	49,2	90,1	3,9
JUN	25,8	49,2	1,2
JUL	14,7	25,8	1,4
AGO	9,5	14,7	2,3
AÑO	753,1	753,1	393,2

RESULTADOS REGRESION

B1 =	16,513	B2 =	0,339
B3 =	0,762	R =	0,907

Cuadro N° 4.5: Generación de caudales mensuales para el año promedio cuenca de la laguna Carnicería

M	PRECIPITACION MENSUAL					CONTRIBUCION DE LA RETENCION				CAUDALES MENSUAL	
	TOTAL P	PE I	PE II	PE III	PE	G A S T O		ABASTECIMIENTO		IMPULSO	
						bi	Gi	ai	Ai		
mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	mm/mes	m3/s
SET	57,2	1,7	7,4	13,1	5,5	0,025	3,9			9,4	0,010
OCT	70,7	3,0	11,1	19,1	8,3	0,014	2,1			10,4	0,011
NOV	69,8	2,9	10,8	18,6	8,1			-0,15	-27,0	35,1	0,038
DIC	144,6	28,9	58,6	84,9	48,5			-0,35	-63,0	111,5	0,117
ENE	200,3	79,7	113,9	140,6	102,2			-0,30	-54,0	156,2	0,164
FEB	210,4	89,8	124,0	150,7	112,3			-0,10	-18,0	130,3	0,141
MAR	191,0	70,4	104,6	131,3	92,9			-0,10	-18,0	110,9	0,116
ABR	63,4	2,2	8,9	15,6	6,6	0,542	83,5			90,1	0,098
MAY	47,5	1,0	5,4	10,0	3,9	0,294	45,3			49,2	0,052
JUN	16,8	0,0	1,8	3,7	1,2	0,160	24,6			25,8	0,027
JUL	19,4	0,0	2,1	4,2	1,4	0,087	13,3			14,7	0,017
AGO	32,8	0,3	3,4	6,6	2,3	0,047	7,2			9,5	0,010
TAL	1123,9	279,9	452,0	598,4	393,2	1,169	179,9	-1,00	(180,0)	753,1	
PEI: Precipitación efectiva Curva I					bi: Factor de gasto mensual						
PEII: Precipitación efectiva Curva II					Gi: Gasto de la cuenca						
PEIII: Precipitación efectiva Curva III					ai: Porcentaje del abastecimiento						
PE: Precipitación efectiva elegida					Ai: Abastecimiento						

Cuadro N° 4.6: Precipitación media mensual generada para la cuenca de la laguna carnicería (mm)

ITEM	AÑO	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	TOTAL
1	1962	58,91	75,67	70,45	170,87	232,85	296,68	126,38	75,00	44,98	18,37	12,97	34,95	1218,08
2	1963	55,56	38,09	98,93	132,08	223,12	273,20	196,46	63,42	56,50	25,63	15,34	25,93	1204,25
3	1964	81,97	60,66	65,74	155,37	174,58	210,50	188,73	69,01	68,27	16,88	25,54	30,68	1147,92
4	1965	65,54	62,56	73,88	158,93	237,76	177,88	143,92	61,34	49,29	22,07	16,73	35,66	1105,55
5	1966	48,91	96,20	60,74	182,22	207,75	186,74	187,49	57,37	51,91	17,02	7,51	38,12	1142,00
6	1967	42,90	57,29	63,85	161,70	219,05	150,45	189,21	59,71	53,95	10,85	24,46	27,81	1061,22
7	1968	75,11	80,82	66,67	133,68	242,93	198,74	213,50	65,85	40,91	16,32	12,81	37,33	1184,67
8	1969	39,74	58,11	74,36	156,41	193,29	236,28	214,80	52,77	41,61	20,19	20,17	22,05	1129,77
9	1970	64,90	83,30	57,07	147,86	241,88	193,19	205,51	55,73	44,18	16,20	20,18	37,13	1167,11
10	1971	50,66	56,63	80,46	184,22	213,59	206,04	150,94	60,50	67,18	20,55	19,16	29,78	1139,73
11	1972	49,59	70,66	61,73	107,61	177,14	119,28	172,95	69,35	49,05	18,88	10,68	37,87	944,80
12	1973	67,45	102,70	67,81	163,07	225,41	274,19	191,55	75,59	44,65	15,73	30,52	51,61	1310,27
13	1974	65,98	91,76	52,19	85,51	202,41	187,76	168,77	68,36	91,51	25,72	27,81	31,83	1099,61
14	1975	42,12	60,65	70,01	176,71	215,94	185,63	181,74	58,31	22,58	16,40	18,26	25,41	1073,78
15	1976	76,25	85,90	56,38	146,23	274,85	272,74	238,56	67,25	29,14	13,22	19,70	26,83	1307,05
16	1977	50,25	85,84	70,72	120,15	207,46	261,59	195,53	80,97	82,47	21,34	25,63	29,40	1231,35
17	1978	55,75	91,97	67,56	163,84	171,63	196,60	184,89	62,71	48,56	15,12	11,05	34,50	1104,19
18	1979	63,05	63,57	71,57	127,69	174,35	168,87	213,60	57,56	66,75	17,53	17,84	21,36	1063,75
19	1980	53,53	45,54	77,06	171,89	164,66	209,08	229,12	52,58	34,10	17,08	22,50	18,26	1095,42
20	1981	60,09	94,07	61,62	137,13	194,02	186,54	207,66	57,21	62,41	17,53	14,00	56,06	1148,35
21	1982	71,40	94,03	57,28	154,23	227,58	197,66	183,08	47,97	33,27	13,35	26,66	36,98	1143,50
22	1983	77,36	60,68	69,99	158,01	193,60	156,29	199,59	67,83	47,66	15,19	12,74	33,64	1092,57
23	1984	62,44	87,57	59,30	136,24	221,23	232,90	188,12	68,97	54,03	21,32	20,41	33,82	1186,36
24	1985	58,05	56,36	64,35	138,64	244,39	204,08	154,91	56,58	21,71	13,82	15,90	33,76	1062,55
25	1986	54,25	87,37	75,27	139,89	223,33	266,00	266,45	78,88	63,54	12,66	24,69	29,77	1322,10
26	1987	51,08	68,76	70,86	104,35	219,54	167,99	185,49	47,89	27,31	16,89	24,01	27,96	1012,13
27	1988	51,72	48,79	68,05	139,73	226,12	191,10	196,65	69,79	55,57	11,97	16,91	31,02	1107,42
28	1989	51,15	60,01	66,06	108,94	177,16	213,75	183,84	70,47	46,33	20,70	14,14	20,40	1032,96
29	1990	53,76	57,94	74,26	149,03	174,42	150,14	181,36	47,37	41,70	16,33	20,58	42,82	1009,72
30	1991	68,14	59,25	54,19	144,10	203,99	216,88	189,07	66,06	44,58	19,17	14,08	25,99	1105,50
31	1992	53,49	69,62	61,83	136,27	184,85	241,75	201,91	58,36	62,58	23,17	18,90	46,41	1159,13
32	1993	53,18	124,66	88,48	182,62	232,60	171,32	241,04	76,38	57,43	9,11	34,63	36,54	1307,99
33	1994	42,15	68,95	70,39	109,69	201,70	255,30	199,06	76,50	82,33	17,32	14,32	25,12	1162,83
34	1995	51,72	55,49	93,40	148,54	188,39	249,69	203,62	59,68	32,83	18,88	12,96	21,47	1136,67
35	1996	62,92	53,27	72,33	139,82	186,45	194,66	178,76	68,66	49,82	12,84	14,52	39,55	1073,60
36	1997	56,40	52,97	80,32	122,74	223,74	220,57	167,01	49,57	54,20	9,45	19,70	39,13	1095,80
37	1998	50,45	71,15	53,53	149,11	143,98	207,54	144,61	51,92	47,14	27,52	5,69	21,27	973,92
38	1999	63,73	53,48	70,32	155,54	205,14	274,40	171,82	62,38	53,73	14,95	4,70	29,63	1159,83
39	2000	67,79	96,19	34,99	135,18	215,05	230,63	191,46	64,34	59,23	23,81	19,71	51,64	1190,04
40	2001	34,25	51,23	85,51	82,40	338,58	167,10	256,83	69,34	87,76	19,22	38,88	29,60	1260,70
41	2002	79,27	85,23	118,09	180,82	115,29	297,28	204,12	58,87	19,23	7,73	67,99	33,75	1267,69
42	2003	27,31	42,74	63,79	135,97	107,18	201,03	158,01	87,01	17,89	6,79	6,93	38,99	893,65
43	2004	45,06	44,69	55,20	199,87	83,48	203,97	139,40	41,06	10,21	31,29	34,67	21,96	910,85
44	2005	95,70	80,43	51,64	145,41	109,51	187,35	230,28	38,84	13,03	0,20	13,95	26,04	992,37
45	2006	24,99	87,87	114,93	128,63	170,47	175,38	178,16	97,13	5,79	9,58	0,56	46,87	1040,38
N° DATOS		45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
MEDIA		57,24	70,68	69,85	144,64	200,28	210,37	191,02	63,39	47,53	16,80	19,36	32,82	1123,98
DES.V. STD PREC. AL 75%		13,98	18,99	15,34	25,40	44,46	41,30	29,47	11,59	19,80	5,77	10,87	8,77	102,23
C. V.		47,81	57,87	59,50	127,51	170,29	182,52	171,14	55,57	34,18	12,90	0,00	26,90	1055,03
P.MIMIMO		0,24	0,27	0,22	0,18	0,22	0,20	0,15	0,18	0,42	0,34	0,56	0,27	0,09
P.MAXIMO		24,99	38,09	34,99	82,40	83,48	119,28	126,38	38,84	5,79	0,20	0,56	18,26	893,65
P.MAXIMO		95,70	124,66	118,09	199,87	338,58	297,28	266,45	97,13	91,51	31,29	67,99	56,06	1322,10

Fuente: Propia.

Cuadro N° 4.7: Caudales medios mensuales generados (m3/seg.)

NO	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	TOTAL
62	0.043	0.049	0.047	0.125	0.223	0.272	0.172	0.093	0.053	0.042	0.034	0.038	0.099
63	0.037	0.040	0.069	0.095	0.205	0.255	0.218	0.106	0.064	0.047	0.032	0.034	0.100
64	0.044	0.049	0.051	0.116	0.164	0.194	0.197	0.090	0.066	0.042	0.041	0.036	0.091
65	0.043	0.039	0.052	0.112	0.222	0.175	0.153	0.075	0.060	0.037	0.029	0.029	0.086
66	0.039	0.056	0.042	0.134	0.198	0.179	0.191	0.090	0.058	0.043	0.039	0.039	0.092
67	0.035	0.037	0.044	0.116	0.205	0.159	0.174	0.088	0.064	0.036	0.037	0.035	0.086
68	0.043	0.055	0.048	0.090	0.221	0.196	0.220	0.096	0.062	0.042	0.029	0.036	0.095
69	0.033	0.039	0.048	0.106	0.176	0.217	0.217	0.104	0.059	0.044	0.030	0.027	0.092
70	0.035	0.054	0.048	0.104	0.219	0.191	0.210	0.097	0.056	0.045	0.038	0.033	0.094
71	0.041	0.043	0.055	0.131	0.207	0.198	0.166	0.087	0.065	0.037	0.028	0.034	0.091
72	0.036	0.047	0.042	0.064	0.146	0.113	0.145	0.081	0.053	0.042	0.035	0.039	0.070
73	0.046	0.073	0.054	0.121	0.208	0.256	0.213	0.107	0.065	0.036	0.038	0.042	0.105
74	0.040	0.056	0.046	0.052	0.162	0.170	0.163	0.086	0.073	0.046	0.036	0.035	0.080
75	0.037	0.047	0.050	0.123	0.208	0.178	0.183	0.083	0.058	0.036	0.035	0.038	0.090
76	0.050	0.063	0.044	0.106	0.242	0.265	0.254	0.117	0.064	0.045	0.031	0.027	0.109
77	0.030	0.054	0.047	0.082	0.183	0.230	0.214	0.106	0.080	0.042	0.039	0.031	0.095
78	0.035	0.053	0.053	0.114	0.170	0.175	0.180	0.085	0.060	0.042	0.030	0.037	0.086
79	0.048	0.051	0.045	0.093	0.149	0.155	0.195	0.095	0.059	0.039	0.031	0.038	0.083
80	0.035	0.042	0.053	0.120	0.157	0.182	0.224	0.097	0.060	0.036	0.036	0.028	0.089
81	0.041	0.054	0.045	0.099	0.169	0.174	0.199	0.096	0.060	0.042	0.037	0.046	0.089
82	0.045	0.056	0.052	0.107	0.213	0.189	0.187	0.081	0.055	0.033	0.031	0.032	0.090
83	0.052	0.052	0.045	0.117	0.186	0.147	0.189	0.090	0.061	0.036	0.027	0.037	0.087
84	0.042	0.052	0.050	0.094	0.196	0.221	0.202	0.103	0.059	0.042	0.038	0.041	0.095
85	0.037	0.043	0.040	0.092	0.214	0.202	0.168	0.086	0.055	0.031	0.037	0.031	0.086
86	0.042	0.053	0.054	0.098	0.201	0.241	0.276	0.122	0.073	0.047	0.035	0.039	0.107
87	0.044	0.053	0.045	0.073	0.181	0.163	0.174	0.087	0.046	0.032	0.036	0.029	0.080
88	0.043	0.045	0.044	0.100	0.210	0.182	0.196	0.099	0.061	0.041	0.029	0.039	0.091
89	0.044	0.048	0.044	0.073	0.148	0.181	0.182	0.090	0.058	0.033	0.036	0.027	0.080
90	0.036	0.045	0.045	0.107	0.160	0.135	0.162	0.082	0.046	0.040	0.033	0.035	0.077
91	0.039	0.046	0.044	0.103	0.184	0.194	0.197	0.090	0.058	0.042	0.037	0.040	0.090
92	0.038	0.047	0.046	0.094	0.161	0.209	0.211	0.091	0.064	0.038	0.032	0.038	0.089
93	0.038	0.079	0.065	0.132	0.223	0.172	0.224	0.113	0.070	0.047	0.036	0.041	0.103
94	0.044	0.046	0.044	0.073	0.171	0.226	0.208	0.103	0.083	0.049	0.031	0.030	0.092
95	0.039	0.046	0.054	0.106	0.174	0.223	0.217	0.095	0.060	0.042	0.039	0.031	0.094
96	0.034	0.044	0.054	0.102	0.173	0.180	0.175	0.086	0.061	0.037	0.040	0.041	0.086
97	0.040	0.038	0.048	0.083	0.202	0.204	0.181	0.089	0.052	0.037	0.031	0.042	0.087
98	0.040	0.053	0.047	0.101	0.127	0.180	0.156	0.081	0.051	0.042	0.028	0.034	0.078
99	0.037	0.043	0.049	0.114	0.188	0.241	0.200	0.090	0.060	0.042	0.035	0.040	0.095
1000	0.043	0.063	0.046	0.093	0.187	0.208	0.202	0.090	0.062	0.038	0.032	0.039	0.092
2001	0.035	0.033	0.048	0.049	0.285	0.188	0.242	0.116	0.085	0.054	0.039	0.041	0.101
2002	0.056	0.058	0.080	0.143	0.120	0.244	0.219	0.099	0.064	0.041	0.040	0.035	0.100
2003	0.036	0.042	0.038	0.090	0.096	0.160	0.157	0.088	0.055	0.039	0.037	0.033	0.073
2004	0.030	0.040	0.047	0.148	0.101	0.166	0.137	0.065	0.047	0.035	0.042	0.039	0.075
2005	0.058	0.055	0.043	0.100	0.106	0.148	0.214	0.097	0.047	0.034	0.029	0.039	0.081
2006	0.034	0.060	0.083	0.097	0.149	0.161	0.177	0.109	0.053	0.040	0.026	0.038	0.086
DS	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
	0.040	0.050	0.050	0.102	0.182	0.193	0.194	0.094	0.061	0.040	0.034	0.036	0.090
TD	0.004	0.009	0.009	0.021	0.038	0.035	0.028	0.011	0.009	0.005	0.004	0.005	0.009
MO	0.058	0.079	0.083	0.148	0.285	0.272	0.276	0.122	0.085	0.054	0.042	0.046	0.109
MO	0.030	0.033	0.038	0.049	0.096	0.113	0.137	0.065	0.046	0.031	0.026	0.027	0.070

Propia.

Cuadro N° 4.8: Análisis de volúmenes de almacenamiento en la cuenca de la laguna Carnicería

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	TOTAL
	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	
m ³ /s	0.18	0.19	0.19	0.09	0.06	0.04	0.03	0.04	0.04	0.05	0.05	0.10	
	0.04	0.04	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.02	
m ³ /s	0.29	0.27	0.28	0.12	0.09	0.05	0.04	0.05	0.06	0.08	0.08	0.15	
m ³ /s	0.10	0.11	0.14	0.07	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.04	0.05	
m ³ /s	0.16	0.17	0.18	0.09	0.05	0.04	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.09	
m ³ /s	0.13	0.15	0.16	0.08	0.05	0.03	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.07	
↓ TOTAL POR ALMACENAR AL 75% DE PERSISTENCIA (MMC)													
TOTAL (MC)	0.419	0.410	0.469	0.223	0.147	0.096	0.084	0.088	0.098	0.117	0.113	0.235	2.497

Nota: Hidricamente, en la cuenca de la Laguna Carnicería se puede almacenar un volumen de 2.497 millones de metros cúbicos, para una persistencia del 75%.

Cuadro N° 4.9: Caudales medios mensuales generados (m3/seg)

ÍO	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	TOTAL
62	0.025	0.028	0.027	0.071	0.127	0.155	0.100	0.055	0.031	0.024	0.020	0.022	0.057
63	0.021	0.023	0.040	0.054	0.116	0.145	0.126	0.063	0.038	0.028	0.019	0.020	0.058
64	0.025	0.028	0.029	0.067	0.093	0.111	0.113	0.053	0.039	0.025	0.024	0.021	0.052
65	0.025	0.022	0.030	0.064	0.127	0.100	0.088	0.044	0.035	0.022	0.017	0.016	0.049
66	0.023	0.032	0.024	0.077	0.113	0.103	0.110	0.054	0.034	0.025	0.023	0.023	0.053
67	0.020	0.021	0.025	0.066	0.117	0.092	0.100	0.052	0.038	0.021	0.022	0.020	0.050
68	0.025	0.031	0.028	0.051	0.125	0.113	0.127	0.057	0.037	0.025	0.017	0.021	0.055
69	0.019	0.022	0.028	0.060	0.100	0.125	0.125	0.062	0.035	0.026	0.017	0.015	0.053
70	0.020	0.031	0.028	0.059	0.124	0.109	0.121	0.058	0.033	0.026	0.022	0.019	0.054
71	0.024	0.025	0.032	0.075	0.119	0.114	0.096	0.052	0.038	0.022	0.016	0.020	0.053
72	0.020	0.027	0.024	0.036	0.083	0.065	0.083	0.047	0.031	0.024	0.020	0.022	0.040
73	0.026	0.042	0.031	0.069	0.118	0.146	0.123	0.063	0.039	0.021	0.022	0.024	0.060
74	0.023	0.032	0.027	0.029	0.092	0.097	0.094	0.051	0.043	0.027	0.021	0.020	0.046
75	0.021	0.027	0.029	0.070	0.118	0.102	0.106	0.049	0.035	0.021	0.020	0.022	0.052
76	0.029	0.036	0.026	0.060	0.137	0.152	0.146	0.069	0.038	0.027	0.018	0.016	0.063
77	0.017	0.031	0.027	0.047	0.104	0.131	0.124	0.062	0.047	0.025	0.023	0.018	0.055
78	0.020	0.030	0.030	0.065	0.097	0.101	0.104	0.050	0.035	0.025	0.018	0.022	0.050
79	0.027	0.029	0.025	0.053	0.084	0.089	0.112	0.056	0.035	0.023	0.018	0.022	0.048
80	0.020	0.024	0.030	0.068	0.089	0.104	0.128	0.058	0.035	0.021	0.021	0.016	0.051
81	0.023	0.031	0.025	0.056	0.096	0.100	0.114	0.057	0.035	0.025	0.022	0.027	0.051
82	0.026	0.032	0.030	0.061	0.122	0.108	0.108	0.048	0.032	0.019	0.018	0.018	0.052
83	0.029	0.030	0.026	0.067	0.107	0.085	0.109	0.053	0.036	0.021	0.016	0.021	0.050
84	0.024	0.030	0.029	0.053	0.111	0.126	0.117	0.061	0.035	0.025	0.022	0.024	0.055
85	0.021	0.025	0.022	0.052	0.122	0.116	0.097	0.051	0.033	0.018	0.022	0.018	0.050
86	0.024	0.030	0.031	0.055	0.114	0.137	0.158	0.072	0.043	0.028	0.021	0.022	0.061
87	0.025	0.031	0.026	0.041	0.103	0.094	0.100	0.052	0.027	0.019	0.021	0.017	0.046
88	0.025	0.026	0.025	0.057	0.120	0.104	0.113	0.058	0.036	0.024	0.017	0.022	0.052
89	0.026	0.028	0.025	0.041	0.084	0.103	0.104	0.053	0.034	0.020	0.021	0.015	0.046
90	0.020	0.026	0.026	0.061	0.092	0.078	0.093	0.048	0.027	0.023	0.019	0.020	0.044
91	0.022	0.026	0.026	0.059	0.105	0.111	0.114	0.053	0.034	0.025	0.022	0.023	0.052
92	0.022	0.027	0.027	0.053	0.092	0.120	0.122	0.054	0.038	0.023	0.019	0.022	0.052

93	0.022	0.045	0.037	0.074	0.127	0.099	0.128	0.066	0.041	0.028	0.021	0.024	0.059
94	0.026	0.026	0.025	0.042	0.097	0.129	0.120	0.060	0.049	0.029	0.018	0.017	0.053
95	0.022	0.026	0.030	0.060	0.099	0.127	0.125	0.056	0.036	0.025	0.023	0.018	0.054
96	0.020	0.025	0.031	0.058	0.098	0.103	0.100	0.050	0.036	0.022	0.023	0.024	0.049
97	0.023	0.022	0.027	0.047	0.114	0.116	0.105	0.053	0.031	0.022	0.018	0.024	0.050
98	0.023	0.031	0.027	0.057	0.072	0.103	0.091	0.048	0.030	0.025	0.016	0.020	0.045
99	0.021	0.025	0.028	0.065	0.108	0.138	0.116	0.053	0.035	0.025	0.021	0.023	0.055
00	0.024	0.036	0.026	0.053	0.106	0.119	0.116	0.053	0.037	0.022	0.019	0.023	0.053
01	0.020	0.019	0.027	0.028	0.161	0.109	0.139	0.069	0.050	0.032	0.023	0.024	0.058
02	0.033	0.034	0.045	0.081	0.069	0.140	0.126	0.059	0.038	0.024	0.023	0.020	0.058
03	0.020	0.024	0.021	0.051	0.054	0.091	0.090	0.051	0.032	0.023	0.022	0.019	0.042
04	0.017	0.023	0.027	0.084	0.059	0.095	0.079	0.039	0.028	0.020	0.024	0.023	0.043
05	0.033	0.032	0.025	0.056	0.061	0.085	0.123	0.058	0.028	0.020	0.017	0.022	0.047
06	0.020	0.035	0.047	0.055	0.084	0.092	0.102	0.064	0.032	0.024	0.015	0.022	0.049
S	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
D	0.023	0.029	0.028	0.058	0.104	0.111	0.112	0.055	0.036	0.024	0.020	0.021	0.052
0	0.002	0.005	0.005	0.012	0.021	0.020	0.016	0.007	0.005	0.003	0.002	0.003	0.005
10	0.033	0.045	0.047	0.084	0.161	0.155	0.158	0.072	0.050	0.032	0.024	0.027	0.063
0	0.017	0.019	0.021	0.028	0.054	0.065	0.079	0.039	0.027	0.018	0.015	0.015	0.040

Fuente: Propia.

Cuadro N° 4.10: REGISTRO DE HUMEDADES RELATIVAS DIARIAS (%)

ESTACION : PUTACCA DISTRITO : VINCHOS ALTITUD : 3550.0 msnm
 CODIGO : 001 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°23'37"
 : 2003 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°21'13"

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
5	78	75,8	78,6	75,0	65,7	64,7	61,2	60,3	65,9	61,8	70,2	70,6
6	81,0	84,1	81,4	77,6	70,5	63,8	60,5	68,9	69,4	73,3	67,6	78,2
7	79,9	82,3	83,8	76,3	72,3	62,0	63,5	73,3	69,5	72,4	77,0	81,6
8	86,6	90,3	90,7	92,3	91,0	86,6	81,4	83,3	87,1	78,4	61,7	66,0
9	68,8	75,7	74,6	76,6	67,6	65,2	62,5	53,3	53,0	64,3	54,0	65,8
0	72,1	74,7	78,5	70,8	66,0	63,4	66	68	69	70	66	72
IA	77,7	80,5	81,3	78,1	72,2	67,6	65,8	67,8	69,0	70,0	66,1	72,4

Cuadro N° 4.11: REGISTRO DE HUMEDADES RELATIVAS DIARIAS (%)

ESTACION : TAMBILLO DISTRITO : TAMBILLO ALTITUD : 3250.0 msnm
 CODIGO : 002 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°12'54"
 : DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°06'19"

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1992	86	90	91	91	84	86	82	83	77	76	71	70
1993	75	79	77	70	65	53	51	60	65	66	69	72
1994	72	74	72	70	52	48	52	48	52	51	58	65
1995	67	72	71	66	50	42	37	52	47	48	50	63
1996	70	72	59	72	61	57	54	43	50	48	54	54
1997	69	74	67	68	64	53	51	60	58	57	66	67
1998	76	75	77	66	53	60	54	58	55	57	61	65
MEDIA	74	76	73	72	61	57	54	58	58	57	61	65

Cuadro N° 4.12: REGISTRO DE HUMEDADES RELATIVAS DIARIAS (%)

ESTACION :HUAMANGA DISTRITO :AYACUCHO ALTITUD : 2772.0 msnm
 CODIGO : 005 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°08'51"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°13'06"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1995	61,0	66,0	80,0	72,0	45,0	41,0	44,0	40,0	46,0	44,0	48,0	48,0
1996	59,0	64,0	63,0	58,0	44,0	37,0	36,0	48,0	45,0	47,0	43,0	54,0
1997	61,0	67,0	62,0	65,3	49,3	46,3	40,0	44,0	51,0	51,3	50,3	55,3
1999	63,0	68,3	68,3	65,3	49,3	46,3	40,0	44,0	62,0	63,0	60,0	64,0
2000	71,0	76,0	68,0	66,0	59,0	61,0	40,0	44,0	51,0	51,3	50,3	55,3
MEDIA	63	68	68	65	49	46	40	44	51	51	50	55

**Cuadro N° 4.13: REGIONALIZACION DE DATOS HUMEDAD RELATIVA
 ANALISIS DE HUMEDAD RELATIVA MENSUAL
 HUMEDAD RELATIVA vs ELEVACION**

ESTACION	ALTITUD msnm.	M		E		S		E		S		MEDIA C°		
		ENE C°	FEB C°	MAR C°	ABR C°	MAY C°	JUN C°	JUL C°	AGO C°	SET C°	OCT C°		NOV C°	DIC C°
AYACUCHO	3550	77,68	80,48	81,27	78,10	72,19	67,62	65,82	67,82	68,98	70,04	66,10	72,44	72,38
AYACUCHO	3250	73,51	76,46	73,37	71,82	61,37	56,82	54,38	57,63	57,67	57,38	61,22	65,00	63,89
AYACUCHO	2772	63,00	68,25	68,33	65,33	49,33	46,33	40,00	44,00	51,00	51,33	50,33	55,33	54,38
área Interés	a	10,27	24,47	23,07	20,23	-31,53	-28,77	-51,58	-40,59	-11,83	-13,79	-6,18	-5,38	-9,30
	b	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	r	0,99	1,00	0,97	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	0,96	0,95	1,00	1,00	1,00
área Interés		71,58	75,21	74,47	71,90	61,23	57,17	53,71	56,77	59,42	59,80	59,41	64,46	63,76

**Cuadro N° 4.14: REGIONALIZACION DE DATOS EVAPORACION
 ANALISIS DE EVAPORACION MEDIA MENSUAL
 EVAPORACION vs ELEVACION**

ESTACION	ALTITUD msnm.	M		E		S		E		S		MEDIA E°		
		ENE E°	FEB E°	MAR E°	ABR E°	MAY E°	JUN E°	JUL E°	AGO E°	SET E°	OCT E°		NOV E°	DIC E°
AYACUCHO	3250	123.31	108.25	119.44	110.81	115.20	110.34	124.55	139.29	141.16	154.49	158.20	148.48	129.46
AYACUCHO	3550	100.13	90.04	91.08	77.68	85.67	86.27	96.61	117.10	128.27	132.75	147.66	120.13	106.12
AYACUCHO	3525	128.58	99.60	104.77	81.92	89.90	98.61	104.77	115.68	123.24	132.80	138.31	133.14	112.61
AYACUCHO	2772	149.48	124.41	124.74	123.11	119.49	112.71	131.04	150.01	166.07	176.83	187.81	178.11	145.32
área Interés	3550	104.54	110.77	111.81	97.71	98.31	96.93	105.03	120.91	126.04	138.95	148.30	144.58	116.99
	a	288.98	210.78	211.63	265.29	231.02	188.41	244.52	272.38	310.35	330.48	339.29	340.81	269.49
	b	-0.05	-0.03	-0.03	-0.05	-0.04	-0.03	-0.04	-0.04	-0.05	-0.06	-0.06	-0.06	-0.04
	r	-0.85	-0.82	-0.78	-0.88	-0.87	-0.82	-0.91	-0.95	-0.99	-0.98	-0.97	-0.92	-0.96
área Interés		74.06	77.34	81.91	51.31	65.38	76.40	75.27	88.19	88.23	95.65	104.57	89.83	80.68

Cuadro N° 4.15: Registros de precipitaciones máximas en 24 horas

ESTACIÓN :LURICOCHA LATITUD : 12°54' "S" DPTO :AYACUCHO
 CÓDIGO : PLU-6209 LONGITUD : 74°16' "W" PROVINCIA : HUANTA
 ALTITUD : 2580 msnm DISTRITO : URICOCHA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.	TOTAL
1990	17.4	13.7	9.4	16.4	8.1	11.1	3.1	9.6	10.1	9.9	18.6	15.3	18.6	142.7
1991	17.4	7.9	15.9	7.2	4.7	9.9	2.4	0.0	19.3	6.9	14.2	10.1	19.3	115.9
1992	13.7	10.0	8.9	7.9	0.0	4.8	6.2		5.2	12.2	16.6	8.3	16.6	93.8
1993	26.0	31.0	10.0	7.3	5.0	6.0	4.2	6.9	11.1	15.1	11.1	15.3	31.0	149.0
1994	25.8	14.8	16.1	12.3	4.2	2.8	0.0	T	5.5	6.2	13.3	13.8	25.8	114.8
1995	29.3	14.3	21.0	5.2	7.8	2.3	6.7	T	3.8	13.5	19.1	12.0	29.3	135.0
1996	18.2	11.2	17.2	19.1	3.5	1.8	0.0	2.0	3.8	8.2	9.8	30.4	30.4	125.2
1997	26.3	24.5	19.3	27.6	1.7	1.3	T	4.9	12.1	6.9			27.6	124.6
1998														
1999														
2000														
2001														
2002														
OMEDIO	21.8	15.9	14.7	12.9	4.4	5.0	3.2	4.7	8.9	9.9	14.7	15.0	24.8	125.1
STAND.	5.7	7.9	4.7	7.7	2.8	3.7	2.7	3.8	5.4	3.4	3.6	7.3	5.8	17.5

MHI

Cuadro N° 4.16: Registros de precipitaciones máximas en 24 horas

ESTACION : ALLPACHACA DISTRITO : CHIARA ALTITUD : 3550.0 msnm
 CODIGO : 008 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°23'19"
 AÑO : 2002 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°16'00"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.	TOTAL
1990														
1991														
1992	45.7	22.2	19.6	17.0	0.0	3.9	11.7	1.3	0.0	18.3	3.9	45.7	45.7	189.3
1993	40.5	28.7	57.4	17.0	18.3	3.9	10.4	10.4	10.4	18.3	13.1	31.3	57.4	259.7
1994	14.4	35.9	18.3	18.3	14.4	1.3	0.0	3.9	9.1	5.2	13.1	14.2	35.9	148.1
1995	20.2	34.5	34.1	17.6	5.5	2.2	8.5	1.3	10.3	29.2	21.4	15.8	34.5	200.6
1996	38.1	27.7	31.5	12.0	4.7	1.8	2.3	8.0	8.5	20.4	10.4	21.0	38.1	186.4
1997	26.1	17.0	28.3	7.8	4.2	0.0	2.5	11.0	14.2	6.0	20.2	22.8	28.3	160.1
1998	35.2	12.5	20.9	10.4	1.3	4.4	0.0	9.7	7.2	8.9	9.4	20.6	35.2	140.5
1999	21.1	18.8	14.6	11.5	7.4	3.7	3.9	0.0	20.4	7.5	13.9	11.1	21.1	133.9
2000	26.8	41.9	17.3	11.9	21.5	8.3	7.4	22.5	6.8	15.4	11.5	18.5	41.9	209.8
2001	26.5	20.5	28.5	8.8	11.7	5.0	4.9	10.6	8.1	8.1	18.2	0.0	28.5	150.9
2002	20.0	39.2	28.5	13.2	3.2	2.2	10.3	4.7	10.7	12.5	19.3	0.0	39.2	163.8
MEDIO	28.6	27.2	27.2	13.2	8.4	3.3	5.6	7.6	9.6	13.6	14.0	18.3	36.9	176.6
STAND.	9.9	9.8	11.9	3.7	7.1	2.2	4.2	6.4	5.0	7.5	5.3	13.0	9.7	37.3

: PERC - Ayacucho

Cuadro N° 4.17: Registros de precipitaciones máximas en 24 horas

ESTACION : TUNSULLA DISTRITO : PARAS ALTITUD : 3900.0 msnm
 CODIGO : 006 PROVINCIA : CANGALLO LATITUD : 13°19'57"
 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°34'59"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.	TOTAL
1990														
1991														
1992	16.9	14.1	22.6	7.1	9.9	8.5	8.5	12.7	11.3	35.3	14.1	25.4	35.3	186.4
1993	29.6	26.8	28.2	25.4	9.9	8.5	4.2	9.9	15.5	26.8	24.0	38.1	38.1	246.9
1994	28.2	26.8	42.3	25.4	5.6	5.6	4.2	7.1	8.5	33.8	32.4	31.2	42.3	251.1
1995	21.3	47.9	39.2	14.8	8.0	4.4	5.4	5.1	17.5	29.3	34.8	31.0	47.9	258.7
1996	16.6	24.5	19.7	23.1	7.9	4.2	2.1	18.9	11.1	6.3	21.4	21.7	24.5	177.5
1997	32.0	34.3	50.1	25.4	11.8	0.0	0.0	19.7	22.6	22.6	29.6	35.3	50.1	283.4
1998	49.3	35.3	46.5	35.3	4.2	12.7	0.0	14.1	19.7	19.7	40.9	49.3	49.3	327.0
1999	25.4	35.3	28.9	47.9	9.9	8.5	8.5	11.3	39.5	32.4	14.1	24.0	47.9	285.7
2000	32.4	28.2	38.8	9.9	15.5	7.1	7.1	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	38.8	138.9
2001														
2002	27.6	30.3	26.8	23.3	15.5	3.1	15.5	10.6	12.7	18.3	21.2	35.3	35.3	240.1
PROMEDIO	28.0	30.4	35.1	23.8	9.2	6.6	4.4	12.4	18.2	25.8	26.4	32.0	40.9	239.6
DESV.STAND.	10.0	9.4	10.7	12.6	3.3	3.6	3.3	5.2	9.8	9.6	9.7	9.0	8.2	56.8

Fuente: PERC – Ayacucho

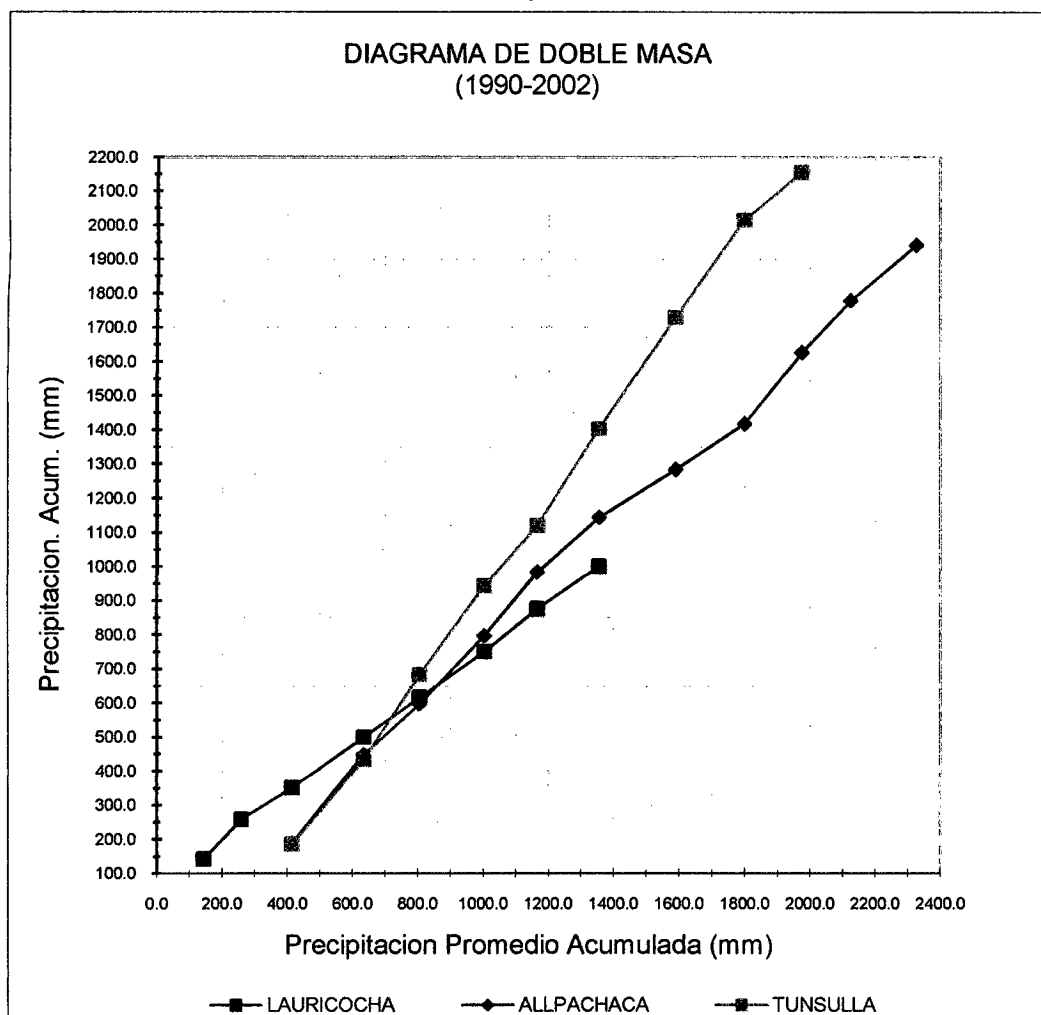
Cuadro N° 4.18: precipitación máxima total (mm)

AÑO	LAURICOCHA	ALLPACHACA	TUNSULLA	PROMEDIO
1990	142.7			142.7
1991	115.9			115.9
1992	93.8	189.3	186.4	156.5
1993	149.0	259.7	246.9	218.5
1994	114.8	148.1	251.1	171.3
1995	135.0	200.6	258.7	198.1
1996	125.2	186.4	177.5	163.0
1997	124.6	160.1	283.4	189.4
1998		140.5	327	233.8
1999		133.9	285.67	209.8
2000		209.8	138.885	174.3
2001		150.9		150.9
2002		163.83	240.11	202.0

Cuadro N° 4.19: precipitación total máxima acumulada (mm)

AÑO	LAURICOCHA	ALLPACHACA	TUNSULLA	PROMEDIO
1990	142.7			142.7
1991	258.6			258.6
1992	352.4	189.3	186.4	415.1
1993	501.4	449.0	433.3	633.6
1994	616.2	597.1	684.4	805.0
1995	751.2	797.7	943.1	1003.1
1996	876.4	984.1	1120.6	1166.1
1997	1001.0	1144.2	1404.0	1355.5
1998		1284.7	1731.0	1589.2
1999		1418.6	2016.7	1799.0
2000		1628.4	2155.6	1973.3
2001		1779.3		2124.2
2002		1943.1	240.1	2326.2

Grafico N° 4.3: Diagrama de doble masa



Cuadro N° 4.20: Cálculo de desviación estándar

ESTACION	LAURICOCHA		ALLPACHACA		TUNSULLA	
	CONF.	DUD.	CONF.	DUD.	CONF.	DUD.
1990		142.70				
1991		115.90				
1992	93.80		189.30		246.90	
1993	149.00		259.70		251.10	
1994	114.80		148.10		258.70	
1995	135.00		200.60		177.50	
1996	125.20		186.40		283.40	
1997	124.60			160.10	327.00	
1998				140.50		285.67
1999				133.90		138.89
2000				209.80		
2001				150.90		
2002				163.83		
PROMEDIO	123.73	129.30	196.82	159.84	257.43	212.28
DES. EST.	18.68	18.95	40.33	26.98	49.10	103.79

Cuadro N° 4.21: Cálculo de grados de libertad

Estaciones	Periodos		X1	X2	n1	n2	Grad. Lib. (Tt)
	1er	2do					
LAURICOCHA	1992-1997	1998-2002	123.733	129.300	6	2	6
ALLPACHACA	1992-1996	1997-2002	196.820	159.839	5	6	9
TUNSULLA	1992-1997	1998-1999	257.433	212.278	6	9	13

Cuadro N° 4.22: Análisis de homogeneidad

S1	S2	S1^2	S2^2	Tc	Fc	Tt (95%)	Ft (95%)	Homogéneo
18.676	18.950	348.811	359.120	0.364	1.030	1.943	6.610	ok
40.333	26.977	1626.737	727.772	1.819	2.235	1.833	6.260	ok
49.104	103.793	2411.159	10772.918	-0.986	0.224	1.771	4.820	ok

Cuadro N° 4.23: Competición y extensión de la información

ÑO	ENERO			FEBRERO			MARZO		
	Lauricocha	Allpachaca	Tunsulla	Lauricocha	Allpachaca	Tunsulla	Lauricocha	Allpachaca	Tunsulla
990	17.4			13.7			9.4		
991	17.4			7.9			15.9		
992	13.7	45.7	16.9	10.0	22.2	14.1	8.9	19.6	22.6
993	26.0	40.5	29.6	31.0	28.7	26.8	10.0	57.4	28.2
994	25.8	14.4	28.2	14.8	35.9	26.8	16.1	18.3	42.3
995	29.3	20.2	21.3	14.3	34.5	47.9	21.0	34.1	39.2
996	18.2	38.1	16.6	11.2	27.7	24.5	17.2	31.5	19.7
997	26.3	26.1	32.0	24.5	17.0	34.3	19.3	28.3	50.1
998		35.2	49.3		12.5	35.3		20.9	46.5
999		21.1	25.4		18.8	35.3		14.6	28.9
000		26.8	32.4		41.9	28.2		17.3	38.8
001		26.5			20.5			28.5	
002		20.0	27.6		39.2	30.3		28.5	26.8
edia	21.76	28.60	27.93	15.93	27.17	30.35	14.73	27.18	34.31
v.Est	5.70	9.92	9.41	7.85	9.76	8.82	4.70	11.90	10.43
orrel.		-0.74	0.70		-0.21	0.20		-0.20	0.60
orrel.	-0.74		-0.09	-0.21		-0.02	-0.20		-0.20
orrel.	0.70	-0.09		0.20	-0.02		0.60	-0.20	
ÑO	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y	Y
990	17.40	34.20	22.90	13.70	27.77	29.86	9.40	29.87	27.23
991	17.40	34.20	22.90	7.90	29.31	28.56	15.90	26.59	35.87
ÑO	Y	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y
998	18.96	35.20		18.45	12.50		15.22	20.90	
999	24.94	21.10		17.37	18.80		15.71	14.60	
000	22.53	26.80		13.39	41.90		15.50	17.30	
001	22.65	26.50	28.11	17.08	20.50	30.48	14.62	28.50	34.07
002	25.41	20.00		13.85	39.20		14.62	28.50	

Cuadro N° 4.24: Competición y extensión de la información

ÑO	ABRIL			MAYO			JUNIO		
	Laurico cha	Allpacha ca	Tunsul la	Lauricoc ha	Allpacha ca	Tunsul la	Lauricoc ha	Allpacha ca	Tunsul la
990	16.4			8.1			11.1		
991	7.2			4.7			9.9		
992	7.9	17.0	7.1	0.0	0.0	9.9	4.8	3.9	8.5
993	7.3	17.0	25.4	5.0	18.3	9.9	6.0	3.9	8.5
994	12.3	18.3	25.4	4.2	14.4	5.6	2.8	1.3	5.6
995	5.2	17.6	14.8	7.8	5.5	8.0	2.3	2.2	4.4
996	19.1	12.0	23.1	3.5	4.7	7.9	1.8	1.8	4.2
997	27.6	7.8	25.4	1.7	4.2	11.8	1.3	0.0	0.0
998		10.4	35.3		1.3	4.2		4.4	12.7
999		11.5	47.9		7.4	9.9		3.7	8.5
1000		11.9	9.9		21.5	15.5		8.3	7.1
1001		8.8			11.7			5.0	
1002		13.2	23.3		3.2	15.5		2.2	3.1
media	12.88	13.23	23.75	4.38	8.38	9.82	5.00	3.34	6.26
v.Est	7.70	3.70	11.90	2.76	7.11	3.73	3.75	2.23	3.57
correl.		-0.94	0.52		0.47	-0.46		0.90	0.90
correl.	-0.94		-0.40	0.47		0.26	0.90		0.62
correl.	0.52	-0.40		-0.46	0.26		0.90	0.62	
ÑO	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y	Y
990	16.40	11.64	26.57	8.10	12.90	7.51	11.10	6.59	11.48
991	7.20	15.78	19.22	4.70	8.78	9.62	9.90	5.95	10.45
ÑO	Y	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y
998	18.39	10.40		3.08	1.30		6.61	4.40	
999	16.25	11.50		4.20	7.40		5.55	3.70	
1000	15.47	11.90		6.77	21.50		12.50	8.30	
1001	21.52	8.80	29.39	4.98	11.70	10.27	7.52	5.00	7.91
1002	12.93	13.20		3.43	3.20		3.28	2.20	

Cuadro N° 4.25: Competición y extensión de la información

N°O	JULIO			AGOSTO			SETIEMBRE		
	Laurico cha	Allpacha ca	Tunsul la	Lauricoc ha	Allpacha ca	Tunsul la	Lauricoc ha	Allpacha ca	Tunsul la
990	3.1			9.6			10.1		
991	2.4			0.0			19.3		
992	6.2	11.7	8.5		1.3	12.7	5.2	0.0	11.3
993	4.2	10.4	4.2	6.9	10.4	9.9	11.1	10.4	15.5
994	0.0	0.0	4.2	T	3.9	7.1	5.5	9.1	8.5
995	6.7	8.5	5.4	T	1.3	5.1	3.8	10.3	17.5
996	0.0	2.3	2.1	2.0	8.0	18.9	3.8	8.5	11.1
997	T	2.5	0.0	4.9	11.0	19.7	12.1	14.2	22.6
998		0.0	0.0		9.7	14.1		7.2	19.7
999		3.9	8.5		0.0	11.3		20.4	39.5
000		7.4	7.1		22.5	S/D		6.8	S/D
001		4.9			10.6			8.1	
002		10.3	15.5		4.7	10.6		10.7	12.7
edia	3.23	5.63	5.55	4.68	7.58	12.16	8.86	9.61	17.60
iv.Est	2.69	4.25	4.67	3.82	6.44	4.87	5.37	5.00	9.37
orrel.		0.90	0.75		0.82	-0.76		0.52	0.64
orrel.	0.90		0.65	0.82		0.58	0.52		0.78
orrel.	0.75	0.65		-0.76	0.58		0.64	0.78	
N°O	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y	Y
990	3.10	5.44	5.38	9.60	14.39	7.36	10.10	10.21	18.98
991	2.40	4.44	4.46	0.00	1.10	16.72	19.30	14.67	29.28
N°O	Y	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y
998	1.44	2.50		1.62	1.30		7.51	7.20	
999	0.01	0.00		2.89	3.90		14.91	20.40	
000	2.24	3.90		1.62	1.30		7.29	6.80	
001	4.24	7.40		5.71	9.70		8.02	8.10	15.38
002	2.81	4.90	5.02	0.99	0.00		9.47	10.70	19.20

Cuadro N° 4.26: Competición y extensión de la información

AÑO	OCTUBRE			NOVIEMBRE			DICIEMBRE		
	Laurico cha	Allpacha ca	Tunsul la	Lauricoc ha	Allpacha ca	Tunsul la	Lauricoc ha	Allpacha ca	Tunsul la
1990	9.9			18.6			15.3		
1991	6.9			14.2			10.1		
1992	12.2	18.3	35.3	16.6	3.9	14.1	8.3	45.7	25.4
1993	15.1	18.3	26.8	11.1	13.1	24.0	15.3	31.3	38.1
1994	6.2	5.2	33.8	13.3	13.1	32.4	13.8	14.2	31.2
1995	13.5	29.2	29.3	19.1	21.4	34.8	12.0	15.8	31.0
1996	8.2	20.4	6.3	9.8	10.4	21.4	30.4	21.0	21.7
1997	6.9	6.0	22.6		20.2	29.6		22.8	35.3
1998		8.9	19.7		9.4	40.9		20.6	49.3
1999		7.5	32.4		13.9	14.1		11.1	24.0
2000		15.4	S/D		11.5	S/D		18.5	S/D
2001		8.1			18.2			0.0	
2002		12.5	18.3		19.3	21.2		0.0	35.3
Media	9.86	13.62	24.95	14.67	14.04	25.83	15.03	18.27	32.36
Desv.Est	3.38	7.46	9.27	3.59	5.32	9.25	7.26	13.03	8.46
Correl.		0.74	0.27		0.31	0.27		-0.36	-0.45
Correl.	0.74		-0.12	0.31		0.30	-0.36		-0.09
Correl.	0.27	-0.12		0.27	0.30		-0.45	-0.09	
AÑO	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y	Y
1990	9.90	13.68	24.98	18.60	15.82	28.53	15.30	18.10	32.21
1991	6.90	8.78	22.76	14.20	13.83	25.50	10.10	21.47	34.96
AÑO	Y	X	Y	Y	X	Y	Y	X	Y
1998	8.28	8.90		13.71	9.40		14.56	20.60	
1999	7.81	7.50		14.64	13.90		16.48	11.10	
2000	10.46	15.40		14.15	11.50		14.98	18.50	
2001	8.01	8.10	25.77	15.53	18.20	28.00	18.72	0.00	33.41
2002	9.49	12.50	25.11	15.77	19.33	28.60	18.72	0.00	33.41

Cuadro N° 4.29: Información completada estación Tunsulla

ESTACIÓN : TUNSULLA
 CÓDIGO : 006

LATITUD : 13°20' "S"
 LONGITUD : 74°35' "W"
 ALTITUD : 3900 msnm

DPTO AYACUCHO
 PROVINCIA : CANGALLO
 DISTRITO : PARAS

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX.	TOTAL
1990	22.90	29.86	27.23	26.57	7.51	11.48	5.38	7.36	18.98	24.98	28.53	32.21	32.2	243.0
1991	22.90	28.56	35.87	19.22	9.62	10.45	4.46	16.72	29.28	22.76	25.50	34.96	35.9	260.3
1992	16.9	14.1	22.6	7.1	9.9	8.5	8.5	12.7	11.3	35.3	14.1	25.4	35.3	186.4
1993	29.6	26.8	28.2	25.4	9.9	8.5	4.2	9.9	15.5	26.8	24.0	38.1	38.1	246.9
1994	28.2	26.8	42.3	25.4	5.6	5.6	4.2	7.1	8.5	33.8	32.4	31.2	42.3	251.1
1995	21.3	47.9	39.2	14.8	8.0	4.4	5.4	5.1	17.5	29.3	34.8	31.0	47.9	258.7
1996	16.6	24.5	19.7	23.1	7.9	4.2	2.1	18.9	11.1	6.3	21.4	21.7	24.5	177.5
1997	32.0	34.3	50.1	25.4	11.8	0.0	0.0	19.7	22.6	22.6	29.6	35.3	50.1	283.4
1998	49.3	35.3	46.5	35.3	4.2	12.7	0.0	14.1	19.7	19.7	40.9	49.3	49.3	327.0
1999	25.4	35.3	28.9	47.9	9.9	8.5	8.5	11.3	39.5	32.4	14.1	24.0	47.9	285.7
2000	32.4	28.2	38.8	9.9	15.5	7.1	7.1	18.7	15.4	25.8	28.0	33.4	38.8	260.2
2001	28.1	30.5	34.1	29.4	10.3	7.9	5.0	13.5	19.2	25.1	28.6	33.4	34.1	265.0
2002	27.6	30.3	26.8	23.3	15.5	3.1	15.5	10.6	12.7	18.3	21.2	35.3	35.3	240.1
ÆDIO	27.1	30.2	34.5	24.1	9.2	7.4	4.6	12.9	19.0	25.4	26.8	32.5	39.4	252.7
STAND.	8.7	8.0	9.4	11.0	2.9	3.5	2.8	4.9	8.5	7.7	7.8	7.2	7.7	38.9

Cuadro N° 4.30: Análisis y tratamiento de la información

AÑO	PRECIPITACIONES MAXIMAS (mm)				
	LAURICOCHA	ALLPACHACA	TUNSULLA	Prom. Max.	Prom. Max. Ord.
1990	18.60	34.20	32.21	28.34	42.17
1991	19.30	34.20	35.87	29.79	37.23
1992	16.60	45.70	35.30	32.53	35.33
1993	31.00	57.40	38.10	42.17	34.67
1994	25.80	35.90	42.30	34.67	34.49
1995	29.30	34.50	47.90	37.23	34.40
1996	30.40	38.10	24.50	31.00	33.29
1997	27.60	28.30	50.10	35.33	32.53
1998	18.96	35.20	49.30	34.49	31.31
1999	24.94	21.10	47.90	31.31	31.00
2000	22.53	41.90	38.78	34.40	29.79
2001	22.65	28.50	34.07	28.41	28.41
2002	25.41	39.20	35.25	33.29	28.34
PROMEDIO	24.1	36.5	39.4	33.3	33.3
DESV. STAND.	4.8	8.9	7.7	3.8	3.8

5. FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES

Distribución normal.

Distribution Analysis: Normal Distribution

-----Summary of Data -----

First Moment (mean) = 33.3046

Second Moment = 1.445e01

Skew = 6.544e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0714	28.3400	27.7333	1.8706
2	0.1429	28.4100	29.2461	1.5423
3	0.2143	29.7900	30.2959	1.3446
4	0.2857	31.0000	31.1545	1.2113
5	0.3571	31.3100	31.9145	1.1226
6	0.4286	32.5300	32.6216	1.0712
7	0.5000	33.2900	33.3046	1.0544
8	0.5714	34.4000	33.9876	1.0712
9	0.6429	34.4900	34.6947	1.1226
10	0.7143	34.6700	35.4547	1.2113
11	0.7857	35.3300	36.3133	1.3446
12	0.8571	37.2300	37.3632	1.5423
13	0.9286	42.1700	38.8759	1.8706

----- Predictions -----

Expedience Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500.0	44.2475	3.2129
0.9950	200.0	43.0984	2.9138
0.9900	100.0	42.1501	2.6703
0.9800	50.0	41.1138	2.4089
0.9600	25.0	39.9615	2.1261
0.9000	10.0	38.1772	1.7141
0.8000	5.0	36.5035	1.3780
0.6670	3.0	34.9439	1.1482
0.5000	2.0	33.3046	1.0544

Distribución de valor extremo tipo I

Distribution Analysis: Gumbel Extremal Type I

-----Summary of Data-----

First Moment (mean) = 33.3046

Second Moment = 1.445e01

Skew = 6.544e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0714	28.3400	27.6559	1.2976
2	0.1429	28.4100	28.8209	1.0789
3	0.2143	29.7900	29.7143	0.9523
4	0.2857	31.0000	30.5047	0.8841
5	0.3571	31.3100	31.2547	0.8671
6	0.4286	32.5300	31.9999	0.8988
7	0.5000	33.2900	32.7677	0.9772
8	0.5714	34.4000	33.5858	1.1007
9	0.6429	34.4900	34.4894	1.2706
10	0.7143	34.6700	35.5310	1.4950
11	0.7857	35.3300	36.8044	1.7945
12	0.8571	37.2300	38.5156	2.2219
13	0.9286	42.1700	41.3159	2.9527

-----Predictions-----

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500.0	55.1240	6.7086
0.9950	200.0	51.6148	5.7448
0.9900	100.0	48.9549	5.0168
0.9800	50.0	46.2853	4.2894
0.9600	25.0	43.5959	3.5620
0.9000	10.0	39.9706	2.5983
0.8000	5.0	37.1013	1.8670
0.6670	3.0	34.8226	1.3397
0.5000	2.0	32.7677	0.9772

Distribución log - normal de II parámetros

Distribution Analysis: 2 Parameter Log Normal

-----Summary of Data -----

First Moment (mean) = 33.3046

Second Moment = 1.445e01

Skew = 6.544e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0714	28.3400	28.0078	1.3311
2	0.1429	28.4100	29.3049	1.1788
3	0.2143	29.7900	30.2403	1.0967
4	0.2857	31.0000	31.0275	1.0503
5	0.3571	31.3100	31.7413	1.0288
6	0.4286	32.5300	32.4202	1.0276
7	0.5000	33.2900	33.0898	1.0450
8	0.5714	34.4000	33.7731	1.0808
9	0.6429	34.4900	34.4955	1.1366
10	0.7143	34.6700	35.2891	1.2160
11	0.7857	35.3300	36.2076	1.3274
12	0.8571	37.2300	37.3634	1.4901
13	0.9286	42.1700	39.0938	1.7661

----- Predictions -----

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500.0	45.9121	3.0229
0.9950	200.0	44.3600	2.7240
0.9900	100.0	43.1187	2.4888
0.9800	50.0	41.8019	2.2442
0.9600	25.0	40.3848	1.9888
0.9000	10.0	38.2849	1.6331
0.8000	5.0	36.4143	1.3548
0.6670	3.0	34.7537	1.1605
0.5000	2.0	33.0898	1.0450

Distribución log normal de III parámetros

Distribution Analysis: 3 Parameter Log Normal

-----Summary of Data -----

First Moment (mean) = 33.3046

Second Moment = 1.445e01

Skew = 6.544e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0714	28.3400	28.2819	1.1994
2	0.1429	28.4100	29.3996	1.0249
3	0.2143	29.7900	30.2327	1.0049
4	0.2857	31.0000	30.9514	1.0303
5	0.3571	31.3100	31.6169	1.0693
6	0.4286	32.5300	32.2620	1.1109
7	0.5000	33.2900	32.9099	1.1521
8	0.5714	34.4000	33.5829	1.1936
9	0.6429	34.4900	34.3072	1.2398
10	0.7143	34.6700	35.1183	1.3012
11	0.7857	35.3300	36.0771	1.4024
12	0.8571	37.2300	37.3137	1.6086
13	0.9286	42.1700	39.2280	2.1516

----- Predictions -----

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500.0	47.4959	7.3604
0.9950	200.0	45.5128	5.7569
0.9900	100.0	43.9696	4.6487
0.9800	50.0	42.3740	3.6443
0.9600	25.0	40.7050	2.7652
0.9000	10.0	38.3237	1.8591
0.8000	5.0	36.2958	1.4318
0.6670	3.0	34.5694	1.2581
0.5000	2.0	32.9099	1.1521

Distribución log Pearson tipo III

Los valores de K se toman de la tabla siguiente:

VALORES DE K PARA LA DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III (ASIMETRÍA POSITIVA)								VALORES DE K PARA LA DISTRIBUCIÓN PEARSON TIPO III (ASIMETRÍA NEGATIVA)							
ASIMETRÍA	PERIODO DE RETORNO							COEFICIENTE DE ASIMETRÍA (g)	PERIODO DE RETORNO						
	2	5	10	25	50	100	200		2	5	10	25	50	100	200
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA								PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA						
	0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005		0.5	0.2	0.1	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970								
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.030	4.909	-0.1	-0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847	-0.2	-0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783	-0.3	-0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718	-0.4	-0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652	-0.5	-0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584	-0.6	-0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515	-0.7	-0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444	-0.8	-0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372	-0.9	-0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298	-1.0	-0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223	-1.1	-0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147	-1.2	-0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069	-1.3	-0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990	-1.4	-0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910	-1.5	-0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828	-1.6	-0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745	-1.7	-0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661	-1.8	-0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575	-1.9	-0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489	-2.0	-0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401	-2.1	-0.319	0.765	0.869	0.933	0.939	0.946	0.949
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312	-2.2	-0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223	-2.3	-0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132	-2.4	-0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.822	0.833
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041	-2.5	-0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949	-2.6	-0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856	-2.7	-0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763	-2.8	-0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670	-2.9	-0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576	-3.0	-0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

Distribución log Pearson tipo III

Distribution Analysis: Log Pearson Type III

-----Summary of Data -----

First Moment (mean) = 33.3046

Second Moment = 1.445e01

Skew = 6.544e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0714	28.3400	28.5488	1.0525
2	0.1429	28.4100	29.5853	0.9471
3	0.2143	29.7900	30.3624	0.9418
4	0.2857	31.0000	31.0360	0.9642
5	0.3571	31.3100	31.6623	0.9952
6	0.4286	32.5300	32.2718	1.0293
7	0.5000	33.2900	32.8863	1.0656
8	0.5714	34.4000	33.5273	1.1064
9	0.6429	34.4900	34.2201	1.1572
10	0.7143	34.6700	34.9995	1.2293
11	0.7857	35.3300	35.9259	1.3471
12	0.8571	37.2300	37.1290	1.5714
13	0.9286	42.1700	39.0102	2.1139

-----Predictions -----

Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500.0	47.4093	7.0619
0.9950	200.0	45.3528	5.5233
0.9900	100.0	43.7710	4.4729
0.9800	50.0	42.1525	3.5275
0.9600	25.0	40.4775	2.6997
0.9000	10.0	38.1187	1.8269
0.8000	5.0	36.1380	1.3803
0.6670	3.0	34.4715	1.1784
0.5000	2.0	32.8863	1.0656

Distribución Pearson tipo III

Distribution Analysis: Pearson Type III

-----Summary of Data -----
 First Moment (mean) = 33.3046
 Second Moment = 1.445e01
 Skew = 6.544e-01

Point Number	Weibull Probability	Actual Value	Predicted Value	Standard Deviation
1	0.0714	28.3400	29.0522	1.3124
2	0.1429	28.4100	29.7006	0.7937
3	0.2143	29.7900	30.2634	0.7474
4	0.2857	31.0000	30.7994	0.8825
5	0.3571	31.3100	31.3347	1.0442
6	0.4286	32.5300	31.8870	1.1895
7	0.5000	33.2900	32.4726	1.3098
8	0.5714	34.4000	33.1119	1.4063
9	0.6429	34.4900	33.8328	1.4846
10	0.7143	34.6700	34.6776	1.5587
11	0.7857	35.3300	35.7230	1.6665
12	0.8571	37.2300	37.1393	1.9213
13	0.9286	42.1700	39.4633	2.7371

----- Predictions -----			
Exceedence Probability	Return Period	Calculated Value	Standard Deviation
0.9980	500.0	50.7782	11.1458
0.9950	200.0	47.9216	8.5926
0.9900	100.0	45.7509	6.8040
0.9800	50.0	43.5641	5.1675
0.9600	25.0	41.3498	3.7288
0.9000	10.0	38.3471	2.2825
0.8000	5.0	35.9681	1.6994
0.6670	3.0	34.1017	1.5090
0.5000	2.0	32.4726	1.3098

6. PRECIPITACION MAXIMA E INTENSIDAD MAXIMA

Cuadro N° 6.1: Análisis de riesgo de falla

Riesgo de Falla	Vida esperada del proyecto, n (años)							
	1	2	5	10	20	25	50	100
0.99	1.01	1.11	1.66	2.71	4.86	5.94	11.37	22.22
0.9	1.11	1.46	2.71	4.86	9.20	11.37	22.22	43.93
0.75	1.33	2.00	4.13	7.73	14.93	18.54	36.57	72.64
0.5	2.00	3.41	7.73	14.93	29.36	36.57	72.64	144.77
0.25	4.00	7.46	17.89	35.26	70.02	87.40	174.30	348.11
0.1	10.00	19.49	47.96	95.41	190.32	237.78	475.06	949.62
0.05	20.00	39.49	97.98	195.46	390.41	487.89	975.29	1950.07
0.01	100.00	199.50	498.00	995.49	1990.48	2487.98	4975.46	9950.42

Cuadro N° 6.2: Registro de precipitación máximas para 24 horas (anual) para la distribución LOG NORMAL II PARAMETROS

periodo de retorno T(años)	P. MAX. 24 horas	PERIODO DE DURACION (min)									Pec.mm
		5	10	15	30	60	120	180	360	1440	
500	45.91	11.145	13.254	14.668	17.443	20.743	24.668	27.299	32.465	45.912	
200	44.36	10.768	12.806	14.172	16.853	20.042	23.834	26.377	31.367	44.360	
100	43.12	10.467	12.447	13.775	16.382	19.481	23.167	25.639	30.490	43.119	
50	41.80	10.147	12.067	13.355	15.881	18.886	22.460	24.856	29.558	41.802	
25	40.38	9.803	11.658	12.902	15.343	18.246	21.698	24.013	28.556	40.385	
10	38.28	9.294	11.052	12.231	14.545	17.297	20.570	22.764	27.072	38.285	
5	36.41	8.839	10.512	11.633	13.834	16.452	19.565	21.652	25.749	36.414	
3	34.75	8.436	10.033	11.103	13.204	15.702	18.673	20.665	24.575	34.754	
2	33.09	8.032	9.552	10.571	12.571	14.950	17.779	19.675	23.398	33.090	

Cuadro N° 6.3: Periodo de duración vs periodo de retorno

periodo de retorno T(años)	P.MAX 24 horas	PERIODO DE DURACION (min)									Pec.mm/hr
		5	10	15	30	60	120	180	360	1440	
500	45.91	133.74	79.52	58.67	34.89	20.74	12.33	9.10	5.41	1.91	
200	44.36	129.22	76.83	56.69	33.71	20.04	11.92	8.79	5.23	1.85	
100	43.12	125.60	74.68	55.10	32.76	19.48	11.58	8.55	5.08	1.80	
50	41.80	121.77	72.40	53.42	31.76	18.89	11.23	8.29	4.93	1.74	
25	40.38	117.64	69.95	51.61	30.69	18.25	10.85	8.00	4.76	1.68	
10	38.28	111.52	66.31	48.92	29.09	17.30	10.28	7.59	4.51	1.60	
5	36.41	106.07	63.07	46.53	27.67	16.45	9.78	7.22	4.29	1.52	
3	34.75	101.24	60.20	44.41	26.41	15.70	9.34	6.89	4.10	1.45	
2	33.09	96.39	57.31	42.28	25.14	14.95	8.89	6.56	3.90	1.38	

Grafico N° 6.1: diagrama intensidad – duración – frecuencia (Esc. Logarítmica)

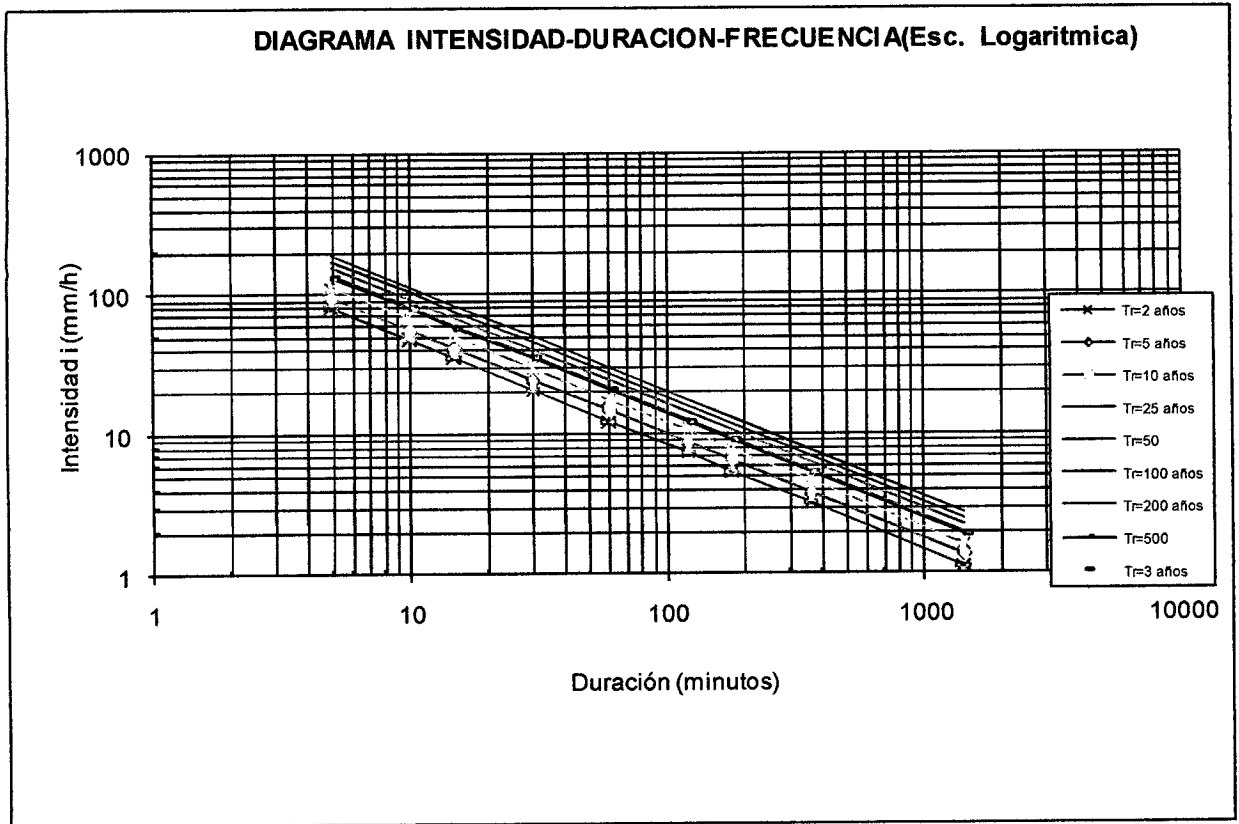
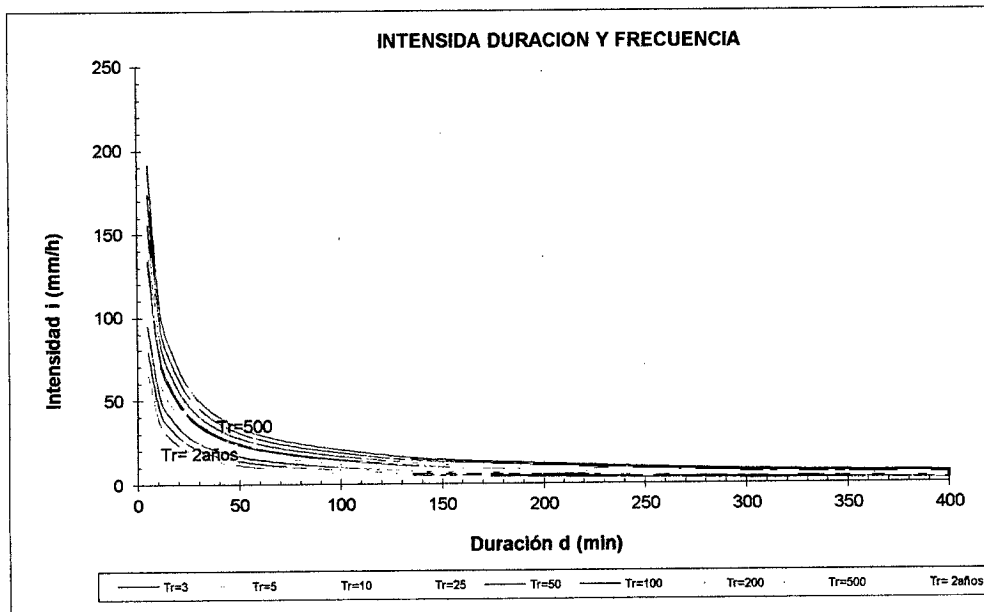


Grafico N° 6.2: Intensidad – duración – frecuencia



Cuadro N° 6.4: Factor de Evapotranspiración Potencial (MF) mm/mes

Cuadro N° 6.4: Factor de Evapotranspiración Potencial (MF) mm/mes

ITUD JR	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	2.788	2.117	2.354	2.197	2.137	1.990	2.091	2.216	2.256	2.358	2.234	2.265
2	2.371	2.136	2.357	2.182	2.108	1.956	2.050	2.194	2.251	2.372	2.263	2.301
3	2.353	2.154	2.360	2.167	2.079	1.922	2.026	2.172	2.246	2.386	2.290	2.337
4	2.385	2.172	2.362	2.151	2.050	1.888	1.995	2.150	2.240	2.398	2.318	2.372
5	2.416	2.189	2.363	2.134	2.020	1.854	1.960	2.126	2.234	2.411	2.345	2.407
6	2.447	2.050	2.363	2.117	1.980	1.820	1.976	2.103	2.226	2.422	2.371	2.442
7	2.478	2.221	2.363	2.099	1.959	1.785	1.893	2.078	2.218	2.433	2.397	2.476
8	2.508	2.237	2.362	2.081	1.927	1.750	1.858	2.054	2.210	2.443	2.423	2.510
9	2.538	2.251	2.360	2.062	1.986	1.715	1.824	2.028	2.201	2.453	2.448	2.544
10	2.567	2.266	2.357	2.043	1.864	1.679	1.789	2.003	2.191	2.462	2.473	2.577
11	2.596	2.279	2.354	2.023	1.832	1.644	1.754	1.976	2.180	2.470	2.497	2.610
12	2.625	2.292	2.350	2.002	1.799	1.608	1.719	1.950	2.169	2.477	2.520	2.643
13	2.652	2.305	2.345	1.981	1.767	1.572	1.684	1.922	2.157	2.464	2.543	2.675
14	2.680	2.317	2.340	1.959	1.733	1.536	1.648	1.895	2.144	2.490	2.566	2.706
15	2.707	2.326	2.334	1.937	1.700	1.500	1.612	1.867	2.131	2.496	2.588	2.738
16	2.734	2.339	2.317	1.914	1.666	1.464	1.576	1.838	2.117	2.500	2.610	2.769
17	2.760	2.349	2.319	1.891	1.632	1.427	1.540	1.809	2.103	2.504	2.631	2.799
18	2.785	2.359	2.311	1.867	1.598	1.391	1.504	1.780	2.068	2.508	2.651	2.830
19	2.811	2.368	2.302	1.843	1.654	1.354	1.467	1.750	2.072	2.510	2.671	2.859

Fuente: El Riego - A. Vásquez V. / L. Chang N.

Cuadro N° 6.5: Radiación Extraterrestre (Ra) expresada de Evaporación en mm/mes

ITUD JR	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0°	15.0	15.5	15.7	15.3	14.4	13.9	14.1	14.8	15.3	15.4	15.1	14.8
2°	15.3	15.7	15.7	15.1	14.1	13.5	13.7	14.5	15.2	15.5	15.3	15.1
4°	15.5	15.8	15.6	14.9	13.8	13.2	13.4	14.3	15.1	15.6	15.5	15.4
6°	15.8	16.0	15.6	14.7	13.4	12.8	13.1	14.0	15.0	15.7	15.8	15.7
8°	16.1	16.1	15.5	14.4	13.1	12.4	12.7	13.7	14.9	15.8	16.0	16.0
10°	16.4	16.3	15.5	14.2	12.8	12.0	12.4	13.5	14.8	15.9	16.2	16.2
12°	16.6	16.3	15.4	14.0	12.5	11.6	12.0	13.2	14.7	15.8	16.4	16.5
14°	16.7	16.4	15.3	13.7	12.1	11.2	11.6	12.9	14.5	15.8	16.5	16.6
16°	16.9	16.4	15.2	13.5	11.7	10.8	11.2	12.6	14.3	15.8	16.7	16.8
18°	17.1	16.5	15.1	13.2	11.4	10.4	10.8	12.3	14.1	15.8	16.8	17.1
20°	17.3	16.5	15.0	13.0	11.0	10.0	10.4	12.0	13.9	15.8	17.0	17.4

te : El Riego - A. Vásquez V. / L. Chang N.

Cuadro N° 6.6: Duración Máxima Diaria Media de las Horas de fuerte insolación (N)

ITUD JR	MESES											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
0°	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1	12.1
5°	12.3	12.3	12.1	12.0	11.9	11.8	11.8	11.9	12.0	12.2	12.3	12.4
10°	12.6	12.4	12.1	11.8	11.6	11.5	11.6	11.8	12.0	12.3	12.6	12.7
15°	12.9	12.6	12.2	11.8	11.4	11.2	11.3	11.6	12.0	12.5	12.8	13.0
20°	13.2	12.8	12.3	11.7	11.2	10.9	11.0	11.5	12.0	12.6	13.1	13.3
25°	13.5	13.0	12.3	11.6	10.9	10.6	10.7	11.3	12.0	12.7	13.3	13.7
30°	13.9	13.2	12.4	11.5	10.6	10.2	10.4	11.1	12.0	12.9	13.6	14.0
35°	14.3	13.5	12.4	11.3	10.3	9.8	10.1	11.0	11.9	13.1	14.0	14.5
40°	14.7	13.7	12.5	11.2	10.0	9.3	9.6	10.7	11.9	13.3	14.4	15.0

ite : El Riego - A. Vásquez V. / L. Chang N.

Cuadro N° 6.7: Precipitación promedio en el área del proyecto

ÑO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	TOTAL
64	39,70	29,26	56,24	57,68	72,74	120,15	117,99	55,75	42,05	7,23	10,51	11,51	655,74
65	28,16	47,42	65,93	99,78	126,67	112,59	121,85	44,92	30,74	9,85	11,92	3,65	767,82
66	24,40	100,55	53,77	70,89	85,19	112,37	95,00	33,98	41,76	7,27	4,68	26,16	697,78
67	20,49	39,04	57,66	111,92	85,16	146,56	185,83	50,88	35,36	7,93	16,15	20,18	859,28
68	19,56	61,66	49,98	89,86	135,32	111,20	145,79	47,46	30,81	13,96	8,08	23,46	814,98
69	19,87	60,27	53,81	83,04	61,73	79,51	139,66	50,49	29,44	19,80	9,03	11,07	658,01
70	36,63	40,53	53,21	100,71	207,69	109,14	89,80	65,76	34,98	8,55	13,44	6,25	852,10
71	16,16	47,10	64,03	85,45	143,83	208,65	105,12	56,41	31,86	13,79	8,24	17,77	896,16
72	23,19	56,77	50,64	76,55	174,91	59,39	114,92	69,51	29,90	7,11	13,66	13,29	745,42
73	25,57	42,89	69,38	94,97	123,03	146,35	153,82	82,69	29,63	11,04	10,31	27,29	907,85
74	29,35	48,70	25,76	51,96	149,93	189,35	139,63	50,92	32,89	13,58	5,66	27,00	854,12
75	22,81	44,03	60,70	91,18	135,65	85,50	90,68	47,09	40,05	9,40	5,53	6,87	687,95
76	40,91	36,13	29,48	74,78	178,03	129,89	147,84	58,71	38,68	13,44	6,59	3,81	844,37
77	16,42	25,81	90,25	65,27	84,77	139,10	73,52	57,76	39,17	8,52	11,70	5,53	658,17
78	23,19	56,87	76,00	95,67	82,04	50,80	51,57	33,09	30,16	7,21	4,56	5,14	523,99
79	19,47	38,25	48,67	55,51	143,73	51,89	106,55	31,63	34,74	7,82	13,52	19,84	587,99
80	30,79	71,74	71,61	71,79	108,62	103,73	142,38	41,32	32,06	20,95	8,15	7,08	777,06
81	35,81	87,87	76,89	113,16	124,91	167,14	100,50	60,15	31,68	9,91	5,68	55,46	958,69
82	34,48	67,48	80,99	61,33	140,46	172,15	89,35	45,02	29,16	14,27	6,76	24,65	853,22
83	37,93	58,79	34,68	67,97	103,40	65,76	119,34	63,32	30,50	10,74	8,34	20,06	657,63
84	19,51	55,26	82,01	92,86	195,50	213,59	132,61	71,04	33,36	13,97	10,07	8,53	1067,40
85	24,19	27,19	50,24	91,65	67,40	59,57	76,94	57,09	27,53	9,54	6,72	4,31	505,24
86	23,98	35,32	55,22	67,68	157,46	170,43	292,69	78,10	36,03	7,65	11,06	18,43	1094,90
87	16,72	48,63	68,89	45,32	153,94	59,47	69,37	45,43	33,62	12,29	13,70	7,34	609,04
88	21,11	29,28	41,24	89,27	117,26	105,46	119,05	72,99	34,38	8,14	6,66	6,68	699,69
89	31,79	69,91	35,72	70,79	140,86	163,36	123,20	70,25	34,59	9,07	7,21	4,99	843,55
90	14,46	33,58	81,58	91,05	78,75	47,68	50,50	28,88	29,87	9,81	6,26	9,33	478,15
91	25,92	37,79	25,81	53,72	61,21	145,44	127,14	65,15	30,95	11,69	7,74	3,36	634,51
92	16,83	60,46	52,71	57,48	51,63	160,51	120,14	34,94	29,87	10,96	8,34	14,21	658,04
93	28,43	79,13	71,32	126,40	98,53	129,99	164,79	80,95	43,51	7,63	13,48	24,47	974,69
94	17,01	32,38	58,10	82,80	112,64	146,44	129,17	57,18	36,54	7,65	5,10	11,88	750,58
95	17,50	43,55	97,20	75,45	176,38	144,93	143,00	41,38	26,41	6,43	5,22	5,97	868,55
96	24,04	37,24	38,79	79,91	114,46	155,33	127,29	61,80	23,85	6,13	4,36	16,97	729,90
97	31,92	32,70	75,71	103,14	186,55	131,76	85,20	41,32	27,55	5,53	4,92	30,28	856,96
98	10,23	63,95	50,52	88,42	139,93	138,48	105,09	36,88	11,15	32,43	0,40	2,19	741,23
99	43,17	40,18	52,61	85,10	122,69	159,50	142,39	59,02	16,70	1,98	2,65	1,90	777,37
00	24,96	87,10	16,49	70,83	190,95	183,21	130,22	36,37	19,22	20,51	21,84	18,05	897,89
01	17,45	32,90	65,49	54,84	232,33	78,35	177,99	44,64	48,69	14,24	22,26	17,24	894,49
02	50,71	55,98	102,20	127,24	101,26	159,03	145,75	27,77	11,13	2,39	46,59	21,82	901,19
03	16,15	18,25	25,15	112,13	95,61	166,76	142,77	84,56	11,68	0,62	0,73	33,28	744,21
04	29,64	36,96	49,68	134,49	60,12	141,72	77,05	19,62	7,04	13,54	25,28	10,20	643,03
05	30,24	47,62	34,35	123,82	77,31	76,30	138,29	21,64	1,37	0,01	5,54	10,64	609,97
06	13,98	56,69	113,15	64,69	130,52	106,29	115,38	41,22	1,69	2,88	0,15	18,06	701,91
NOS	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00	43,00
ML	25,46	49,38	58,46	83,92	123,98	125,69	122,49	51,74	29,12	10,17	9,74	14,80	766,07
ND.	8,92	18,14	21,52	22,28	44,05	44,31	40,73	16,54	10,73	5,84	7,91	10,63	141,23
C.	50,71	100,55	113,15	134,49	232,33	213,59	292,69	84,56	48,69	32,43	46,59	55,46	1094,90
.	10,23	18,25	16,49	45,32	51,63	47,68	50,50	19,62	1,37	0,01	0,15	1,90	478,15

Cuadro N° 6.8: Distribución de frecuencias o probabilidad de ocurrencia de lluvia efectiva (f)

M	SET	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	F= (m/M+1) *100
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
1	50,71	100,55	113,15	134,49	232,33	213,59	292,69	84,56	48,69	32,43	46,59	55,46	2,27
2	43,17	87,87	102,20	127,24	207,69	208,65	185,83	82,69	43,51	20,95	25,28	33,28	4,55
3	40,91	87,10	97,20	126,40	195,50	189,35	177,99	80,95	42,05	20,51	22,26	30,28	6,82
4	39,70	79,13	90,25	123,82	190,95	183,21	164,79	78,10	41,76	19,80	21,84	27,29	9,09
5	37,93	71,74	82,01	113,16	186,55	172,15	153,82	72,99	40,05	14,27	16,15	27,00	11,36
6	36,63	69,91	81,58	112,13	178,03	170,43	147,84	71,04	39,17	14,24	13,70	26,16	13,64
7	35,81	67,48	80,99	111,92	176,38	167,14	145,79	70,25	38,68	13,97	13,66	24,65	15,91
8	34,48	63,95	76,89	103,14	174,91	166,76	145,75	69,51	36,54	13,96	13,52	24,47	18,18
9	31,92	61,66	76,00	100,71	157,46	163,36	143,00	65,76	36,03	13,79	13,48	23,46	20,45
0	31,79	60,46	75,71	99,78	153,94	160,51	142,77	65,15	35,36	13,58	13,44	21,82	22,73
1	30,79	60,27	71,61	95,67	149,93	159,50	142,39	63,32	34,98	13,54	11,92	20,18	25,00
2	30,24	58,79	71,32	94,97	143,83	159,03	142,38	61,80	34,74	13,44	11,70	20,06	27,27
3	29,64	56,87	69,38	92,86	143,73	155,33	139,66	60,15	34,59	12,29	11,06	19,84	29,55
4	29,35	56,77	68,89	91,65	140,86	146,56	139,63	59,02	34,38	11,69	10,51	18,43	31,82
5	28,43	56,69	65,93	91,18	140,46	146,44	138,29	58,71	33,62	11,04	10,31	18,06	34,09
6	28,16	55,98	65,49	91,05	139,93	146,35	132,61	57,76	33,36	10,96	10,07	18,05	36,36
7	25,92	55,26	64,03	89,86	135,65	145,44	130,22	57,18	32,89	10,74	9,03	17,77	38,64
8	25,57	48,70	60,70	89,27	135,32	144,93	129,17	57,09	32,06	9,91	8,34	17,24	40,91
9	24,96	48,63	58,10	88,42	130,52	141,72	127,29	56,41	31,86	9,85	8,34	16,97	43,18
0	24,40	47,62	57,66	85,45	126,67	139,10	127,14	55,75	31,68	9,81	8,24	14,21	45,45
1	24,19	47,42	56,24	85,10	124,91	138,48	123,20	50,92	30,95	9,54	8,15	13,29	47,73
2	24,04	47,10	55,22	83,04	123,03	131,76	121,85	50,88	30,81	9,40	8,08	11,88	50,00
3	23,98	44,03	53,81	82,80	122,69	129,99	120,14	50,49	30,74	9,07	7,74	11,51	52,27
4	23,19	43,55	53,77	79,91	117,26	129,89	119,34	47,46	30,50	8,55	7,21	11,07	54,55
5	23,19	42,89	53,21	76,55	114,46	120,15	119,05	47,09	30,16	8,52	6,76	10,64	56,82
6	22,81	40,53	52,71	75,45	112,64	112,59	117,99	45,43	29,90	8,14	6,72	10,20	59,09
7	21,11	40,18	52,61	74,78	108,62	112,37	115,38	45,02	29,87	7,93	6,66	9,33	61,36
8	20,49	39,04	50,64	71,79	103,40	111,20	114,92	44,92	29,87	7,82	6,59	8,53	63,64
9	19,87	38,25	50,52	70,89	101,26	109,14	106,55	44,64	29,63	7,65	6,26	7,34	65,91
0	19,56	37,79	50,24	70,83	98,53	106,29	105,12	41,38	29,44	7,65	5,68	7,08	68,18
1	19,51	37,24	49,98	70,79	95,61	105,46	105,09	41,32	29,16	7,63	5,66	6,87	70,45
2	19,47	36,96	49,68	67,97	85,19	103,73	100,50	41,32	27,55	7,27	5,54	6,68	72,73
3	17,50	36,13	48,67	67,68	85,16	85,50	95,00	41,22	27,53	7,23	5,53	6,25	75,00
4	17,45	35,32	41,24	65,27	84,77	79,51	90,68	36,88	26,41	7,21	5,22	5,97	77,27
5	17,01	33,58	38,79	64,69	82,04	78,35	89,80	36,37	23,85	7,11	5,10	5,53	79,55
6	16,83	32,90	35,72	61,33	78,75	76,30	89,35	34,94	19,22	6,43	4,92	5,14	81,82
7	16,72	32,70	34,68	57,68	77,31	65,76	85,20	33,98	16,70	6,13	4,68	4,99	84,09
8	16,42	32,38	34,35	57,48	72,74	59,57	77,05	33,09	11,68	5,53	4,56	4,31	86,36
9	16,16	29,28	29,48	55,51	67,40	59,47	76,94	31,63	11,15	2,88	4,36	3,81	88,64
0	16,15	29,26	25,81	54,84	61,73	59,39	73,52	28,88	11,13	2,39	2,65	3,65	90,91
1	14,46	27,19	25,76	53,72	61,21	51,89	69,37	27,77	7,04	1,98	0,73	3,36	93,18
2	13,98	25,81	25,15	51,96	60,12	50,80	51,57	21,64	1,69	0,62	0,40	2,19	95,45
3	10,23	18,25	16,49	45,32	51,63	47,68	50,50	19,62	1,37	0,01	0,15	1,90	97,73
+1	44,00												

Cuadro N° 6.9: Valores de precipitación al 75 % de probabilidad de ocurrencia

	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	
s)	17,50	36,13	48,67	67,68	85,16	85,50	95,00	41,22	27,53	7,23	5,53	6,25	75,00

Cuadro N° 6.10: Valores calculados de precipitación efectiva (PE)

	25,46	49,38	58,46	83,92	123,98	125,69	122,49	51,74	29,12	10,17	9,74	14,80
.1	5,28	19,63	25,08	42,14	74,18	75,56	72,99	21,05	7,47	0,00	0,00	0,00
.2	11,88	29,27	40,55	56,65	70,10	70,33	76,50	33,85	21,40	2,12	0,50	1,19
M	8,58	24,45	32,82	49,39	72,14	72,94	74,75	27,45	14,44	1,06	0,25	0,59

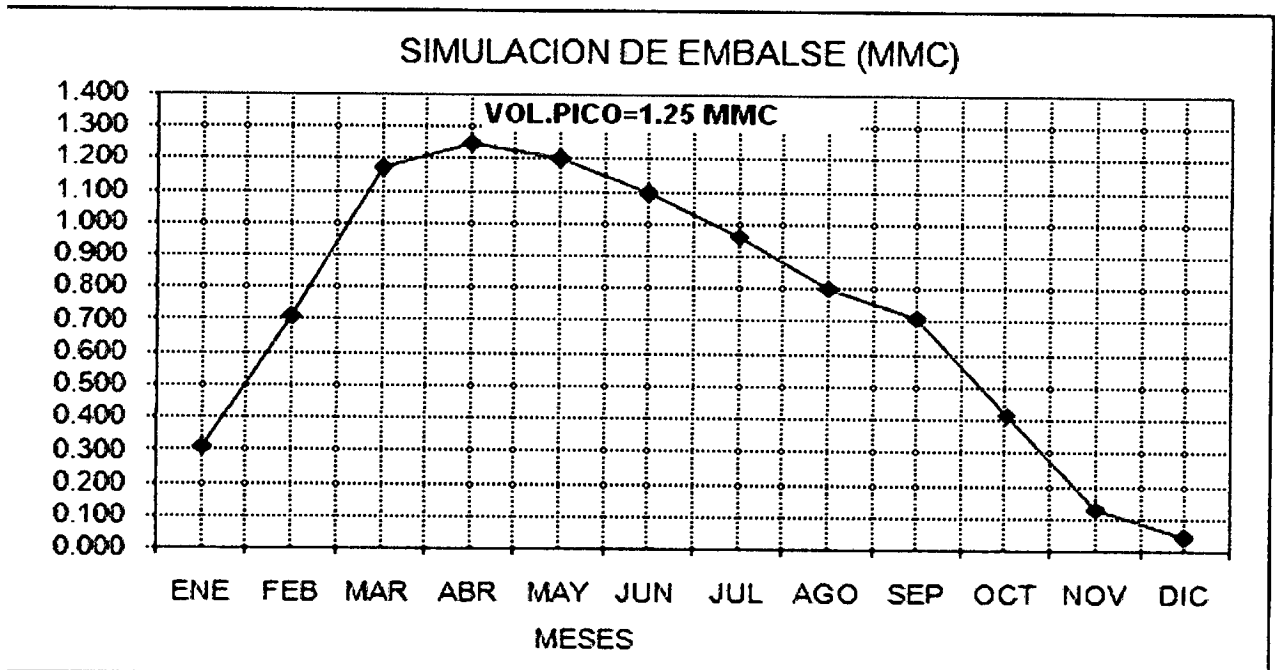
le Precipitación Efectiva Según Water Power

7. SIMULACIÓN DE OPERACIÓN DE EMBALSE

Cuadro N° 7.1: Simulación de Operación de Embalse

MES	ENTRADAS(+)	SALIDAS(-)			BALANCE	
	PRESA CARNICERIA	DEMANDA CULTIVO	EVAPORACION	TOTAL	EXCESO(+) O DEFICIT(-)	VOLUMEN UTIL EN LA PRESA
	MMC	MMC	MMC	MMC	MMC	MMC
ENE	0.419	0.137	0.010	0.146	0.273	0.313
FEB	0.410	0.000	0.010	0.010	0.400	0.712
MAR	0.469	0.002	0.011	0.012	0.457	1.169
ABR	0.223	0.136	0.007	0.143	0.080	1.249
MAY	0.147	0.185	0.008	0.194	-0.047	1.202
JUN	0.096	0.194	0.010	0.204	-0.107	1.095
JUL	0.084	0.207	0.010	0.216	-0.132	0.962
AGO	0.088	0.235	0.011	0.246	-0.159	0.804
SEP	0.098	0.177	0.011	0.188	-0.091	0.713
OCT	0.117	0.399	0.012	0.412	-0.295	0.418
NOV	0.113	0.386	0.013	0.399	-0.286	0.132
DIC	0.235	0.307	0.012	0.319	-0.084	0.048
TOTAL	2.497	2.340	0.125	2.489		

Gráfico N° 7.1: Simulación de Embalse (MMC)



8. BALANCE HÍDRICO

Cuadro No 8.1: DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE CULTIVO Kc (sin proyecto)

CULTIVO PRINCIPAL	AREA (Has)	MESES														
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC			
CEBADA	45.0	0.74	0.84	0.84	0.42									0.11	0.33	0.55
PAPA	70.0	0.75	0.30	0.30	0.10									0.65	0.70	0.75
HABA(GRANO VERDE)	25.0	0.71	0.95	0.95	0.98									0.26	0.71	0.71
QUINUA	25.0	0.40	0.65	0.65	0.88	0.70								0.70	0.15	0.15
ARVEJA GRANO VERDE	25.0	0.95	0.51	0.51	0.53									0.71	0.95	0.95
ALFALFA	45.0	0.65	1.00	1.00	0.97		0.40	0.40	0.95	0.92	0.92	0.88	0.80	0.40	0.60	0.60
HORTALIZAS	30.0	0.40	0.65	0.65	0.88	0.70								0.70	0.15	0.15
FRUTALES	23.0	0.85	1.00	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.95	0.92	0.88	0.80	0.40	0.60	0.60	0.60
MAIZ AMILAGEO	130.0	0.85	1.00	1.00	0.97	0.95								0.40	0.60	0.60
MAIZ CHOCCLO	50.0	0.95												0.40	0.85	1.00
Kc ponderado	468.0	0.63	0.63	0.63	0.53	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.43	0.54	0.54

Cuadro No 8.2: DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE CULTIVO Kc (con proyecto)

CULTIVO PRINCIPAL	AREA (Has)	MESES												CULTIVO ROTAC.	AREA (Has)
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC		
CEBADA	45.0	0.74	0.84	0.42	0.65	0.70	0.75	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55	PAPA	40.0
PAPA	70.0	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55	0.74	0.84	0.42	0.65	0.75	0.75	CEBADA	60.0
HABA(GRANO VERDE)	25.0	0.71	0.95	0.98		0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.26	0.71	QUINUA	20.0
QUINUA	25.0	0.40	0.65	0.88	0.70								0.70	0.15	0.0
ARVEJA GRANO VERDE	25.0	0.90	0.61	0.33		0.40	0.85	1.00	0.95				0.71	0.95	25.0
ALFALFA	45.0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.83	0.65	0.60	0.40	0.60	ALFALFA	45.0
HORTALIZAS	30.0	0.40	0.65	0.88	0.70	0.26	0.71	0.71	0.95	0.98			0.70	0.15	20.0
FRUTALES	23.0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60	FRUTALES	23.0
MAIZ AMILAGEO	130.0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.40	0.60	HORTALIZAS	80.0
MAIZ CHOCCLO	50.0	0.95		0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88		0.40	0.35	1.00	ARVEJA GRANO VERDE	40.0
Kc ponderado	468.0	0.63	0.63	0.59	0.59	0.29	0.38	0.43	0.40	0.20	0.26	0.43	0.54		353.0

Cuadro N° 8.3: CALCULO DE DEMANDA DE AGUA (sin proyecto)

FACTORES	Camp. I	Camp. II	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
CEBADA	45	0	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
PAPA	70	0	0.75	0.50	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.65	0.70	0.75
HABA (GRANO VERDE)	25	0	0.71	0.95	0.98	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.26	0.71
QUINDA	25	0	0.40	0.65	0.88	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.15
ARVEJA GRANO VERDE	25	0	0.98	0.81	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.71	0.95
ALFALFA	45	0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60
HORTALIZAS	30	0	0.40	0.65	0.88	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.15
FRUTALES	23	0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60
MAIZ AMILACEO	130	0	0.85	1.00	0.97	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.60
MAIZ CHOCHOLO	50	0	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.85	1.00
Area cult. / mes (Ha)	468	0	168	418	418	253	68	68	68	68	68	233	468	468
Kc Ponderado			0.63	0.63	0.53	0.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.43	0.54
ETo (mm/dia)			3.21	3.25	3.03	3.06	2.96	2.69	2.84	3.21	3.56	3.98	4.22	3.78
ETc (mm/dia) ó DC			2.03	2.04	1.60	1.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.80	2.02
Precip. Efectiva (mm/mes)			70.60	101.93	85.58	30.48	0.00	0.00	0.00	0.00	9.29	37.14	37.39	63.65
Dn (mm/mes)			-7.56	-44.73	-36.02	20.69	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.29	0.19	16.71	-0.95
Efic. Riego (e)			20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Db (mm/mes)			-37.81	-223.66	-180.10	103.43	0.00	0.00	0.00	0.00	-46.43	0.94	83.54	-4.77
Db (mm/3/Ha)			-378.07	-2236.65	-1801.04	1034.34	0.00	0.00	0.00	0.00	-464.31	9.44	835.38	-47.67
Nº Horas de riego/dia			24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00
Db (mm)			-176934.7	-934919.5	-752834.7	261687.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-31573.3	2198.6	390959.8	-22308.4
Db (mm/s)			-0.18	-0.93	-0.75	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.03	0.00	0.39	-0.02
Mod. Riego (l/s/Ha)			-66.06	-386.46	-281.08	100.96	0.00	0.00	0.00	0.00	-12.18	0.82	150.83	-8.33
Mod. Riego (l/s/Ha)			-0.14	-0.92	-0.67	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32	-0.02

Cuadro N° 8.4: CALCULO DE DEMANDA DE AGUA (con proyecto)

CALCULO DE DEMANDA DE AGUA (CON PROYECTO)

RIEGO POR GRAVEDAD														
FACTORES	Camp. I	Camp. II	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	OCT	NOV	DIC
días/mes														
CERADA	45	40	0.74	0.84	0.42	0.65	0.70	0.75	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55
PAPA	70	60	0.75	0.50	0.30	0.11	0.33	0.55	0.74	0.84	0.42	0.65	0.70	0.75
HABA (GRANO VERDE)	25	20	0.71	0.95	0.98	0.00	0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.26	0.71
QUINDA	25	0	0.40	0.65	0.88	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.15
ARVEJA GRANO VERDE	25	25	0.98	0.81	0.33	0.00	0.40	0.85	1.00	0.95	0.00	0.00	0.71	0.95
ALFALFA	45	45	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60
Hortalizas	30	20	0.40	0.65	0.88	0.70	0.26	0.71	0.71	0.95	0.98	0.00	0.70	0.15
FRUTALES	23	23	0.85	1.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.86	0.80	0.40	0.60
MAIZ AMILACEO	130	80	0.85	1.00	0.97	0.95	0.70	0.15	0.40	0.65	0.88	0.70	0.40	0.60
MAIZ CHOCHO	50	40	0.95	0.00	0.97	0.95	0.40	0.95	0.92	0.88	0.00	0.40	0.85	1.00
Area cult. / mes (H)	468	353	468	418	458	393	353	353	353	353	288	333	468	468
Kc Ponderado			0.63	0.63	0.59	0.59	0.29	0.38	0.43	0.40	0.20	0.25	0.43	0.54
ETc (mm/día)	3.21	3.25	3.03	3.06	3.06	2.96	2.96	2.69	2.84	3.21	3.56	3.98	4.22	3.78
ETc (mm/día) ó UC	2.03	2.04	1.78	1.81	1.81	0.84	0.84	1.03	1.21	1.30	0.70	1.05	1.80	2.02
Precip. Efectiva (mm/mes)	70.60	101.93	85.58	30.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9.29	37.14	37.39	63.65
Dn (mm/mes)	-7.56	-44.73	-30.41	23.69	26.16	30.87	37.58	40.23	11.79	11.79	35.00	35.00	16.71	-0.95
Kf/c. Riego (θ)	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00	35.00
Dh (mm/mes)	-21.60	-127.81	-86.89	67.70	74.74	88.21	107.38	114.95	33.68	33.68	-12.95	47.74	47.74	-2.72
Dh (mm3/Ha)	-216.04	-1,278.09	-868.92	676.99	747.36	882.07	1,073.84	1,149.52	336.76	336.76	-129.51	477.36	477.36	-27.24
Nº Horas de riego/día	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00
Dh (mm3)	-101,106	-534,240	-397,964	266,057.3	263,818.6	311,369.1	379,064.5	405,779.6	96,986.3	96,986.3	-43,126.1	223,405.6	-12,747.7	24.00
Dh (mmc)	-0.10	-0.53	-0.40	0.27	0.26	0.31	0.38	0.41	0.10	0.10	-0.04	0.22	0.22	-0.01
Dh (l/s)	-37.75	-220.83	-148.58	102.65	98.50	120.13	141.53	151.50	37.42	37.42	-16.10	86.19	86.19	-4.76
Mod. Riego (l/s/Ha)	-0.08	-0.53	-0.32	0.26	0.28	0.34	0.40	0.43	0.13	0.13	-0.05	0.18	0.18	-0.01

RESUMEN DE REQUERIMIENTO HIDRICO		
COMITÉ		
SP	RH (mmc)	CP
SECTOR ANTA	0.60	1.89

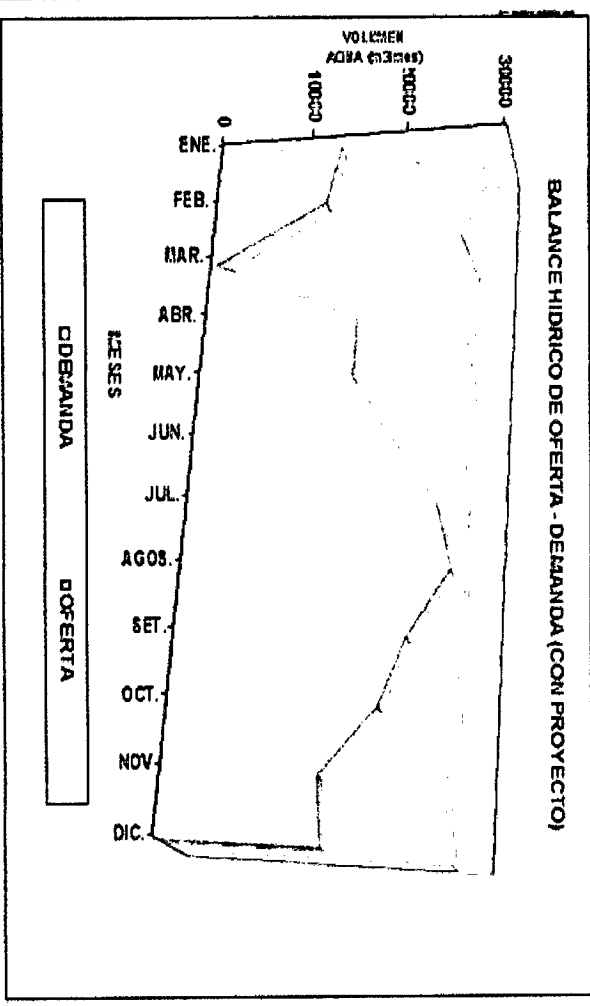
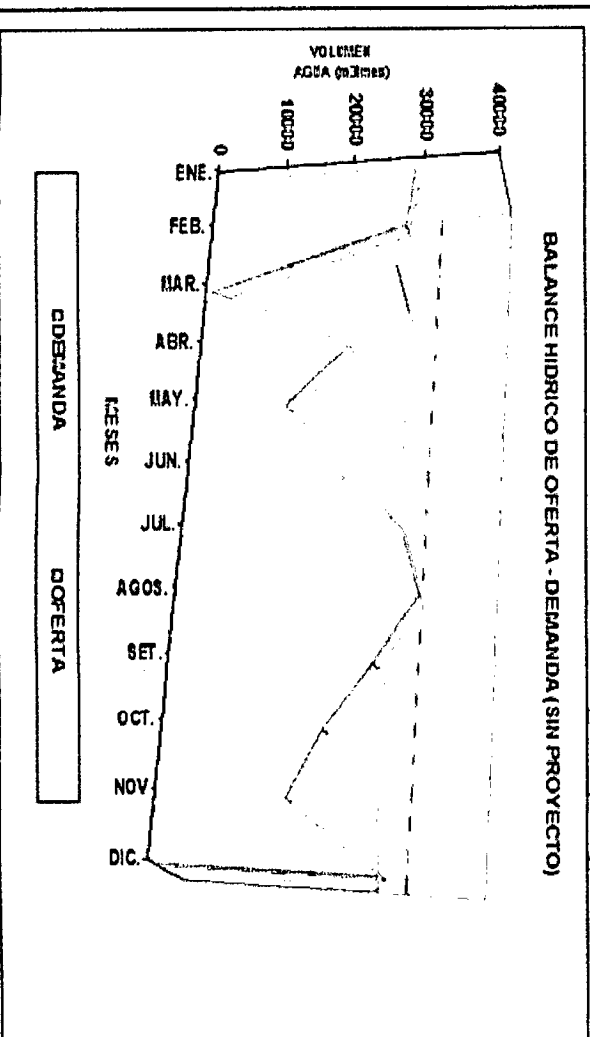
Cuadro No 8.5: BALANCE HIDRICO (sin proyecto - con proyecto)

(SITUACION SIN PROYECTO)

DESCRIPCION	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
VOL. MENSUAL DEMANDA(m3/mes)	-176934.67	-934919.49	-762834.68	261687.44	0.00	0.00	0.00	0.00	-31673.26	2198.59	390958.82	-22308.44
VOL. MENSUAL OFERTADO(m3/m)	1122249.60	991872.00	126169.60	578016.00	393724.80	248832.00	224985.60	235699.20	264016.00	313372.80	292896.00	629424.00
BALANCE DEM-OFE (m3/mes)	-1299184.27	-1926791.49	-2009004.28	-316328.56	-393724.80	-248832.00	-224985.60	-235699.20	-285589.26	-311174.21	98063.82	-651732.44
(-) SUPERAVIT												
(+) DEFICIT (FALTA)												

BALANCE HIDRICO DE OFERTA - DEMANDA
(SITUACION CON PROYECTO)

DESCRIPCION	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGOS.	SET.	OCT.	NOV.	DIC.
VOL. MENSUAL DEMANDA(m3/mes)	-10106.52	-534239.71	-397963.63	266057.33	263818.63	311369.05	379064.48	406779.67	96986.26	-43126.11	223405.61	-12747.68
VOL. MENSUAL OFERTADO(m3/m)	1122249.60	991872.00	1256169.60	578016.00	393724.80	248832.00	224985.60	235699.20	264016.00	313372.80	292896.00	629424.00
BALANCE DEM-OFE (m3/mes)	-1223355.12	-1526111.71	-1654133.13	-311958.67	-129906.17	62537.05	154078.88	170080.37	-157029.74	-356498.91	-69490.39	-642171.68
(-) SUPERAVIT												
(+) DEFICIT												



ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

I. ESTUDIO EDAFOLOGICO

I.- ESTUDIO EDAFOLOGICO

1.1 INTRODUCCIÓN

El suelo es un recurso natural básico; es un sistema dinámico, compuesto de materiales orgánicos y minerales; sus propiedades se deben al efecto integrado del clima y los organismos vivos que actúan en determinado período de tiempo. Sirve de soporte para el crecimiento de las plantas, microorganismos edáficos y micro fauna; Regula el destino del agua en el ciclo hidrológico y es un sistema reciclado de nutrientes y residuos orgánicos. El presente estudio, contiene la evaluación de suelos, en términos de Aptitud para el Riego del Proyecto "Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa Sector Anta en el Distrito de Huamanguilla Provincia de Huanta Departamento de Ayacucho, sobre una superficie de 19 853 has; el mismo que contiene la información científica y práctica, que servirá de apoyo a la formulación de planes y políticas a seguir en la planificación del uso y manejo de este ecosistema, teniendo como premisa su conservación y recuperación.

El estudio de suelos se ha realizado en base a la descripción e interpretación de las características físicas químicas y morfológicas de los suelos, expresando además su origen, extensión aproximada y su distribución geográfica. Se ha clasificado a las tierras según su máxima vocación de uso, realizada sobre la base de criterios ecológicos que permiten establecer el potencial edáfico.

Para la realización del presente trabajo se han utilizado las normativas para levantamientos de suelos, utilizándose métodos de evaluación vigentes los cuales han sido adecuados a los términos de referencia de la presente actividad.

1.2 OBJETIVOS:

- Inventariar las diferentes clases de suelos que existen en el Proyecto, para obtener la información edáfica necesaria y determinar su verdadero potencial edafológico.
- Determinar la Aptitud para el riego de los Suelos del proyecto, para planificar y efectuar un manejo adecuado y sostenido de su ecosistema.

1.3 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO

1.3.1 Ubicación y extensión

La zona en estudio se encuentra ubicada al norte de la ciudad de ayacucho en el distrito de huamanguilla, provincia de Huanta, en la región Ayacucho.

La extensión delimitada para el presente estudio es de 2058.63 Has, las que se encuentran distribuidas desde los 2560 msnm hasta los 3500 m.s.n.m. aprox.

Su ubicación en UTM es entre los 590374.86E, 8562242.94N; 594200.14E, 8561121.00N y 585169.75E, 8556663.76; 585636.87E, 8556210.23N. (Ver mapa 1).

El departamento de Ayacucho se encuentra dentro de la cordillera occidental y al sureste de Lima, en sus paisajes se puede encontrar hermosos valles y desoladas pampas.

1.3.2 Clima

La inexistencia de una estación meteorológica de la zona de estudio, nos obliga a relacionar las investigaciones climáticas de otras localidades de la región Ayacucho.

De acuerdo al mapa climático del Perú (sistema W. Thornthwaite), la zona en estudio presenta las siguientes características (C(o, i) B'2H3), la precipitación efectiva se comporta como semi seco; en distribución de la precipitación en el año como invierno seco y otoño seco; la eficiencia de temperatura es templado; y la humedad atmosférica es húmedo.

1.3.3 Ecología

El Sistema de Zonas de Vida es una clasificación propuesta por Holdridge, en el año de 1967 y utiliza los siguientes argumentos:

- La expresión del factor calor por medio de la bio-temperatura.
- El uso de una progresión logarítmica en los incrementos del calor y la precipitación para obtener cambios significativos en las unidades de vegetación natural.
- La determinación de la relación directa entre la bio-temperatura y la evapo-transpiración potencial (humedad) y la relación entre la humedad y la evapo-transpiración real.
- La relación directa entre la evapotranspiración real y la productividad biológica.

La zona en estudio se encuentra ubicada en la zona de vida bosque seco, montano bajo sub tropical (bs-MBS). Se distribuye en la región latitudinal Subtropical; la biotemperatura media anual máxima es de 18.10 °C, y la media anual mínima, de 11.7 °C. El promedio máximo de precipitación total por año es de 1124.7 mm.

Según el Diagrama Bioclimático de Holdridge, ubicando por lo tanto a estas Zonas de Vida en la provincia de humedad: SUBHUMEDO.

1.3.4 Geología

La zona norte de la ciudad de ayacucho, donde se encuentra el área de estudio, se encuentra atravesada por las estribaciones de la cadena del Razuhuilca, que se halla entre la cordillera occidental y la central de los Andes.

La zona está inmersa en la fase continental perteneciente a la familia ayacucho.

1.3.5 Hidrología.

El recurso hídrico en la zona de estudio en general es escaso, no existen nevados de importancia que contribuyan a elevar el escurrimiento superficial durante el periodo de estiaje, por tanto las descargas por los riachuelos existentes se presentan en épocas de avenidas, las cuales son esporádicas y de corta duración.

1.3.6 Vegetación y uso actual

La zona presenta vegetación natural como vegetación cultivada; la zona con vegetación natural esta compuesta de pastos, arbustos, etc.; son utilizados como zonas de pastoreo.

Un indicador vegetal en esta Zona de Vida es el "Eucalipto" (*Eucalyptus globulus*), el "capulí" o "Guinda" (*Prunus capollin*) y la "Chamana" (*Dodonaea viscosa*), a la que siempre se la encuentra en los límites inferiores más abrigados, cerca de la línea de cambio a la Zona de Vida Estepa Espinosa. En la agricultura, los cultivos que se producen son de

corto periodo, tales como maíz, trigo, papa, tuna, entre otros; este uso se da en zonas que disponen de agua, así mismo se da agricultura por secano.

1.4 MATERIAL Y METODOLOGÍA

1.4.1 Materiales

A. Material Temático

En la presente evaluación se utilizaron las siguientes fuentes de información:

- Mapa de clasificación climática del Perú a escala 1:1000000, elaborado por el SENAMHI (1988).
- Mapa ecológico del Perú a escala 1:1000000 con su memoria descriptiva, elaborada por INRENA (1995).
- Mapa de capacidad de uso mayor de las tierras del departamento de Ayacucho a escala 1:350000, elaborado por el GRA (2008).
- Mapa de suelos del Perú a escala 1:5 000 000, elaborado por INRENA (1996).
- Mapa político departamental de Ayacucho a escala 1:350 000 del GRA (2008).
- Mapa geológico del Perú a escala 1:1000000, elaborado por MEM. (1975).

B. Material Cartográfico

Para la realización del estudio se utilizó el material cartográfico siguiente:

- Carta Nacional a escala 1:100000 del IGN hoja Nro. 27ñ.
- Mapa planimétrico de imágenes satelitales a escala 1:250 000 del IGN, hojas Nro. SD 18-3 y SD 18-7.
- Planos topográficos a escala 1:25000 de la zona.
- Carta geológica nacional a escala 1:100000 versión digitalizada, elaborada por INGEMET, hoja 27ñ (1998).

1.4.2 Metodología.

La metodología utilizada en la elaboración del presente estudio ha seguido las normas y procedimientos establecidos en el reglamento para la ejecución de levantamiento de suelos (DS 0033-85-AG). Esta reglamentación ha sido adecuada a los términos de referencia.

La metodología utilizada para la evaluación de los suelos ha seguido las normas y procedimientos establecidos en el soil survey manual – 2003 (USDA). Para la clasificación por aptitud para el riego ha seguido las normas y procedimientos establecidos en el Technical Guidelines for Irrigation Suitability Land Classification – 2005 (USBR).

1.4.3 Fases de trabajo

En el desarrollo del presente Estudio, considerando los alcances de los Términos de Referencia y cronograma de actividades, previo análisis de las distintas fases de trabajo; se programaron las diversas acciones a desarrollarse en cada una de ellas, las cuales fueron ejecutadas sincronizadamente y se detallan a continuación.

FASE “A”: PRELIMINAR

En esta fase se programaron y se ejecutaron las siguientes actividades:

- a) Recopilación y análisis de la información técnica existente sobre las características de los suelos de la zona a evaluar.
- b) Preparación de la información básica del ámbito del estudio para planificar y ejecutar los trabajos de campo:
 - *En Cartografía Básica:* Planos topográficos en diferentes escalas ejecutados por estudios anteriores fueron revisados, y mediante el análisis fisiográfico se determinó la relación que existe entre las formas del paisaje y las características de los suelos involucrados.
 - En los Mapas y/o cartas fueron identificados los sectores de estudio, preparándose un mapa base preliminar en base al análisis fisiográfico.
- c) Se efectuó una visita previa de campo para verificar la ubicación a la poligonal base del área de estudio, y definir los lugares de las calicatas que se deben aperturar.
- d) Basándose en el cronograma de actividades preparado, se realizó el planeamiento de actividades, con previa obtención de materiales y equipos de campo.

FASE “B”: DESARROLLO DE TRABAJO DE CAMPO

Fueron programadas y ejecutadas las siguientes actividades:

- a) Verificación y control altimétrico y planimétrico de los sectores de estudio, mediante una estación Global Position System (GPS).
- b) Se realizó una evaluación fisiográfica preliminar del área de Estudio para efectos de realizar la zonificación del uso del suelo.
- c) En campo, luego de ubicar y señalar las calicatas indicadas en el plano topográfico se procedió a excavar dimensionándose las mismas de 1.0 x 1.5 x 1.5 m. de profundidad.
- d) Descripción de los perfiles de suelo en formatos preparados procediendo seguidamente a la toma de muestras para los análisis de laboratorio (caracterización). En algunos casos se aprovecharon cortes de terreno para facilitar la descripción de los suelos.
- e) Basándose en el diagnóstico físico morfológico realizado en los perfiles de suelo, pruebas y ensayos efectuados en campo, se reforzó valores de estudios anteriores.
- f) En campo se mapeó e identificó las unidades cartográficas encontradas, anotando datos relativos al uso de la tierra, incluyendo también aspectos del paisaje, relieve topográfico, erosión, pedregosidad superficial, drenaje externo, etc.

FASE “C”: LABORATORIO

Consistió en el procesamiento y análisis de las muestras de suelos para lo cual fueron enviadas al Laboratorio Regional de Análisis de Suelos, Plantas y Aguas de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, donde se efectuaron los análisis correspondientes, según los métodos que se mencionan en el anexo.

FASE “D”: TRABAJOS DE GABINETE

En la fase de gabinete se preparó y ejecutó las siguientes actividades:

- a) Análisis, interpretación y mapeo de cada perfil modal, así como su área de influencia para la zonificación del uso del suelo; ello, sobre la base de descripción de perfiles, determinaciones, pruebas y ensayos de laboratorio.

- b) Elaboración de los perfiles edafológicos de las diferentes zonas y sectores del área de estudio analizando y evaluando a distintas profundidades los diferentes estratos encontrados, según la descripción efectuada.
- c) Elaboración y preparación del mapa de aptitud para el riego, identificando sus unidades cartográficas, utilizando la simbología apropiada y leyenda respectiva.
- d) Elaboración del borrador del informe final.
- e) Digitalización y registro electrónico mediante el programa AUTOCAD del mapa de aptitud para el riego del área de estudio para su impresión a la escala convenida.
- f) Revisión y edición del informe final.

1.5 EVALUACIÓN FISIAGRÁFICA.

1.5.1 Descripción fisiográfica

La fisiografía del área de estudio es irregular, se nota la presencia de terrazas disecadas, relieves llanos y laderas que van desde las suaves pendientes a escarpadas, quebradas profundas causadas por la incisión fluvial y socavamiento lateral formando un cono aluvial en la parte baja; presentan también estrechas gargantas, que suelen convertirse en pequeños valles cuyos fondos planos son relativamente estrechos porque son inmediatamente continuados por las faldas de los cerros de suave declive.

La zona norte de la ciudad de ayacucho, donde se encuentra el área de estudio, se encuentra atravesada por las estribaciones de la cadena del Razuhuilca, que se halla entre la cordillera occidental y la central de los Andes.

1.5.2 Clasificación fisiográfica

- *Altiplanicies disecadas.*- Comprende un conjunto de depósitos de origen coluviales ubicado en llanura relativamente amplia, muestran disectación por acción del poder erosivo. Sus unidades fisiográficas son: Plataforma, taludes y Cauces.
- *Abanico Aluvial.*- Son suelos cuyo origen sea materiales coluviales producto de la gravedad y la precipitación dentro de los abanicos aluviales crecientes de las quebradas laterales al cauce principal y que en conjunto han formado pequeñas llanuras.
- *Colinas bajas.*- Son superficies relativamente accidentada, con superficies onduladas, alturas variables aunque inferiores que las montañas y contornos más suaves.
- *Taludes.*- Comprende el área escarpada ubicada en borde de la altiplanicie disectada, con fuertes pendientes.

1.6 DESCRIPCIÓN DE UNIDADES DE MAPEO (inventario de clases de suelos)

1.6.1 Origen y formación de los suelos

El material parental es uno de los principales factores que intervienen en la formación de los suelos, por tanto debe indicarse que en el área de estudio se ha encontrado el siguiente origen y formación consecuente:

- Los suelos de la zona fueron originados por depósitos de rocas que dejaron las aguas de lluvia y de quebradas. La mayor extensión de suelos tiene forma coluviales, los que se han formado a partir de materiales transportados y depositados localmente por la acción conjunta de la gravedad y precipitación

- El origen genético de estos suelos está influenciado por la meteorización de la roca y detritus volcánicos procedentes de la zona alta; como resultado se tiene suelos fértiles como los que se encuentran en el distrito Huamanguilla en la Provincia de Huanta.

1.6.2 Definición de unidades utilizadas

En un sistema formal de nomenclatura las unidades cartográficas conforman las unidades de mapeo representativas del presente estudio realizado.

UNIDADES CARTOGRÁFICAS: Para el caso del presente estudio, la Consolidación es la unidad cartográfica dominante, que están definidas y nominadas en función de su o sus componentes dominantes, las cuales pueden ser suelos o áreas misceláneas o ambos.

Consociación: permite delimitar una unidad dominante al nivel de sector de suelos, pudiendo tener inclusiones de otros sectores o áreas misceláneas que no superen el 15 % de la consociación.

SERIE DE SUELO: Unidad taxonómica definida como un grupo de suelos que presentan horizontes similares tanto en su disposición como en sus características y que se han derivado de un mínimo material originario o parental.

Un aspecto fundamental en distinción de serie es determinar si los suelos son de morfología genética o no genética, es decir si presentan horizontes desarrollados o no desarrollados.

FASE DE SUELO: Es un grupo funcional creado para servir propósitos específicos en los estudios de suelos. Esta puede ser definida para cualquier categoría taxonómica o práctica.

Diferencias en características del suelo o del medio ambiente, que son significativas para el uso, manejo o comportamiento de los suelos, constituyen la base para establecer las fases. En el presente estudio se ha considerado las fases de pendiente y afloramientos líticos.

ÁREAS MISCELÁNEAS: Son unidades esencialmente no edáficas que comprenden superficies de tierra que puede o no soportar algún tipo de vegetación debido a factores desfavorables que presentan como por ejemplo una severa erosión activa que impide la formación de suelo. Por lo general, estas áreas no presentan interés o vocación para fines agrícola, aunque en algunos casos pueden convertirse en productivos después de realizar labores intensas de rehabilitación.

1.6.3 Descripción de unidades edáficas.

La descripción de los suelos se realizó tomando como base los criterios y normas establecidas en el Soil Survey Manual (USDA - 2003), complementada con el libro de campaña para descripción y muestreo de suelos (NRCS-USDA 2002).

A continuación se describen en detalle los rasgos físicos morfológicos y químicos de las series de suelo en que se ha dividido el estudio.

SERIE ANTACOCKA (An): Suelos con relieve ondulado suave de pendiente ligeramente inclinada (10 %), representa una superficie de 86.80 Has. (4.21 %), suelos moderadamente profundos a superficiales, de origen coluviales, el drenaje interno en general es moderado.

Las características químicas es moderadamente acida, bajo contenidos de sales, baja materia orgánica y fósforo, altos contenidos de potasio; la capacidad de intercambio cationico es alta. La capacidad de campo de los horizontes superiores, en promedio se encuentra 24.59%, el coeficiente de marchitez en 13.80 % y la densidad aparente está en 1,16 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderada (12,72 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm.	Descripción
Ap	0 - 20	Suelo de textura franco arcillosa de color 2.5YR5/3 en seco, con estructura en bloques angulares, duro en seco. Poca presencia de grava. El pH 5.50, la materia orgánica en un 0.64 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.42 mS/cm, un PSI del 0.26 %. El limite ondulado, gradual.
C	20 - 100	Suelo de textura franca, 10 YR 5/3 en húmedo, con grava y piedras de hasta 25 cm. de diámetro, de estructura bloque sub angular.

PAMPAYAJA (Py): Presenta una área de 66.5151 Has. (3.23 %), suelos moderadamente profundos, con relieve ondulado suave, de pendiente ligeramente inclinada (8 %), con pedregosidad superficial en un 10 % aproximadamente, con una escorrentía superficial rápida, las características químicas se manifiestan con una reacción fuertemente acida, baja materia orgánica, fósforo de medio a bajo y contenidos medio de potasio, de drenaje interno bueno. La capacidad de intercambio cationico es medio.

La capacidad de campo de los horizontes superiores, fluctúa entre 23.20% y 24,0%, variando el coeficiente de marchitez entre 14.00% y 14.85% y la densidad aparente está en 1,26 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderada (8.99 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
Ap	0 - 16	Suelo de textura franca de color 7.5YR4/4 en seco, con estructura en bloque angulares grandes, dura en seco. Con presencia de grava en un 2 % con diámetros menores de 2 cm. El pH 5.30, la materia orgánica en un 0.15 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.35 mS/cm, un PSI del 0.78 %. El límite es gradual ondulado.
C	16 - 44	Suelo de textura franca arcillosa de color 10YR4/4, moderadamente pedregoso de hasta 6.5 cm. de diámetro, de estructura granular. El pH 6.1, la materia orgánica en un 0.10 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 0.53 mS/cm.

CONDORMARCA (Cm): Esta serie representa 260.9953 Has.(12.68 %), suelos moderadamente profundos, de origen coluviales Suelos con relieve ondulado de pendiente variable que van desde 12 a 20 %, el drenaje interno es moderado, las características

químicas se manifiestan con una reacción neutra, baja materia orgánica, fósforo medio, y altos contenidos de potasio. La capacidad de intercambio cationico es media.

La capacidad de campo de los horizontes superiores, fluctúa entre 26.20% y 30,0%, variando el coeficiente de marchitez entre 14.00% y 14.85% y la densidad aparente está en 1,24 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderada (8.88 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico de la zona.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
Ap	0 - 20	Suelo de textura franco arcillosa de color 10YR6/2 en seco, con estructura en bloques angulares de consistencia dura en seco, con presencia de moteaduras. Sin presencia de grava. El pH 6.60, la materia orgánica en un 0.44 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.81 mS/cm, un PSI del 3.97 %. El límite es claro ondulado.
C	20 - 50	Suelo de textura franco arcillosa de color 10YR5/3 en húmedo, moderadamente pedregoso de hasta 9.5 cm de diámetro, con poros compacto y de estructura granular. El pH 6.00, la materia orgánica en un 0.22 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 0.78 mS/cm, un PSI del 2.96 %.

RAYAMPATA (Rp): Representa una área de 124.1483 Has.(6.03 %), Suelos de origen coluviales con relieve ondulado, de pendiente (de 10 a 12 %), el drenaje interno en general es moderado. Las características químicas es ligeramente alcalina, materia orgánica media, fósforo medio y altos contenidos de potasio. La CIC es alta.

La capacidad de campo de los horizontes superiores, fluctúa entre 24.8% y 25.8%, variando el coeficiente de marchitez entre 14.2% y 15.8% y la densidad aparente está en 1,2 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderada (3.19 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
Ap	0 - 21	Suelo de textura franco arcillosa de color 10YR4/2 en seco, con estructura en bloques sub angulares de consistencia dura en seco. El pH 7.40, la materia orgánica en un 2.76 %. Con reacción ligera al HCl diluido, CE 2.44 mS/cm, un PSI del 3.89 %. El límite es claro ondulado.
C	21 - 68	Suelo de textura franca arcillosa de color 10YR5/3 en húmedo, moderadamente pedregoso de hasta 8.5 cm de diámetro, con pocos poros compacto y de estructura granular. El pH 7.60, la materia orgánica en un 0.30 %. Con reacción media al HCl diluido, CE 0.56 mS/cm, un PSI del 2.96 %.

JURIPARO (Qu): Abarca una extensión de 109.8407 Has. (5.34 %), Suelos con relieve ondulado suave, de pendiente ligeramente inclinada 20 %, el drenaje interno en general es bueno y la erosión es moderada, con pedregosidad superficial ligera en un 3 - 5 %, con una escorrentía superficial moderada Las características químicas es neutra, baja materia orgánica, fósforo de medio a bajo y medio contenido de potasio, la CIC es alta.

La capacidad de campo del horizonte superior, es de 23.80%, el coeficiente de marchitez 13.30% y la densidad aparente esta 1,28 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderadamente rápida (7.77 cm/hora)

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
A	0 - 23	Suelo de textura franco arcillo arenosa de color 10YR5/2 en seco, con estructura en bloque sub angular de tamaño grande. Sin presencia de grava, con presencia de moteaduras. El pH 6.60, la materia orgánica en un 0.86 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.75 mS/cm, un PSI de 3.86 %. El límite es gradual lineal.
C1	23 - 38	Suelo de textura franca de color 10YR5/4 en seco, estructura granular, con presencia de grava. El pH 6.50, la materia orgánica en un 0.66 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.89. El límite es claro ondulado.
C2	38 - 73	Suelo de textura franco arcillosa de color 10YR 5/4 en seco; textura media, de estructura granular con grava ligeramente duro.

PAMPAHUASI (Ph): Esta serie consta de 217.8895 Has.(10.58 %), Suelos con relieve ondulado suave, de pendiente moderadamente inclinada que varia de 8 a 16 %, de drenaje superficial de rápido a moderadamente lento, con drenaje sub superficial de moderado a imperfecto. Las características químicas es ligeramente alcalina, baja materia orgánica, fósforo bajo y altos contenidos de potasio. La capacidad de intercambio cationico es alto. Estos suelos tienen las siguientes características químicas: pH que fluctúa es neutra (8.0 a 8.8), La CIC es moderadamente media (32.00 a 33.00 meq/100 gr de suelo). El contenido de materia orgánica, el fósforo disponible y el potasio se encuentra en niveles altos. La capacidad de campo de los horizontes superiores, fluctúa entre 24.8% y 25.8%, variando el coeficiente de marchitez entre 14.2% y 15.8% y la densidad aparente está en 1,2 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderada (3.19 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
Ap	0 - 21	Suelo de textura arcillosa de color 5Y 7/1 en seco, con estructura en bloque sub angular ligeramente duro, de tamaño pequeño. Sin presencia de grava. El pH 7.60, la materia orgánica en un 0.35 %. Con reacción media al HCl diluido, CE 2.21 mS/cm, un PSI del 2.92 %. El límite es abrupto, ondulado.
C	21 - 68	Suelo de textura franca arcillosa de color 10YR 5/3, con estructura granular consistencia suave. Con presencia ocasional de grava subangular. El pH 7.40, la materia orgánica en un 0.12 %. Con reacción ligera al HCl diluido, CE 1.11 mS/cm, un PSI del 1.23 %.

QUITURARA BAJO (Qb): Esta serie representa 248.9332 Has.(12.09 %), Suelos con relieve ondulado suave, de pendiente ligeramente inclinada de 14 a 20 %, con drenaje bueno, ligera pedregosidad superficial, con una esorrentía superficial rápida. las características químicas es fuertemente acida, baja materia orgánica, medio en fósforo, alto contenido de potasio y medio el viel de CIC.

La capacidad de campo de los horizontes superiores, fluctúa entre 25.20% y 29,0%, variando el coeficiente de marchitez entre 14.00% y 14.85% y la densidad aparente está en 1,24 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es moderada (9.02 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
Ap	0 - 14	Suelo de textura franco arcillosa de color 5YR 5/3 en seco, con estructura en bloques angulares duros. Sin presencia de grava. El pH 5.00, la materia orgánica en un 1.04 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.31 mS/cm, un PSI del 0.44 %. El límite es difuso, ondulado.
C1	14 - 46	Suelo de textura franco arcillosa, el color 10YR 5/4; moderadamente pedregoso de hasta 8.5 cm de diámetro, con poros compacto y de estructura granular.

LLUCHUPAMPA (LLp): Esta serie abarca una extensión de 88.4391 Has. (4.3 %), Suelos con relieve ondulado suave, de pendiente ligeramente inclinada 13 %, suelos profundos a moderadamente profundos, el drenaje es bueno, las características químicas es fuertemente acida, con baja materia orgánica, fósforo Bajo, alto contenido de potasio y baja CIC.

Los suelos de esta serie tienen las siguientes características químicas: pH que fluctúa de Neutro a alcalino (5.6 a 7.0), La CIC es moderadamente alta (11.00 a 12.3 meq/100 gr de suelo). El contenido de materia orgánica, el fósforo disponible y el potasio se encuentra en niveles medios. La capacidad de campo de los horizontes superiores, fluctúa entre 22.8% y 23.2%, variando el coeficiente de marchitez entre 13.5% y 15.2% y la densidad aparente está en 1,2 gr/cc. La velocidad de infiltración básica es alta (11.86 cm/hora).

A continuación se detalla un perfil característico del sector.

Horizonte	Prof./cm	Descripción
Ap	0 - 21	Suelo de textura franca, de color 10YR 6/4 en seco, con estructura en bloques sub angulares de consistencia dura, con presencia de moteaduras. Con presencia de grava ocasional subangular con diámetros menores de 1 cm. El pH 5.50, la materia orgánica en un 0.76 %. Sin reacción al HCl diluido, CE 1.31 mS/cm, un PSI de 0.72 %. Limite gradual ondulado.
C	21 - 68	Suelo de textura franca arcillosa de color 10YR 3/3; moderadamente pedregoso de hasta 8.5 cm de diámetro, con pocos poros compacto y de estructura granular.

TIERRAS MISCELÁNEAS (Tm): Ocupa una extensión de 855.0244 Has, equivalente al (41.53 %) del área evaluada, corresponde a zonas de topografía bastante abrupta, fondos de quebrada, laderas; son áreas que no ofrecen un potencial agropecuario, debido a limitaciones del suelo que restringen su uso.

CONSOCIACIONES.

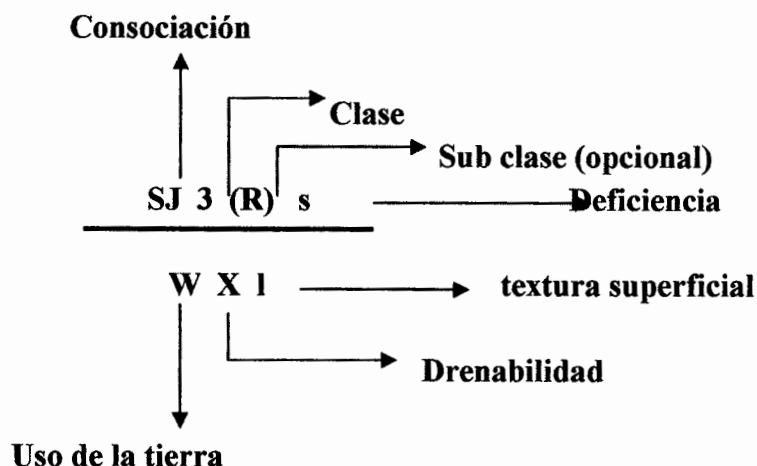
Las consociaciones consideradas para el presente estudio están constituidas por las series inventariadas y descritas en las unidades edáficas del presente estudio, las cuales están conformadas por los diferentes sectores, los que en el cuadro siguiente se detallan.

Consociación	Símbolo	Área (Ha)
Antacocha	An	86.8001
Pampayaja	Py	66.5151
Condormarca	Cm	260.9935
Rayampata	Rp'	124.1483
Quriparo	Qu	109.8407
Pampahuasi	Ph	217.8895
Quiturara bajo	Qb	248.9732
Lluchucpampa	Llp	88.4391
Tierras misceláneas	Tm	855.0244
TOTAL DE AREA		2058.6257

1.6.4 Explicación del mapa.

- El mapa denominado “Mapa de Suelos y aptitud para el riego” ha sido confeccionado sobre la base topográfica proporcionada por el proyecto y publicado a escala 1:25000.
- Previamente se realizó el mapeo de las Unidades Cartográficas (Consociaciones), para seguidamente digitalizar, mediante el programa AUTOCAD lo mapeado, y de esta forma elaborar el mapa de suelos.
- En el mapa se suministra dos tipos de información, una de características netamente edáficas, que muestra la distribución espacial de los diferentes suelos, basándose en sus características morfológicas y su relación con otros rasgos del paisaje; y otra de carácter interpretativo, que indica la aptitud para el riego de las tierras.
- La representación de las Unidades Cartográficas esta dada por un símbolo fraccionado. En el numerador se indica el símbolo de la unidad cartográfica, La clase, la sub clase opcional, la deficiencia; en el denominador se representa el uso de la tierra, la drenabilidad y la textura superficial.

Gráficamente esta simbología puede esquematizarse a continuación de la siguiente forma:



1.7 CLASIFICACIÓN DE LAS TIERRAS SEGÚN SU APTITUD PARA EL RIEGO.

1.7.1 Generalidades

El objetivo de una clasificación técnica de los suelos, según su aptitud para el riego, es determinar la cantidad y calidad de las tierras con fines de una política racional de regadío permanente. El fin inmediato es de separar las tierras aptas de las no aptas para el riego.

El concepto de Tierra Apta para el Riego se aplica a aquellas que, proporcionándole las prácticas necesarias, tiene una capacidad productiva suficiente como para mantener una agricultura bajo riego económicamente favorable. Tierra No Apta es aquella que, a pesar de las mejoras que se le introduzcan (nivelaciones, drenaje, correctores, facilidades de riego, etc.) no tiene una capacidad productiva como para sostenerse económicamente.

1.7.2 Aptitud para el riego del área estudiada

El sistema establece como parámetros de clasificación tres categorías (tierras aptas para el riego, tierras de aptitud limitada y tierras no aptas), Estos grupos generales se subdividen en clases de aptitud que son unidades básicas de acuerdo a su adaptabilidad a una agricultura de riego. La primera categoría se subdivide en tres clases de aptitud, de la 1 a la 3, la segunda categoría presenta una sola clase de aptitud, la 4, y la tercera categoría en dos clases de aptitud, la 5 y 6 que son consideradas como no aptas para el riego.

Las clases se subdividen en sub clases que señalan el tipo de limitación dominante, las que son suelo, topografía y drenaje. Se ha reconocido solamente tres clases de aptitud para el riego. No se ha reconocido a las clases 1 y 5.

CLASE 2 APTA: Los suelos de esta clase abarcan una superficie de 779.39 Has, que corresponde al 37.86 % del área neta evaluada. Están en las serie Pampayaja, Condormarca, Quriparo, Pampahuasi y Rayampampa. Ubicadas en terrazas bajas, entre las cotas 3,000 a 3,350 m.s.n.m. Con muy pocas limitaciones que restrinjan su uso, excepto su acidez donde deberá instalarse cultivos que son tolerantes a este pH.

CLASE 3. APTA: Los suelos de esta clase abarcan una superficie de 175.24 Has. que corresponde al 8.51 % del área evaluada. Esta en las series: Antacocha y Lluchucpampa suelos moderadamente profundos, erosión ligera a moderada, pendiente inclinada, drenaje bueno a moderado entre las cotas 3,000 a 3,450 m.s.n.m.. Su limitación principal es su fertilidad natural que fluctúa de media a baja y su erosión es de ligera a moderada.

Los suelos de esta clase poseen condiciones para el riego, pero por sus características edafológicas es mucho más restringida que los suelos de la clase 1 y 2 por presentar limitaciones referentes a suelo, topografía y drenaje. Adicionalmente demanda una fertilización, complementada con prácticas de mejoramiento de los suelos.

CLASE 4. APTITUD LIMITADA.: Evaluadas las características descritas a nivel de campo y los resultados de los análisis de laboratorio, los que han sido correlacionados con el sistema de clasificación de tierras por aptitud para el riego, se ha encontrado que se tiene 248.97 Has, equivalentes al 12.09 % del área total. En esta clase se encuentran los suelos de la series Quiturara baja, suelos moderadamente profundos a superficiales, erosión ligera a moderada, pendiente empinado, drenaje bueno a moderado entre las cotas 2,900 a 3,150 m.s.n.m. Su limitación principal es su fertilidad natural que fluctúa de media a baja. Estas tierras son adaptables para un tipo de riego específico como es riegos presurizados, pudiendo ser el de aspersión, el que estará supeditado a los estudios correspondientes.

Limitaciones de Uso: Los suelos de esta clase tienen limitadas potencialidades productivas, debido a las deficiencias en los factores suelo y topografía. Requieren prácticas correctivas a fin de situarlos dentro de un marco productivo económicamente favorable.

Estas tierras comprenden tierras cuyo aprovechamiento agrícola es muy limitado, debido a severas deficiencias de los factores de suelo. Las fuertes limitaciones impiden que estos suelos alcancen los niveles de productividad de las tierras de mejor calidad. Requieren de prácticas correctivas muy intensas, a fin de situarlos dentro de un marco productivo económicamente favorable.

Las limitaciones comprenden la presencia de suelos con alta acumulación de elementos pesados en la superficie y en el perfil, reacción ligeramente alcalina y presencia de sales.

Recomendaciones de Uso y Manejo: La aplicación de prácticas de manejo harán que el suelo pase a una clase inmediata superior, asimismo, debe entenderse que previamente se tendrá que evaluar la disponibilidad del recurso hídrico.

Las prácticas correctivas deben considerar una fertilización racional, rotación de cultivos, incorporación de materia orgánica, prácticas agronómicas y de conservación de suelos, y riego por gravedad a curvas de nivel y siendo el riego por aspersión el más recomendado.

CLASE 6: NO APTA.: Comprende una superficie de 855.02 has, esto es el 41.53 % del área estudiada. Están reunidos dentro de esta clase los suelos de las tierras misceláneas.

Los suelos que comprenden esta clase, son inapropiadas para propósitos de irrigación, debido a que no presentan los requerimientos mínimos exigidos para las clases de aptitud señaladas anteriormente.

1.7.3 Problemas de conservación de suelos

Actualmente la actividad agrícola es limitada por la escasez de agua de riego, que se refleja en la baja intensidad de uso de los suelos, los problemas de conservación son mínimos mayormente localizados en las áreas con pendientes (clase 4) que tienen riego.

En el sector de Quiturara Bajo (suelos de la clase 4) se ha observado en el riego para la instalación del maíz cuando los caudales son mayores a 10 l/s comienzan a erosionar la capa arable del suelos. El riego es tradicional no hay manejo de composturas.

En zonas donde se realice sobre pastoreo se expone al suelo a quedar sin cobertura, lo que incrementa el riesgo de erosión aunado esto a la pendiente.

1.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.8.1 Conclusiones.

- El estudio de suelos del área del Proyecto “Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa Sector Anta en el Distrito de Huamanguilla Provincia de Huanta Departamento de Ayacucho, se realizo el estudio, cubriendo una superficie de 2058.6257 Has., terrenos ubicados en su totalidad ubicada en el distrito de Huamanguilla.
- La clasificación de suelos según su Aptitud para el riego se realizo de acuerdo a las normas y técnicas vigentes, lo que ha permitido reconocer solamente tres clases de suelos:
 - Clase 2 779.39 Has (37.86 %)
 - Clase 3 175.24 Has (8.51 %)
 - Clase 4 248.97 Has (12.09 %)
 - Clase 6 855.02 Has (41.53 %)
- De acuerdo a las características de los suelos en estos pueden desarrollar los siguientes cultivos: papa, maíz amiláceo, maíz choclo, quinua, cebada, habas grano verde, arveja grano seco, forrajes y hortalizas, sin embargo deberá evaluarse las condiciones ambientales para la instalación de los cultivos perennes.

1.8.2 Recomendaciones.

- Luego de la interpretación del presente estudio, la formulación de planes y políticas a seguir para la elaboración del plan de manejo del Proyecto “Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa Sector Anta en el distrito de Huamanguilla” Provincia de Huanta región Ayacucho deberán ceñirse a las características edáficas encontradas, teniendo como premisa su mantenimiento y conservación.
- En el área de estudio es evidente la ausencia del recurso hídrico, es necesario realizar la evaluación de disponibilidad de este recurso con la finalidad de hacer viable la instalación o ampliación de la zona agrícola.
- Es necesario evaluar la aplicación de sistemas presurizados de rieguen cultivos de alta densidad como trigos o cebadas, así mismo debe de considerarse evaluar la instalación de cultivos semi perennes o perennes.

1.9 ANEXO:

ESCALAS PARA LA INTERPRETACION

REACCION DEL SUELO (pH)

PH	TERMINO DESCRIPTIVO
< 4,5	Extremadamente ácido
4,6 - 5,0	Muy fuertemente ácido
5,1 - 5,5	Fuertemente ácido
5,6 - 6,0	Moderadamente ácido
6,1 - 6,5	Ligeramente ácido
6,6 - 7,3	Neutro
7,4 - 7,8	Ligeramente alcalino
7,9 - 8,4	Alcalino
8,5 - 9,0	Fuertemente alcalino
> 9,0	Muy fuertemente alcalino

TEXTURA

TEXTURA	TERMINO DESCRIPTIVO
Ligera	Arena, Arena franca
Moderadamente Ligera	Franco arenoso
Media	Franco, Franco limoso, Franco, Limo
Pesados	Franco arcilloso, Franco arcillo limoso, Franco arcillo arenoso
Muy Pesados	Arcillo arenoso, arcillo limoso, arcilloso

CLASIFICACION DEL DRENAJE

CLASE	TERMINO DESCRIPTIVO
Nulo o anegado	El agua es eliminada del suelo tan lentamente que la napa freática permanece en la superficie o sobre esta la mayor parte del tiempo.
Pobre (Muy lento)	El agua es eliminada lentamente del suelo permaneciendo mojado por largos periodos de tiempo. La napa freática esta generalmente en la superficie o cerca de esta durante una parte considerable del año.
Imperfecto (lento)	El agua es eliminada del suelo con lentitud suficiente para mantenerlo mojado durante periodos muy apreciables de tiempo, pero no todo el tiempo. La napa freática de estos suelos es fluctuante, pero sin llegar a la superficie.
Bueno (Moderado)	El agua es eliminada del suelo con facilidad, pero no rápidamente.
Excesivo (Rápido a muy rápido)	El agua es eliminada del suelo rápidamente. Los suelos en esta clase de drenaje son arenosos y muy porosos, de muy escasa retentividad.

PEDREGOSIDAD SUPERFICIAL

CLASE	TERMINO DESCRIPTIVO
0	Libre a ligeramente pedregoso. No interfiere con la labranza. Las piedras (Mayor de 25 cm de diámetro) ocasionales se encuentran a distanciamientos mayores de 30 mts. Los fragmentos gruesos en proporción hasta de 15 %.
1	Moderadamente pedregoso. Presencia de fragmentos, piedras y/o afloramientos rocosos que dificultan la labranza. Requieren de labores de desempiedre para cultivos transitorios. aquí se incluyen a terrenos gravosos (de 15 a 50 %) y muy gravosos (de 50 a 90 %). Las piedras (mayores de 25 cm de diámetro) se distancian entre 10 y 30 metros.
2	Pedregoso. Presencia de fragmentos, piedras y/o afloramientos rocosos en cantidad suficiente para impedir cultivos transitorios, pero permiten la siembra de cultivos perennes. Las piedras se distancian entre 2 y 10 metros.
3	Muy pedregoso. Presencia de fragmentos, piedras y/o afloramientos rocosos en cantidad suficiente para impedir toda posibilidad de cultivo económico, pero permite el pastoreo o extracción de madera. Las piedras se distancian entre 1 y 2 metros.
4	Extremadamente pedregoso. Presencia de fragmentos, piedras y/o afloramientos rocosos en cantidad suficiente para impedir todo uso económico inclusive ganadero y producción forestal. Las piedras y rocas se distancian menos de 1 metro.

CLASE DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL

CLASE	TERMINO DESCRIPTIVO
Empozamiento	No escurre, áreas depresionadas.
Muy lento	El agua permanece por largos periodos de tiempo, áreas planas.
Lento	Areas ligeramente inclinadas, el agua cubre la superficie por periodos significativos.
Moderadamente lento	Relieve ondulado, el agua que escurre y el agua que penetra al suelo se encuentra en proporciones balanceadas.
Rápido	Areas empinadas, una pequeña cantidad de agua penetra al suelo, la mayor proporción escurre.
Muy rápido	Areas muy empinadas, la mayor parte del agua escurre y una pequeña penetra al suelo.

EROSION HÍDRICA

CLASE	TERMINO DESCRIPTIVO
0	Nula , sin síntomas de erosión
1	Ligera . se observa síntomas de arrastre por las presencia de canaliculos. Ausencia de surcos o cárcavas
2	Moderada . Se observa síntomas de erosión a través de la existencia de canaliculos y surcos poco profundos. Ausencia o escasas cárcavas
3	Severa . Presencia abundante de canaliculos o surcos profundos. Cárcavas pequeñas y algunas grandes no corregibles por labores de cultivo
4	Extrema . Suelos prácticamente destruidos o fuertemente truncados. Presencia de muchas cárcavas profundas imposibles de trabajar. Se incluyen los deslizamientos y deposiciones masivas de tierra que se ha desplazado hacia abajo.

PENDIENTES LARGAS (Laderas Largas)

% PENDIENTE	TERMINO DESCRIPTIVO
0 – 2	Plana casi a nivel
2 – 4	Ligeramente inclinada
4 – 8	Moderadamente inclinada
8 – 15	Fuertemente inclinada
15 – 25	Moderadamente empinada
25 – 50	Empinada
50 – 75	Muy Empinada
Más de 75	Extremadamente empinada

MICRORELIEVE

CLASE	TERMINO DESCRIPTIVO
Plano	Ausencia de microondulaciones o microdepresiones.
Ondulado suave	Con microondulaciones muy espaciadas.
Ondulado	Con microondulaciones de igual anchura y profundidad.
Microaccidentado o microquebrado	Presentan microondulaciones más profundas que hanchas.

PROFUNDIDAD EFECTIVA

PROFUNDIDAD	CLASE
< 15 cm.	Efímero
15 – 25 cm.	Muy superficiales
25 – 50 cm.	Superficiales
50 – 100 cm.	Moderadamente profundos
100 – 150 cm.	Profundos
Más de 150 cm.	Muy profundos

RIESGO DE INUNDACIÓN

CLASE	TERMINO DESCRIPTIVO
Sin riesgo o peligro de inundación	Incluye años muy excepcionales y por breve duración.
Inundación ligera	De poca profundidad y por periodos cortos en ciertos meses de todos a algunos años. Permite cultivos tanto perennes como estacionales.
Inundación moderada	A gran profundidad y/o por periodos moderadamente largos en todos los años, lo que hace muy difícil o imposible el uso del suelo para cultivos perennes, permitiendo sin embargo, el cultivo estacionario de algunas plantas en cultivos en limpio o pastoreo.
Inundación severa	Frecuentemente por períodos tan largos y/o profundos que impide todo cultivo y pastoreo económico continuado.
Inundación extrema	De duración casi permanente.

LEYENDA DESCRIPTIVA DE LA SIMBOLOGÍA UTILIZADA, APTITUD DE LAS TIERRAS PARA LA AGRICULTURA DE REGADÍO.

CLASES DE TIERRA

Clase de Tierra	Leyenda Descriptiva
1	Muy apropiada para el riego
2	Moderadamente apropiada para el riego
3	Poco apropiada para el riego
4	Muy poco apropiada para el riego
5	De condiciones especiales
6	No aptas para el riego

SUBCLASE OPCIONAL.

Subclase Opcional	Leyenda Descriptiva
R	Área designada para cultivar arroz o caña de azúcar
P	Área designada para cultivos perennes, semi perennes y pastos
S	Área bajo riego por aspersión

SUBCLASES DE RIEGO (DEFICIENCIAS).

Subclase de Riego	Leyenda Descriptiva
s	Deficiencia de suelo
t	Deficiencia de topografía
d	Deficiencia de drenaje

USO ACTUAL DE LA TIERRA

Uso Actual de la Tierra	Leyenda Descriptiva
C	Cultivares de caña de azúcar con riego
L	Cultivares de caña de azúcar de secano
M	Cultivares de sorgo o maíz de secano
B	Bosques fuertemente intervenidos
W	Tierras incultas o misceláneas

DRENABILIDAD DE LA TIERRA

Drenabilidad de la Tierra	Leyenda Descriptiva
X	Buena
Y	Restringida
Z	Pobre

EVALUACIÓN SUPLEMENTARIA (TEXTURA DE SUELO).

Textura Superficial	Leyenda Descriptiva
l	Ligera
m	Media
p	Pesada

ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

II. ESTUDIO GEOLOGICO - GEOTECNICO

II.- ESTUDIO GEOLOGICO - GEOTECNICO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 Objetivo del estudio

ESTUDIO GEOLÓGICOS

Establecer las características geológicas tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

ESTUDIO GEOTÉCNICOS

Establecer las características geotécnicas, es decir la estratigrafía y la identificación de las propiedades físicas mecánicas de los suelos para el diseño de las cimentaciones estables.

Lo fundamental del proyecto es hacer posible la captación y conducción del recurso hídrico necesario para permitir el riego de aproximadamente 1,000 hectáreas de terrenos agrícolas ubicados en los sectores Quiturara y Anta que denominan al proyecto.

2.1.2 REVISION DE LA INFORMACION EXISTENTE

La zona ha sido objeto de estudios geológicos y geotécnicos anteriores en tal sentido se procedió a la revisión y evaluación de la siguiente información técnica: INGEMMET – 1996. Carta Geológica Nacional 26 Ñ, con planos a escala 1:100 000.

UBICACIÓN

La captación se encuentra en el flanco Oeste de la Cordillera oriental, políticamente pertenece al distrito de Huamanguilla de la provincia de Huanta de la Región Ayacucho.

ACCESIBILIDAD

Al lugar se llega por la Red vial transversal asfaltada desde la Panamericana Sur.

Ruta	Carretera	Km	Horas
San Clemente-Ayacucho (Huamanga)	Asfaltada	311	8 horas
Huamanga – Huamanguilla	Asfaltada	37	1.30 horas
Huamanguilla – Presa Carnicería Pampa	Trocha	6	30 minutos
Total		354 Km	10 horas

CLIMA

Evaluando la información meteorológica a nivel regional, el área del proyecto, según la clasificación de Kopen posee un clima de alta montaña con características frías (Clima Frío o Boreal), característico de los valles mesoandinos entre los 3,000 a 4,000 msnm. Este clima presenta como rasgo fundamental precipitaciones anuales promedio de 700 mm y temperaturas medias anuales de 8 °C; registrándose generalmente veranos lluviosos e inviernos secos con fuertes heladas.

2.2 GEOLOGIA REGIONAL

2.2.1 Geomorfología:

De acuerdo al desarrollo geomorfológico de la zona, pertenece a la unidad de contrafuertes de la cordillera oriental, presenta un valle típico glacial en forma de “U” en donde se ha depositado una potente secuencias glaciofluviales en la zona de cuenca hidrológica hacia la quebrada Lluncuna y en la parte distal la penillanuras en roca volcánica de la formación Ayacucho y suelos aluviales en el sector Anta para el riego.

Las principales geoformas que presentan:

Cerros: prominentes de la parte alta del poblado de Huamanguilla como Muyorina, Quichicapata, Condorcunca, Curo Orcco están desarrolladas en la cota 4000 a 4450 m.s.n.m. que se distingue en una cadena de cerros que tiene una orientación de NE a SW.

Lomadas.- En las partes bajas de los cerros mencionados.

El mapa geomorfológico presenta, además de la diferenciación fisiográfica de nivel macro, un conjunto de rasgos fisiográficos complementarios, que ayudan a la descripción y caracterización del relieve. Entre esos rasgos cabe destacar los siguientes:

Bofedales alto andinos: son sectores característicos de las zonas alto andinas, en el fondo del valle se nuestras cuencas lagunares de Yanacocha, Uscococha, Toctococha. En estos lugares, la horizontalidad del relieve, y la constitución del suelo, con elevadas proporciones de arcilla y materia orgánica, tienden a concentrar las escorrentías provenientes de sectores laterales, y de afloramientos de aguas subterráneas locales, determinando la formación de ambientes hidromórficos, anegados, de especial importancia ecológica e hidrológica.

Derrubios inestables: Son acumulaciones de material coluvial gravitativo, a partir de desprendimientos de rocas meteorizadas de los afloramientos y escarpes rocosos de la Formación Ayacucho y del grupo Mitu, en las cuales está asentado Huamanguilla.

La geomorfología sobre los 4,200 m.s.n.m. está caracterizada por un típico relieve de fuerte modelado, se pueden diferenciar dos unidades geomorfológicas:

UNIDAD DE PLANICIES Y LOMADAS: Es un típico relieve de altura de orientación noroeste a sureste en un franja septentrional, llámese genéricamente plano, con lomadas onduladas por el fuerte modelado a que ha estado expuesta la superficie volcánica de la formación Ayacucho, Molinoyoc y Mitu por una intensa acción glacial habida en el pasado geológico reciente; muy estables, con cobertura vegetal propia y aguas arriba la persistencia de “Pasto y Ichu”, que es la vegetación natural de estas alturas.

UNIDAD DE CURSOS FLUVIALES: Dentro de la inmensa planicie, el modelado presenta depresiones, consecuentes de la intensa actividad glacial habida en el pasado, que han permitido la formación de cauces por donde corren caudales importantes de agua de manera permanente transversal; esta red hidrográfica de los ríos es de configuración de avenamiento dendrítico de parte altas de las nacientes lagunas como Yanacocha y de las quebradas transversales como: Chalhuarangra, Lluncuna, Huamanhura, Pallcca, etc.

2.2.2 Formaciones geológicas regionales

La cartografía geológica elaborada por el INGEMMET y publicada en el Cuadrángulo de Ayacucho–1995 a escala 1:100,000 describe las formaciones geológicas que a nivel regional se emplazan en el área circundante a la Carnicería pampa sector Anta.

ROCAS SEDIMENTARIAS:

GRUPO MITU (Ps-m): Son de la era paleozoica del sistema Pérmico de la serie superior, presenta 03 miembros bien definidos: desde su base a las más recientes.

MIEMBRO LAVICO (PS-T-MI/VSED): Son lavas oscuras de composición andesitas, intercaladas con niveles de rocas sedimentarias de areniscas cuarzosas.

MIEMBRO IGNIMBRITICO (PST-MI/IG): Secuencia compuesta por Ignimbrita soldadas con algunas intercalaciones de lavas de color marrón claro, con una textura brechoide como matriz polvo de roca riolita, clastos heterométricos de areniscas cuarcíticas, y en mayor proporción clastos de riolitas en la parte media de las lagunas en los alrededores.

MIEMBRO SEDIMENTARIO (PST-MI/SED): Están en la parte superior por donde se presenta una secuencia intercalada de coladas riolíticas con horizontes de conglomerados de color rojo, en su cemento tenemos limo y arcillas rojas con clastos de areniscas y areniscas cuarcíticas subredondeadas en menor proporción que los clastos de roca riolitas. El espesor de las rocas del Grupo Mitu se estima entre 1,500 y 2,000 m. Del poblado de Huamanguilla a 4 kilómetros al este sureste en línea recta encontramos el grupo Mitu.

GRUPO PUCARÁ (TRJ-PU): El Grupo Pucará consiste de una secuencia sedimentaria de calizas grises que por alteración forman tonalidades amarillentas. Presenta algunas intercalaciones de margas, calizas arenosas y delgadas capas lutáceas rojizas. Este grupo está afectado por intensos procesos cársticos y en superficie se muestra bastante fracturado pero poco alterado, con escasa o sin cobertura de suelo y con relieve agreste. Se encuentra Suroeste del poblado de huamanguilla a 60 kilómetros en línea recta.

FORMACION SOCOS (PE-SO): La erosión de tierras levantadas origino las molasas denominadas Capas Rojas y yeso, en la base del Eoceno. Estas capas continentales se suponen depositadas por corrientes fluviales. Se encuentra a 22 kilómetros en línea recta al Oeste suroeste del poblado de Huamanguilla.

ROCAS VOLCANICAS

FORMACIÓN TICLLAS (Po-Ti): Litología volcánicos riolíticas con lavas, tufos y brechas observados cerca de poblado de Tiillas al Sur sureste, de la ciudad de Huamanguilla a 15 kilómetros en línea recta.

FORMACIÓN SALLALLI (Nm-sa): Litología volcánicos andesítica con brechas volcánicas del Mioceno Inferior (>> 18 m.a.). Se encuentra a 16 kilómetros al Suroeste de la ciudad de Huamanguilla, los volcánicos están alrededor del poblado Sallalli.

FORMACIÓN HUANTA (Nm-h): Comprende tres fases: desde el más antiguo al reciente.

- **Miembro Tancas:** En la base tenemos limonitas, arcillas pelíticas con intercalaciones en bancos delgados volcánico lávicos lapillo intercaladas con conglomerados y piroclastos en bancos gruesos, de color vilado oscuro.

Se encuentra en la Ciudad de Socos a 1.3 kilómetros al Este Noreste en línea recta.

- **Miembro Tingrayoc:** son materiales de limonitas, arcillas, evaporizas pelíticas - samítico, de color rojo violáceo.

Se encuentra de la ciudad de Socos a 1.5 kilómetros al Este Noreste en línea recta.

- **Miembro Mayocc:** de materiales arcillosos pelítico, de color amarillo verdoso

Se encuentra de la Ciudad de Socos a 4.5 kilómetros al Noreste en línea recta.

FORMACION MOLINOYOC (Nm-mo): Suprayaciendo al miembro Mayocc la formación Molinoyoc, presenta litologías de lavas andesíticas hacia la base y lavas basálticas hacia la parte superior, en la zona se aprecia conos volcánicos, con una potencia de +/- 100 m.

Se encuentra al oeste a 6 kilómetros de la ciudad de Huamanguilla en línea recta.

FORMACIÓN AYACUCHO (Nm-ay): Esta unidad presenta dos fases volcánicas:

FORMACIÓN AYACUCHO (NM-AY1): Es la fase explosiva corresponde a una etapa muy intensa y constituye el miembro inferior, está formada por una secuencia de tobas lapillíticas (Ignimbrita) en alternancia con horizontes de tobas retrabajadas y sedimentos lagunares como limo arcillitas y diatomitas.

La mayor parte de riego es objeto en esta Formación con una morfología poco accidentada, con pendientes suaves, lomadas disectadas por quebradas menos profundas, con estructuras sub horizontal de sus estratos, muestra el color característico blanquecino.

FORMACIÓN AYACUCHO (NM-AY2): Es efusiva, corresponde a efusiones más tranquilas de brechas de erupción y lavas de composición basálticas hasta andesítica.

En general los afloramientos presentan una topografía suave. La morfología presenta poco accidentada, pendiente suave, lomadas, disectadas por quebradas profundas, con estructuras sub horizontal de sus estratos, muestra el color característico blanquecino a abigarradas.

Se encuentra a 23 kilómetros al Sur de la ciudad de Huamanguilla, en conjunto esta formación es la más extensa en el cuadrángulo.

FORMACIÓN ACOBAMBA (Nm-ac): De facies lacustre consistente de areniscas tufaceas, arcillas, bancos de caliza compacta, margas, tufos redepositados y conglomerados en la base, tiene un espesor de +/- 250 metros.

Se encuentra a 20 kilómetros al Oeste de la ciudad de huamanguilla en línea recta.

FORMACIÓN RUMIHUASI (Nm-ru): Litología de tufos riolíticas, dacíticos y traquíticos primordialmente de color blanco con intercalación de conglomerados en la parte superior.

Se encuentra en los alrededores de la Ciudad de Julcamarca.

DEPOSITOS CUATERNARIOS

DEPOSITOS MORRENICOS (Qp-mo): Se les conoce también como depósitos morrénico.

Los depósitos morrénico están asociados a los antiguos centros de glaciación y se propagan especialmente sobre los 4,000 msnm. Se presentan en forma de colinas bajas y llanuras y se identifican en diferentes segmentos del trazo, en los sectores altioplánicos, donde están ampliamente distribuidos.

DEPÓSITOS GLACIOFLUVIALES (Qp-gf): En el área de estudio, especialmente en las cabeceras de los valles se observan sedimentos semiestratificados de carácter intermedio, entre los bancos aluviales de corrientes de agua, y las masas heterogéneas de origen glaciar. Los depósitos glaciofluviales generalmente se presentan cerca a las antiguas áreas de glaciación, y se desplazan hasta altitudes aproximadas de 3,500 msnm. Eventualmente, al igual que los depósitos glaciares, forman también áreas de bofedales o mal drenaje.

DEPÓSITOS COLUVIALES (Qh-co): Se les conoce también con el nombre de derrubios de ladera a veces inconsolidadas en este caso son rocas andesitas porfíricas de color verdosas. Se originan por la paulatina reptación de los suelos residuales y la consiguiente acumulación en las laderas menos empinadas. Están constituidos principalmente por masas limo-arenosas, con inclusiones de fragmentos rocosos, angulosos, heterométricos.

DEPÓSITOS ALUVIALES (Qh-al): Se origina por el acarreo de fragmentos rocosos de los ríos con escorrentía permanente. Están constituidos por cantos rodados y gravas heterométricas, con relleno areno-limoso, acumulaciones de material inconsolidado a manera de amplias terrazas que se extienden a ambos lados del río Huanta.

Ocupan el cauce actual de los ríos y terrazas anegadizas. La importancia de los depósitos aluviales es que constituyen una fuente potencial de aprovechamiento de materiales de construcción local para agregados de concreto.

ROCAS INTRUSIVAS

Complejo Granítico Querobamba (Pm - que): El granito Querobamba es de tonalidad gris rosada, de textura granular. Superficialmente se encuentra bastante fracturado y alterado, aunque en los fragmentos se muestra duro y resistente a la fragmentación con martillo. La edad de estos granitos se asigna al Permiano Medio.

Los granitos se propagan desde la localidad de Rayusja hasta Cerromina, ubicada en la divisoria de aguas al SE de Ayacucho, también en el flanco derecho del valle de Vinchos.

Microdiorita Buena Vista (Pm Tr- di): El nombre es por localidad geográfica, es un plutón de diorita, donde a veces es necesario el auxilio del microscopio para su reconocimiento. Se encuentra en la Ciudad de San Pedro de Cachi a 01 kilómetro al oeste en línea recta.

Andesita Santo Tomas (Pm Tr-st): Existen lavas de textura afanítica como producto de una actividad volcánica muy reciente constituido por lavas de naturaleza andesítica de color gris. Se encuentra a 02 kilómetros de la Ciudad de San Pedro de Cachi en línea recta.

Microdiorita Antaparco (P - gra): El nombre es por la localidad geográfica, son intrusión de diorita de minerales más finos, microgranular.

Porfido acido Quehuavilca (P - rg): Es un plutón individual que tiene características propias con contacto definido, mayor presencia de cuarzo en los granitos a granodioritas. Este intrusivo corta a la formación Molinoyoc y volcánico Tunsulla.

Granito San Miguel (P-grsm): De edad pérmica Superior y triásico inferior, de naturaleza sieno granítica, holocristalina, hidiomorfica, color rosado intenso; las características geotécnicas es alta resistencia, impermeable, sin deformación tectónica y taludes estables.

2.3 UBICACIÓN DE LAS INFRAESTRUCTURAS.

2.3.1 Criterios para la ubicación de la presa.

La ausencia de riesgos geológicos significativos para la seguridad del embalse hacia la cabecera con tipos de rocas encajantes volcánicas Ignimbríticos impermeables y en la presa en suelo duro de morrenas de fondo y suelo suelto en depósitos glaciofluviales no presenta filtraciones de agua, no hay zonas de taludes vigentes la que se observa es por gelifracturas dadas por la erosión glaciaria habida en el pasado que ya fueron erosionadas en su totalidad.

Las condiciones geomorfológicas para el dique en su mayoría en depósitos morrénico, muestran estanqueidad en su lecho, no presenta permeabilidad en el vaso y cierre.

Las áreas de sostenimiento, avances y el sistema de infraestructura de cierre tienen que soportar las fuerzas de empuje que se estarían creando ante el desbalance en suelos duros (morrenas) a una profundidad aproximada de 35 metros. Y en rocas fijas entre 35 a 40 metros que si presenta estabilidad.

La cuenca hidrográfica se encuentra en orientación NE al SO, en otros tiempos fue embalse, en la actualidad presentan amplias zonas de bofedales con presencia de ingresos tributarios permanentes, las que propicias un embalse de la envergadura del estudio.

2.3.2 Apreciación geológica – geotécnica

La geomorfología amplia en el embalse constituido de materiales sueltos en un primer estrato de 35 m de profundidad seguido del basamento rocoso, hacen posible la construcción de la represa luego de haber realizado un previo tratamiento en su cimentación y lograr así la plena seguridad y estabilidad de la misma. En sus laderas presenta estabildades, no presenta subsidencia de materiales gruesos por el ingreso de agua hacia la quebrada Lluncuna.

No tenemos problemas de fallas, pliegues sinclinal ni anticlinal ni zonas de grado de fracturamientos fuerte.

No tenemos contacto de rocas de diferentes litologías que pueda indicar grado comportamiento hidráulico o mecánico.

Resulta comprender que el agua en ligero movimiento a través del terreno suelto induce sobre este una fuerza que tiende arrastrarlo, de hecho se tiene la solución al descalce de terrenos blandos que esta bajo presión de los bofedales (5 m) y suelo duro de morrenas (mayores de 35 m) retirar todo desmonte para construir sobre litología volcánica (Ignimbrita) del Grupo Mitu.

No tenemos intersección de planos de cizalla de muy baja resistencia ni zonas alteradas.

Las tensiones importantes de Orientación NW no estarían ejerciendo influencia de descompresiones y convergencias.

No hay presencia de cavidades.

No estamos en terrenos de yesos, sulfuros ni aguas acidas.

No hay presencia de gases explosivos o tóxicos y altas temperaturas de aguas geotérmicas.

2.3.3 Ubicación de las infraestructuras de la presa

Para el dique la litología de suelo duro, subyace roca fija volcánica Ignimbrita la misma no presenta deformabilidad, muy resistentes e impermeables (30 m, según el sondaje eléctrico vertical (SEV) y los puntos P-01 y P-02 del sondaje diamantino).

En la cabecera del embalse y estribos, se aprecia la competencia de roca del miembro Ignimbríticos presenta menos fracturamientos a muy competente.

Las calicatas de eje de presa ensayadas presentan que la grava presenta como cemento a las arcillas limosas ya que sería impermeable lográndose una estanqueidad del agua.

UBICACIÓN DE LA CAPTACION

La Captación se ubicara sobre la quebrada del río Lluncuna a unos 1.000 metros aguas debajo de la presa.

La ubicación de la captación queda garantizada, ya que el flujo de aguas en ese recorrido es permanente en ese tramo, sin riesgo de quedar colgada.

La estructura de captación se fundara sobre estructuras de roca volcánica Ignimbrita.

Las condiciones geomorfológicas en ambas laderas del sector de la captación, presenta afloramientos volcánicos, estables, compactas que son resistentes a la erosión fluvial, mas prominentes en la margen izquierda.

Ausencia de riesgos geológicos significativos para la seguridad de la Captación, el tipo de roca fija es duro, impermeables ni filtraciones de agua, ni carstificación.

Hay estabilidad en ladera izquierda presenta talud natural vertical lo que indica el bajo grado de erosión de la roca volcánica.

No se observa grado de fractura miento fuerte en roca volcánica.

2.4 GEOLOGIA LOCAL

2.4.1 Geomorfología

El río Lluncuna se inicia desarrollando meandros de pequeño radio de curvatura con una pendiente sensiblemente horizontal (área de embalse) y prosigue su curso adoptando una pendiente suave, profundizando su cauce aguas abajo.

2.4.2 Litología y estratigrafía

En el área de influencia de la presa de Carnicería pampa se ha distinguido las siguientes unidades geológicas: Rocas paleozoicas, rocas cuaternarias, depósitos morrénico y materiales glaciofluviales.

En las proximidades del dique de cierre afloran las siguientes unidades estratigráficas:

- *Grupo Mitu (Ps-m)*: Aflora en el Cerro Muyorina conformado por volcánicos Ignimbríticos de color marrón rojizo, dura, menos fracturada, muy soldada que le da aspecto de brecha, en algunas se presenta como bancos gruesos con la siguiente orientación Rumbo en 75° SE; buzamiento en 10° SO.

- *Formación Ayacucho (Nm-ay1)*: Aflora en planicies bajas como la Pampa la Vega, Pampa Huari, Pampa Rachi: comprende secuencia de tobas lapillíticas (Ignimbrita) de color grisáceas masiva en alternancia con horizontes de tobas retrabajadas y sedimentos lagunares como limo arcillitas y diatomitas, presentan como estratos que muestran color blanquecino en quebradas menos profundas por la localidad de Pacaycasa.

DEPOSITOS CUATERNARIOS

Estos depósitos tienen un gran desarrollo en el área de estudio y comprende materiales morrénico, glaciofluviales, bofedales y coluviales-deluviales. La presa se fundara en roca volcánica Ignimbrita. En seguida se describen estas unidades litoestratigraficas:

- *Depósitos morrénico (Qh-mo)*: Se encuentran expuestos en ambas márgenes hacia el dique propuesto y conforman el dique natural que permitió el almacenamiento temporal del agua en épocas pasadas. Son productos de la acción glacial y están constituidos por bloques, gravas, guijarros englobados en una matriz areno limosa y/o arcillosa no presentan estratificación y alcanza un alto grado de compactación, presentan bloques erráticos con diámetros máximos hasta de 1,50 y son de naturaleza andesítica.
- *Depósitos Glacio-Fluviales (Qh-gf)*: Se encuentran relleno el cauce actual del río Lluncuna, esta constituido por gravas areno limosas y/o arcillosa con boloneria y fragmentos rocosos de naturaleza volcánica y de formas mayormente subangulosos. La erosión fluvial es mínima en el área, pequeños tributarios a la cuenca hidrográfica.
- *Depósitos Bofedales (Qh-bo)*: En la mayoría de los casos se encuentran sobreyaciendo a los depósitos glaciofluviales, demarcan área de represamientos temporales del pasado y cursos de aguas, están constituidos por una secuencia estratificada de limos arcillosos y en algunas arena limo arcilloso con poca gravas.
- *Depósitos Coluviales-deluviales (Qh-cd)*: Se encuentran depositados en las laderas de la laguna y quebrada lluncuna, constituido por materiales heterometricos subangulosos a angulosos de fragmentos rocosos de naturaleza volcánica del Grupo mitu (ignimbritas) algunas presenta limpias en otros tramos con arena limosas, en la actualidad se encuentran cubiertas por vegetación de pastos, son estables.

2.5 GEOTECNIA

2.5.1 Estabilidad de los márgenes y flancos del vaso

La estabilidad de las márgenes y flancos del vaso en general se puede calificar como aceptable. Los sectores conformados por rocas volcánicas (Ignimbrita) presentan taludes de 20° a 30°, la roca es maciza, resistente y con bajo grado de meteorización; no se han detectado desprendimientos recientes de gran magnitud. De la parte media de la laguna hasta la zona de ubicación de la presa, los flancos están constituidos por los depósitos morrénico con moderada pendiente (entre 10° a 20°), razón por la que se considera improbable que ocurran movimientos de masa de gran volumen que afecten la seguridad de las obras proyectadas.

Los flancos de la boquilla del vaso presentan pendientes suaves que van de 5°, en general se presentan estables.

En cuanto a los afloramientos volcánicos Ignimbrita andesítica ubicados en la cabecera del valle, éstas no presentan paredes abruptas que pudieran ocasionar inestabilidad.

De todo lo expuesto se establece que las condiciones de estabilidad que presentar las márgenes y taludes del vaso de la Presa Carnicería Pampa no ofrecerán mayor problema.

2.5.2 Estanqueidad del vaso

No se han observado filtraciones de importancia en la zona de embalse donde se localiza la sección de cierre; el fondo del embalse proyectado está constituido por material glacial y depósitos lagunares con presencia de suelos finos (arcillas y limos) que garantizan la estanqueidad del reservorio. Los flancos del vaso están conformados por materiales morrénicos, constituidos por gravas, arenas y bloques rocosos englobados en matriz arena arcillosa ó arcilla, lo que le confiere una buena compacidad y una permeabilidad baja.

El fondo del vaso está tapizado por depósitos glaciofluviales-bofedales, conformando una alternancia limosa y arena limosas; éstos suprayacen a los depósitos morrénicos.

Según los perfiles estratigráficos observados en el Vaso, en los flancos y fondo del embalse, predominan materiales con buenas condiciones de sellado, por lo que se considera que la estanqueidad del vaso está asegurado para los propósitos del embalse.

2.5.3 Zona de presa

La boquilla considerada como lugar de cierre conforma una planicie labrado en depósitos morrénicos. La sección transversal en el eje de presa tiene forma de “V” con flancos casi simétricos y con pendientes superiores a 20°.

Las morrenas sobre las que se implantará la presa, no presentan estratificación, están constituidos por una mezcla heterogénea de gravas, arenas, limos y arcillas con guijarros y bloques; derivados de rocas volcánicas. Están depositados caóticamente y presentan alto grado de compactación; una de las características es la presencia de bloques de grandes dimensiones que se distribuyen erráticamente hacia las márgenes.

El eje seleccionado esta encuadrado en las posiciones de rocas volcánicas Ignimbrita del grupo Mitu para ello un desbroce de mayor de 35 metros de suelos entre bofedales, glaciofluviales y morrenicos, para fundarse tratando de establecer la longitud mas corta para la estructura de cierre.

Cuadro 1: Coordenadas de eje de la Presa Carnicería Pampa

PUNTO	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	ELEVACION
Flanco derecho	8°564,937	595,543	3,942
Eje de rio	8°565,038	595,373	3,909
Flanco izquierdo	8°565,105	595,259	3,942

ESTABILIDAD DE TALUDES

Los estribos o flancos de la zona de cierre están conformados por depósitos morrénicos bastante consolidados. El eje de presa presenta una sección casi simétrica con pendientes del orden de 15° a 20°. Los depósitos morrénicos están constituidos por

fragmentos angulosos a subredondeadas, de una granulometría heterogénea desde gravas hasta bloques, englobados en matriz arcillo limo arenosa, densos y de baja permeabilidad.

2.5.4 Clasificación geomecánica de los materiales:

Esta denominación esta orientada a calificar la calidad de las rocas y/o suelos con el fin de buscar su estabilidad, proyectando obras de protección; y para clasificar los materiales que han de ser removidos con los trabajos de explanaciones.

Para el canal de derivación que se estudia, las características geológicas y geomorfológicas existentes dan condiciones muy favorables frente a la estabilidad de taludes. Así, las alturas de corte son mayormente bajas (no mayores de 2 m) y en muchos casos con corte cero, los suelos glaciofluviales y morrenas se presentan suelos sueltos a duros.

CLASIFICACIÓN DE MATERIALES DE CORTE: MOVIMIENTO DE TIERRAS

Los materiales para efectos de explanación han sido clasificados como:

Roca Fija: Cuando requieren de uso sistemático de explosivos para su afloje y remoción, en el trazo del canal en materia de estudio no se reporta, este tipo de materiales.

Roca Fracturada o blanda: Removible con maquinaria y uso de explosivos en menor porcentaje para su afloje y posterior remoción.

Material Suelto: Material removible con medios manuales y/o mecánicos, hay tramos de suelo suelto de glaciofluviales.

La descripción de la rocas blanda (morrenas duras) y material de cobertura que son cortados por el canal muestran que desde el punto de vista físico-mecánico ofrecen condiciones de baja resistencia frente a los trabajos de movimiento de tierras que han de ejecutarse, por lo que en la casi totalidad del tramo de 253 metros se ha considerado la clasificación de materiales de corte como de roca suelta y material suelto; mayormente, el movimiento de tierras se tenga que hacer con maquinarias y el no uso de explosivos.

El cuadro N° 01 adjunto: “Clasificación de Materiales de Corte para Movimiento de Tierras”, describe, por segmentos secuenciales y en forma porcentual, los diferentes tipos de material a ser removido, completado con una descripción precisa del tipo de rocas y suelos, así como las recomendaciones del talud final de corte que ha de darse.

CUADRO N° 1 CLASIFICACION DE MATERIALES DE CORTE PARA MOVIMIENTOS DE TIERRA

Progresiva	Distancia (m)	CLASIFICACION (%)			Observaciones
		Roca Fija	Roca Suelta	Material Suelto	
0+000 a 0+253	280		10	90	Suelo de glaciofluviales a morrenas, remoción sin uso de explosivos. Talud final 0.30:1 (H:V)

INTERPRETACION GEOTECNICA DEL CANAL DE DERIVACION

En este acápite se precisa el comportamiento de las rocas y material de cobertura frente a los trabajos de explanaciones que han de hacerse, teniendo en cuenta su naturaleza litológica, la incidencia de los peligros naturales y el proyecto de mejoramiento del canal.

Del material de cobertura

El material de cobertura a lo largo del canal esta representado por las acumulaciones de gravas glaciofluviales en aglutinante areno-arcillo-limoso, expandidos en la ladera izquierda de partes bajas, por arrastre y deposición por los depósitos glaciofluviales. En los taludes de corte del canal este material aparece cubriendo en su mayoría a las rocas sueltas de morrenas de la lomada en la margen izquierda con espesores no mayores a 0.5 m., teniendo el mismo talud que la roca; permaneciendo estables en estaciones de sequía y que no se desestabilizan localmente cuando se sobresaturan en estaciones de lluvias.

Se adjunta el Cuadro N° 01: “Clasificación de materiales de corte para movimientos de tierras en donde se especifica la Litológica a lo Largo del Trazo”, en donde se detalla el tipo de roca y material de cobertura cortados por el Trazo canal y su consecuente relación con los cortes (movimiento de tierra)

Para el Talud inferior del canal:

Por lo observado en campo, a lo largo del canal no hay problemas de geodinámica externa que pongan en peligro su estabilidad. La observación pasa por las variantes proyectadas en el talud inferior e, inclusive, para las correcciones menores del trazo que requieran un ensanche hacia el talud inferior. Para ambos casos, se recomienda:

Hacer el desbroce y limpieza del terreno natural en las áreas proyectadas (variantes) cubiertas de rastrojo, maleza, pastos, etc., de tal modo que el terreno quede limpio y libre de toda vegetación y su superficie resulte apta para iniciar los demás trabajos.

2.6 ESTUDIO MECANICA DE SUELOS:

2.6.1 Objetivos del estudio:

El objetivo principal del presente estudio, mediante observaciones de campo, mapeo de calicatas y pruebas de laboratorio, las condiciones físicas y geotécnicas del terreno, y de los materiales de préstamo que se usaran para la construcción de la presa, en base a ellas, proponer las recomendaciones técnicas pertinentes para la buena ejecución de la obra.

MÉTODO DE TRABAJO:

Trabajos de Campo:

- Reconocimiento del terreno.
- Ejecución de calicatas donde se proyecta construir la cimentación de la presa.
- Toma de muestras en calicatas.
- Toma de fotografías.

Trabajos de gabinete

- Ensayos de muestras de calicatas.
- Interpretación de resultados de ensayos de laboratorio y cálculo de parámetros técnicos.

UBICACIÓN DE CALICATAS:

Un trabajo fundamental en la investigación de suelos es la apertura de calicatas, ya que permiten conocer la calidad del material en donde se cimentara la presa a través de los análisis de las muestras tomadas en cada una de ellas.

Se han excavado 2 calicatas ubicadas a lo largo del eje de la presa con una profundidad promedio de 3.60 a 4.00 metros, excavado 02 calicatas del Vaso de Presa con un promedio de 3,00 metros, canal de conducción excavado 02 calicatas con una profundidad de 0,80 metros, de canal de conducción, excavado 02 calicatas de canal de conducción tal como lo señalan las exigencias técnicas de reglamento.

ENSAYOS DE SUELOS EN LAS CALICATAS

Las muestras de suelos ya en laboratorio, fueron clasificadas y seleccionadas siguiendo procedimientos y normas descritas en la ASTM D – 2488 /2004.

- Análisis Granulométrico por tamizado ASTM C-132.
- Limite Líquido ASTM D-4318.
- Material que pasa por tamiz N° 200 ASTM C-117.
- Clasificación SUCS.
- Perfiles Estratigráficos.
- Peso específico.

2.6.2 Ensayos insitu:

Se conoce como ensayos insitu aquellos en los cuales los trabajos se realizan en el mismo terreno donde se va a construir el proyecto.

- Ensayo de Permeabilidad.
- Ensayo de Penetración Standard (SPT)

2.6.3 Descripción de los perfiles estratigráficos en el eje transversal de presa.

CALICATAS DE EJE DE PRESA

Calicata	Profundidad (m)	Símbolo	Descripción
CP-01	0.20 – 4.00	GM	Grava limosa. Color plomo-rojizo, semicompacto.
CP-02	0.20-4.00	GM	Grava limosa, color plomo rojizo, semicompactado.

CALICATAS DEL VASO

Calicata	Profundidad (m)	Símbolo	Descripción
CV-03	0.20-0.80	GW-GM	Grava limosa, color negro materia orgánica abundante, no plástico.
	0.80 – 1.80	OL	Limos orgánicos con poca grava, color amarillo, semicompacto.
	1.80 – 3.00	SW-SM	Arenas limosa con poca grava, color amarillo, semicompacto
CV-04	0.20-1.00	SM	Arenas limosas, color negro – plomo, compacto.
	1.00 – 2.00	SM	Arenas limosas, color negro, compacto por la cantidad de agua.
	2.00 – 3.00	ML	Limos inorganicos, color negro, compacto

CALICATAS DEL CANAL DE CONDUCCION

Calicata	Profundidad (m)	Símbolo	Descripción
CN-01	0.20-0.50	GP	Grava en 80%, color café oscuro, semicompacto.

	0.50 – 0.80	GW	Grava con fino no plástico 60%, color café oscuro, semicompacto.
CCN-02	0.20-0.50	GM	Grava con fino no plástico, color negro, semicompacto.
	0.50 – 0.80	ML	Limos orgánicos, color negro, compacto, tipo bofedal.

CALICATAS DE LA BOCATOMA

Calicata	Profundidad (m)	Símbolo	Descripción
CB-01	0.20-1.50	GP-GM	Grava pobremente gradada, 49.94 % grava, 41.90 % de arenas y finos en 8.16 %.

CALICATAS DE CANTERAS DE ARCILLAS

Calicata	Profundidad (m)	Símbolo	Descripción
CA-01	0.00 – 1.20	GM	Grava limosa. Color café oscuro, compacto.
	1.20 -2.00	SC	Arenas con limos con poca grava, color café.
CA-02	0.20-1.50	SC	Arenas arcillosas, color marrón, compacto.

CALICATA DE CANTERA DE AGREGADO CAG-01

Calicata	Profundidad (m)	Símbolo	Descripción
CAG-01	0.00-1.30	GP-GM	Grava pobremente gradada, 80.19 % grava, 13.92 % de arenas y finos en 5.89 %.

2.7 ENSAYOS DE PENETRACION ESTÁNDAR (SPT)

2.7.1 Objetivo y antecedentes

El objetivo del estudio es realizar una serie de investigaciones de campo a los efectos de la definición del tipo de cimentación más adecuado para la obra a construirse.

Se solicitó de parte del responsable del proyecto, la realización de seis cateos con ensayos de resistencia S.P.T. a diferentes profundidades.

Un análisis de las características geológicas del área en estudio indica que la geología de la superficie está compuesta de una cobertura de potencia variable de depósitos compuestos por arenas y arcillas blandas, de bajo poder resistente seguido de materiales pertenecientes al manto rocoso (cristalino).

2.7.2 Investigaciones de campo

Se realizaron un total de 06 calicatas excavados con pala hasta una profundidad máxima donde se determinó la presencia de arenas gravosas ya que la presencia de roca es mas profunda entre 35 a 40 metros, y un sondaje de perforación diamantina de 30 metros de profundidad, obteniéndose el “rechazo” en los ensayos de penetración Estándar (S.P.T.), realizados en un todo de acuerdo a la Norma A.S.T.M. D1586 - 99:

- Pesa de 63.5 Kg.

- Altura de caída de 76 cm.

A las profundidades de interés, se aplicaron los golpes necesarias para el hincado en una longitud de 45 cm. del muestreador normalizado, denominándose "N" del S.P.T. a la suma el número de golpes necesarios para el hincado del los últimos 30 cm.

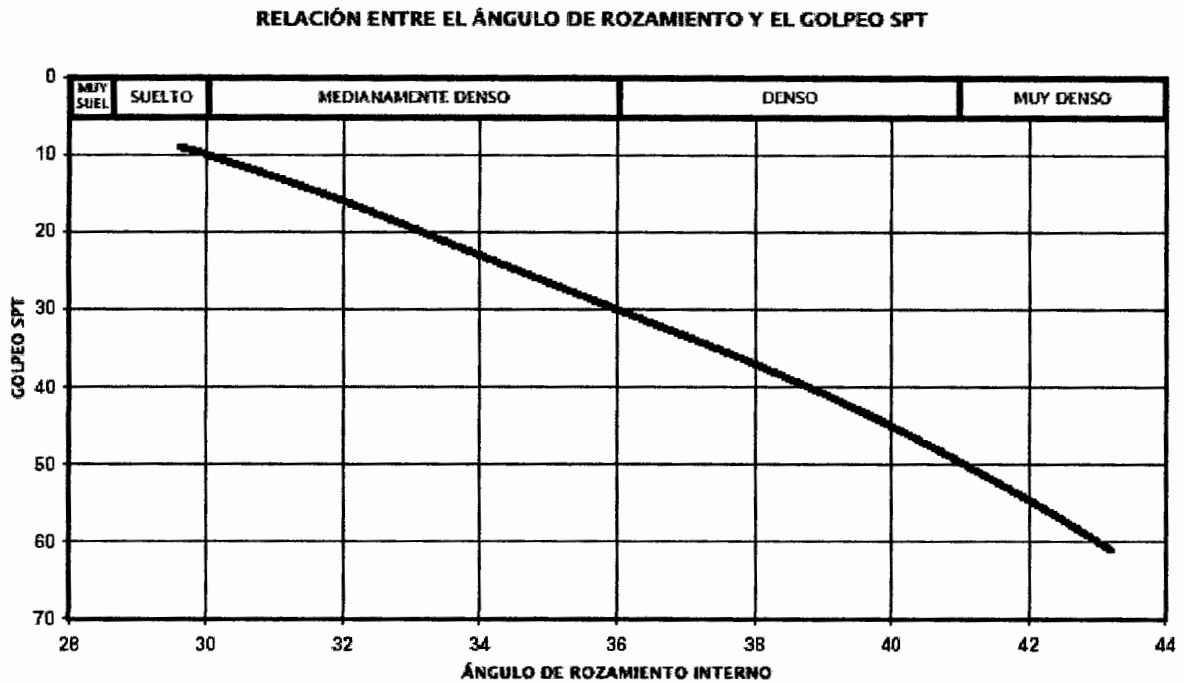
VENTAJAS DEL SPT:

Una ventaja adicional es que al ser la cuchara SPT un toma muestras, permite visualizar el terreno donde se ha realizado la prueba y realizar ensayos de identificación, y en el caso de terreno arcilloso, de obtención de la humedad natural.

INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD:

La penetración en las arenas depende de la resistencia del terreno, que a su vez es función del ángulo de rozamiento, o del índice de densidad, y del estado tensional en el que se encuentre el terreno haciendo de antemano los anteriores ensayos.

TABLA a-1



En suelos arcillosos se debe adoptar estos valores con precaución los siguientes valores indicativos de consistencia:

TABLA a-2

N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15 - 30	> 30
Consistencia	Muy blanda	Blanda	Media	Compacta	Muy compacta	Dura
Resistencia a compresión simple, q_u (kPa)	25	25-50	50-100	100-200	200-400	>400

UBICACION DE CALICATAS PARA S.P.T:

Se ha considerado 03 calicatas del eje de presa, una (01) de la margen derecha del río y las otras dos (2) de la margen izquierda del río; del vaso se ha considerado dos (2) calicatas a la izquierda del río y una (1) calicata aguas abajo, totalizando los seis (6) ensayos de S.P.T.

DESCRIPCION Y VALORES DE LOS ENSAYOS S.P.T.

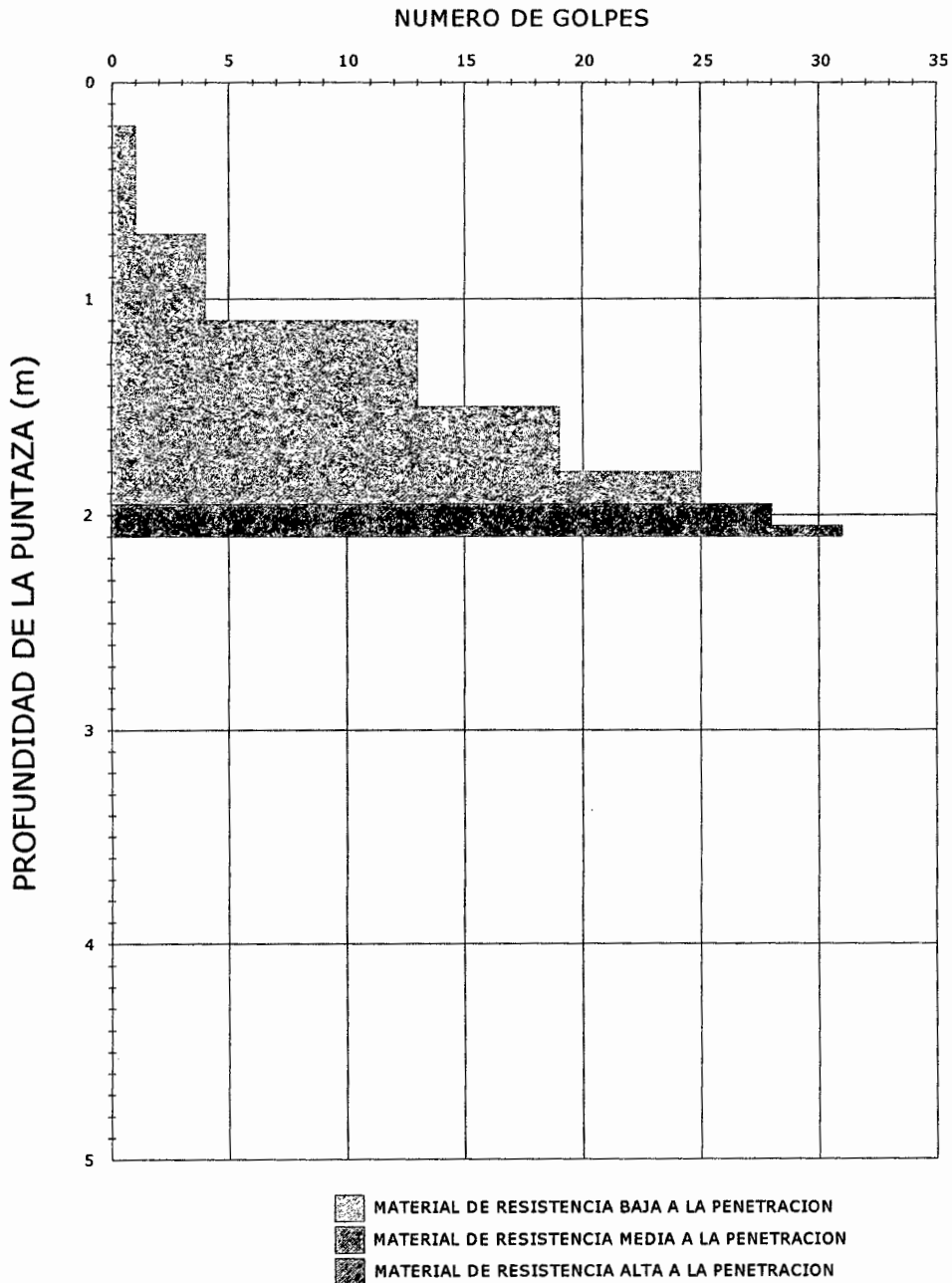
Descripción del perfil de cada calicata y los valores de ensayos S.P.T., las cotas referidas al nivel del terreno en la boca de cada pozo.

CALICATA SPT-01 (CP-01)

PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION DEL PERFIL
0.0 – 0.2	Arcilla de color negro, que contiene cierto % de materia orgánica (raíces): Humedad alta. Estado muy poco denso
2.50	Nivel del agua libre
0.2 – 4.00	Grava limosos semicompactado de color plomo rojizo (GM)
1.95	Ensayo S.P.T.: "N" = Rechazo

ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDART SPT

NUMERO DE ENSAYO: SPT-01
LOCALIZACION: MARGEN DERECHA - EJE DE PRESA
PROFUNDIDAD DE CIERRE: 1.95 m

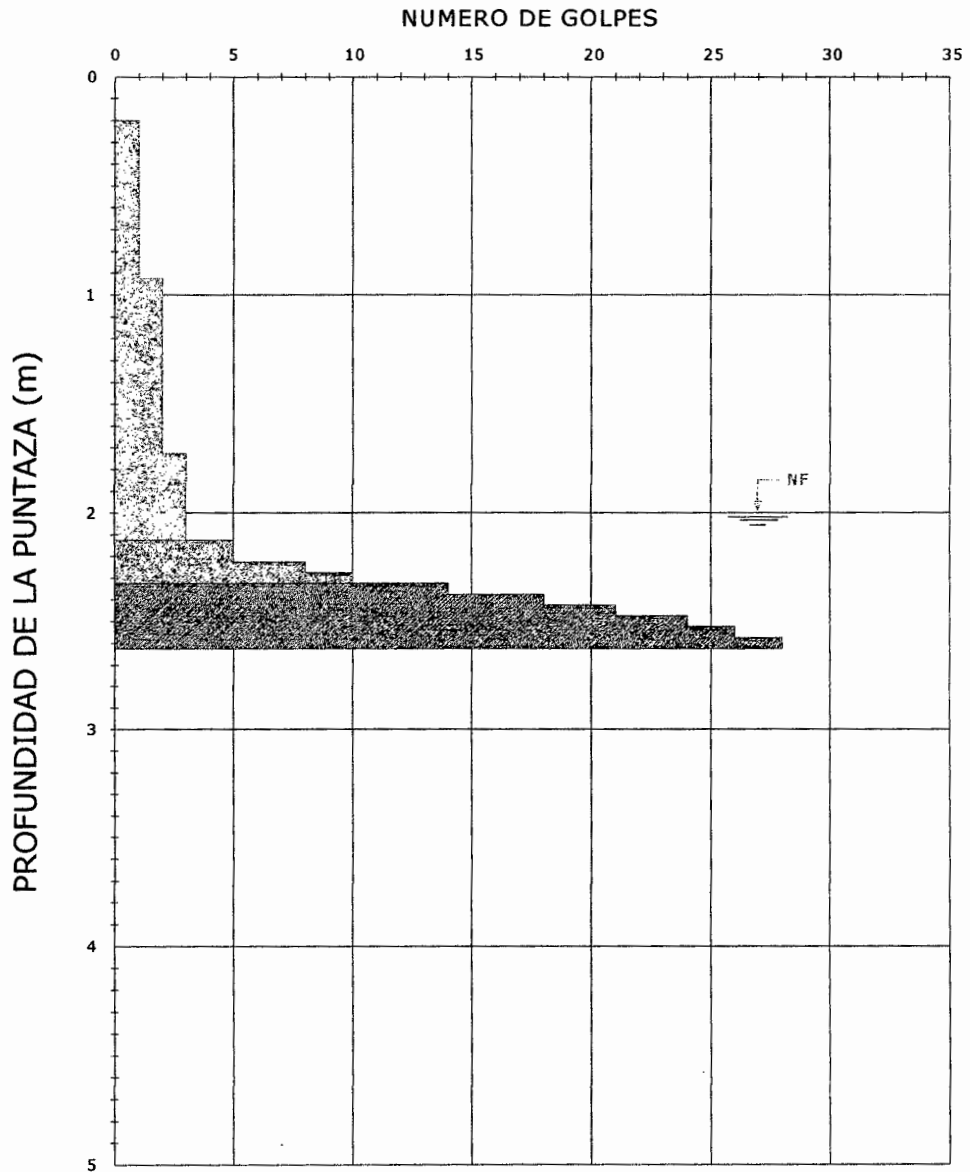


CALICATA SPT - 02 (CP-02)

PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION DEL PERFIL
0.0 - 0.20	Materia orgánica
0.20 - 0.60	Turba (Pt)
2.0	Nivel del agua libre
0.6 - 2.80	Grava limoso semicompactado, de color plomo - rojizo presenta muy grava (GM)
2.12	Ensayo S.P.T. : "N" = Rechazo

ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDART SPT

NUMERO DE ENSAYO: SPT-02
LOCALIZACION: MARGEN DERECHA - EJE DE PRESA
PROFUNDIDAD DE CIERRE: 2.12 m



- MATERIAL DE RESISTENCIA BAJA A LA PENETRACION
- MATERIAL DE RESISTENCIA MEDIA A LA PENETRACION
- MATERIAL DE RESISTENCIA ALTA A LA PENETRACION

CALICATA SPT - 03

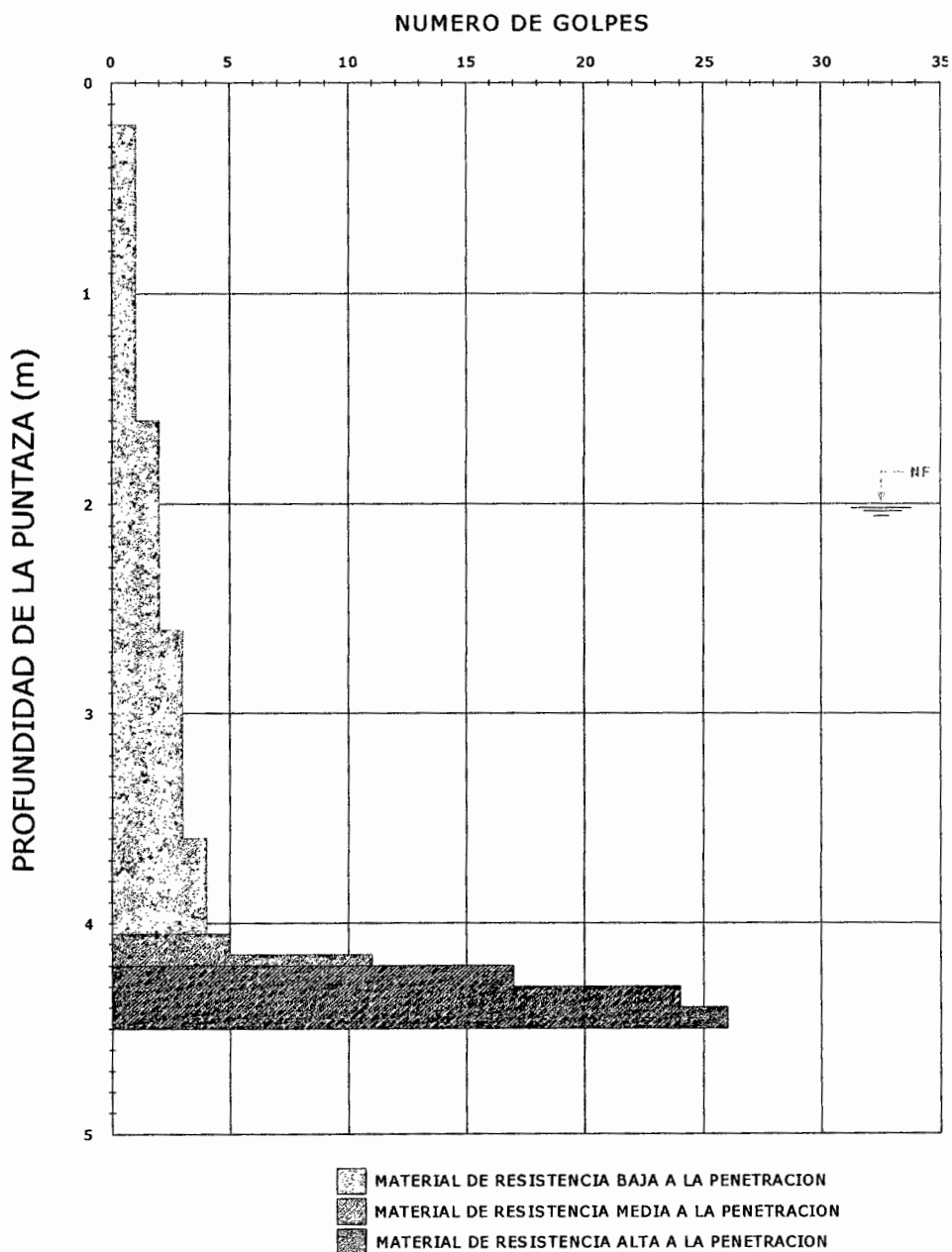
PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION DEL PERFIL
0.0 - 0.2	Turba (Pt)
0.2 - 0.70	Arcilla de color negro, que contiene % de materia orgánica (raíces): plástica y blanda (OH)
2.0	Nivel del agua libre
0.70 - 4.05	Grava limosa de color plomizo (GM)
4.05	Ensayo S.P.T.: "N" = Rechazo

ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDART SPT

NUMERO DE ENSAYO: SPT-03

LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDA - EJE DE PRESA

PROFUNDIDAD DE CIERRE: 4.05 m



CALICATA SPT - 04

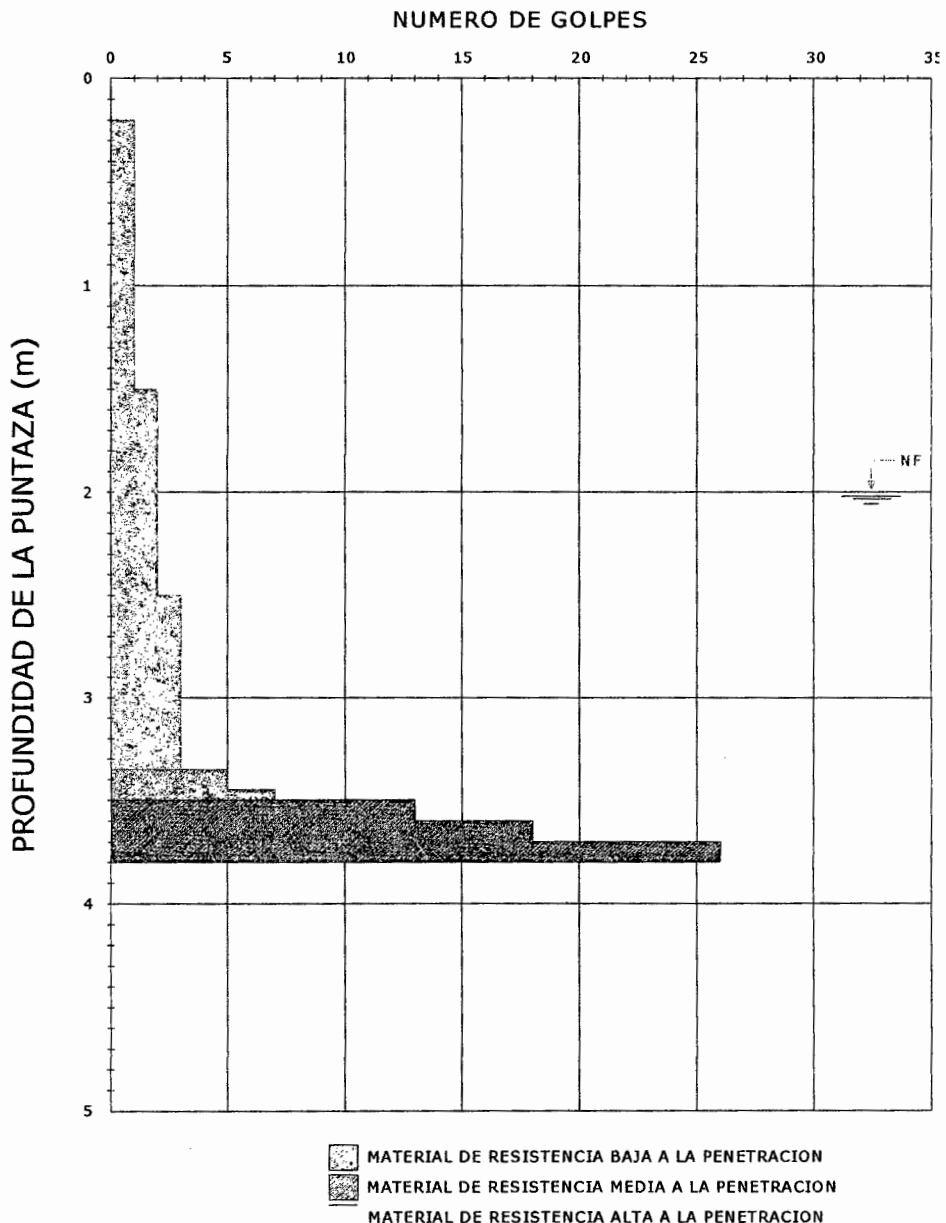
PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION DEL PERFIL
0.0 – 0.2	Materia orgánica
0.20 – 3.35	Limos de color negro, que contiene % de materia orgánica (raíces): plástica y blanda (ML)
2.00	Nivel del agua libre
3.35 – 4.00	Gravas mal graduada con limo, color negro, buen % de materia orgánica (GP)
3.35	Ensayo S.P.T. : "N" = Rechazo

ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDART SPT

NUMERO DE ENSAYO: SPT-04

LOCALIZACION: MARGEN IZQUIERDA - EJE DE PRESA

PROFUNDIDAD DE CIERRE: 3.35 m

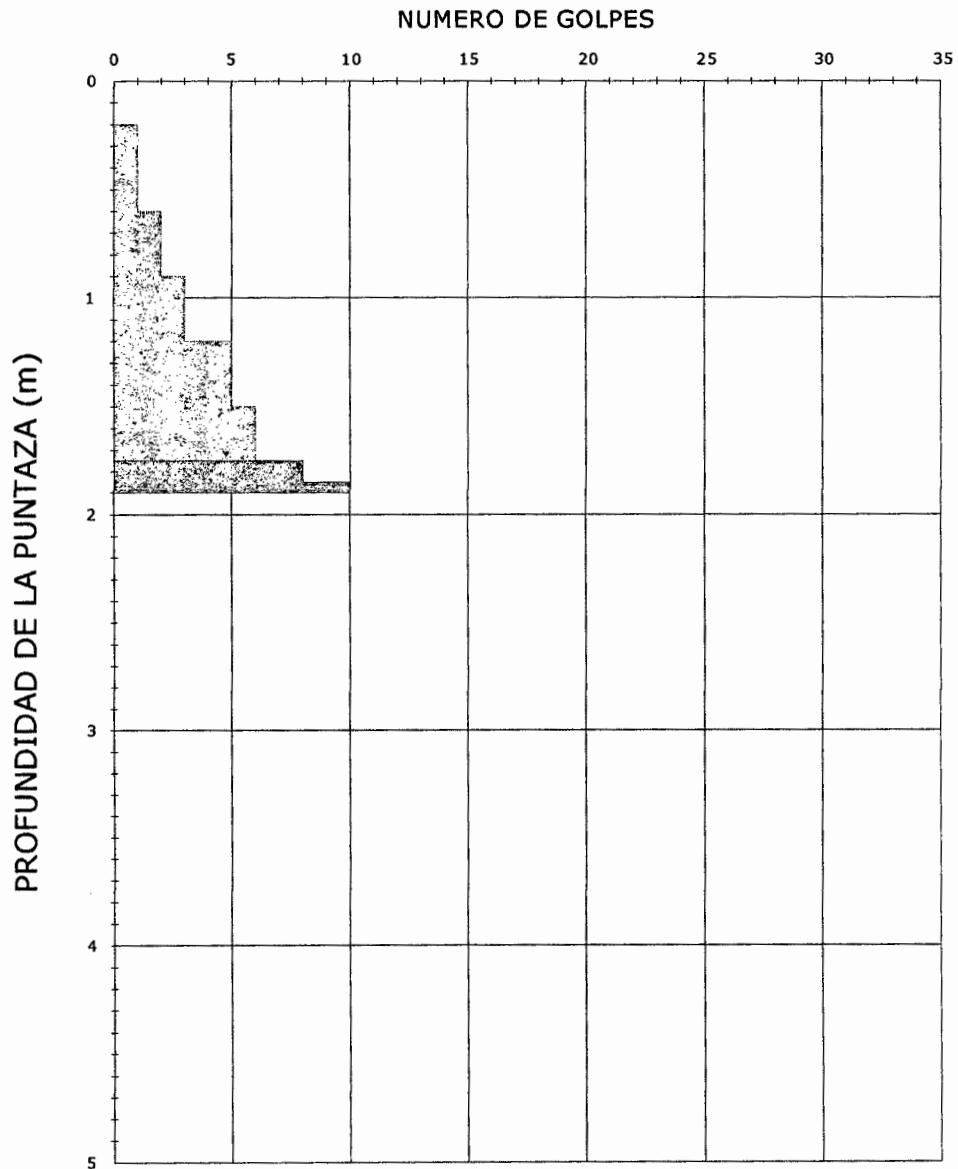


CALICATA SPT - 05

PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION DEL PERFIL
0.0 - 0.2	Materia orgánica
0.2 - 2.00	Arenas limosas con % abundante orgánico, compacto, color plomo oscuro (SM)
1.75	Ensayo S.P.T. : "N" = Rechazo

ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDART SPT

NUMERO DE ENSAYO: SPT-05
LOCALIZACION: AGUAS ARRIBA - EJE DE PRESA
PROFUNDIDAD DE CIERRE: 1.75 m



- MATERIAL DE RESISTENCIA BAJA A LA PENETRACION
- MATERIAL DE RESISTENCIA MEDIA A LA PENETRACION
- MATERIAL DE RESISTENCIA ALTA A LA PENETRACION

CALICATA SPT - 06

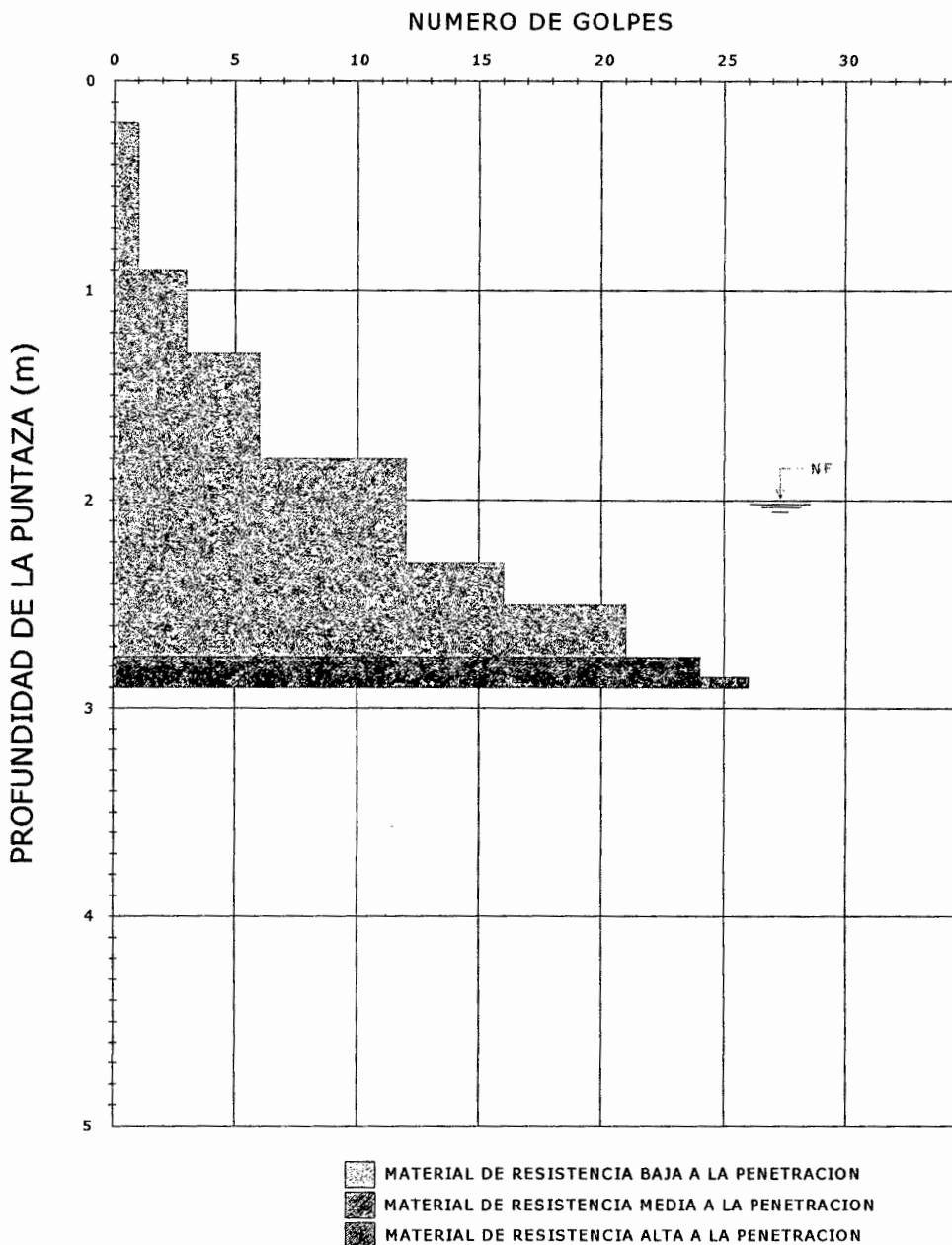
PROFUNDIDAD (M)	DESCRIPCION DEL PERFIL
0.00 – 0.20	Arcilla de color negro, que contiene cierto % de materia orgánica (raíces): Humedad alta. Estado muy poco denso
2.00	Nivel que se estaciona el agua libre
0.20 – 2.75	Limos de color negro, plástica y blanda (ML)
2.75	Gravas limosas, semicompacto, color gris (GP)
2.75	Ensayo S.P.T.: "N" = Rechazo

ENSAYOS DE PENETRACION ESTANDART SPT

NUMERO DE ENSAYO: SPT-06

LOCALIZACION: AGUAS ABAJO - EJE DE PRESA

PROFUNDIDAD DE CIERRE: 2.75 m



2.7.3 Resultados de gabinete:

Teniendo los datos tomados de campo tal como son la profundidad en un determinado numero de golpes se procede a realizar las graficas con los tablas a-1 y así determinar los parámetros de ángulo de fricción (ϕ) y cohesión y con la tabla a-2 la consistencia del terreno y la carga ultima.

Valores de N y Clasificación SUCS

PERFORACIÓ N	SPT		SUCS	COMPACIDAD	CONSISTENCIA
	PROF. (M)	N (SPT)			
SPT - 01	0.20 - 1.95	3	ML	Floja	Blanda
	1.95 - 2.40	31	GM	Densa	Dura
SPT - 02	0.20 - 2.12	3	ML	Floja	Blanda
	2.12 - 2.60	28	GM	Medio densa	Muy compacta
SPT - 03	0.20 - 4.05	6	ML	Floja	Medio firme
	4.05 - 4.50	26	GM	Medio densa	Muy compacta
SPT - 04	0.20 - 3.35	5	ML	Floja	Medio firme
	3.35 - 3.80	26	GP	Medio densa	Muy compacta
SPT - 05	0.20 - 1.75	5	ML	Floja	Medio firme
	1.75 - 3.20	10	SM	Medio densa	-
SPT - 06	0.20 - 2.75	5	ML	Floja	Medio firme
	2.75 - 3.20	26	GP	Medio densa	Muy compacta

2.7.4 Nivel freático

En cada uno de las calicatas, se marcó donde se determinó la presencia del agua libre. Estos niveles son absolutamente variables según el nivel de crecida de la cañada.

2.7.5 Observaciones

El perfil está compuesto, de la superficie una capa delgada de materia orgánica subyace una capa de grava limosa predominando granulometría media a gruesa con proyecciones de continuidad hasta los 35 metros inmediatamente por debajo y se presenta la roca entre 35 a 40 metros aproximadamente.

Los ensayos S.P.T. realizados sobre suelo gravoso limoso, se obtuvo el rechazo. En función de las características del perfil de la roca que se espera, para la cimentación aconsejada es la directa, pudiéndose asumir una tensión de cálculo del orden de 5.0 kg/cm².

El empleo de esta tensión de cálculo implica la verificación del apoyo de cada cimiento en la roca propiamente dicha, debiéndose retirar la parte alterada de la misma. Se realizaron perforaciones diamantina de taladros P-01 y P-02, exploratoria en 30 metros de profundidad y no se ha cortado roca volcánica Ignimbrita, según sondaje eléctrico vertical (SEV) esta se encontraría entre 35 a 40 metros.

2.8 ESTUDIO DE CANTERAS

El reconocimiento de fuentes de aprovisionamiento de materiales para obras, se realizo a lo largo del sector de estudio habiéndose ubicado bancos de materiales de rocas, arcillas, glaciofluviales y coluviales-diluviales apropiados para los procesos de explotación. Las muestras de estos materiales fueron remitidas al laboratorio para los exámenes respectivos, para determinar su calidad para ser empleados en las diferentes obras necesarias para construcción de la Presa, aliviadero, las obras de arte, el acceso hacia la presa y el Embalse.

2.8.1 Cantera para agregados

UBICACIÓN Y ASPECTOS GEOLOGICOS GENERALES

Cantera 1 (CAG-01)

Ubicación: Se ubica en el talud de la lomada del cerro Muyorina, con coordenadas N 8°565,818, E 592,454 altitud 3,839 m.s.n.m. a la margen izquierda de la quebrada/río Yanaccocha.

Acceso: Accesible por una trocha hacia la laguna Yanaccocha.

Disponibilidad: Existe la aprobación de los pobladores, autoridades municipales de Huamanguilla, el consentimiento y facilidades para su explotación, en la actualidad no se extrae material.

Potencia: En base a las exploraciones geotécnicas se ha estimado una potencia de 97,762 m³ de material con un rendimiento del 95%.

Descripción del material: Geológicamente el área esta influenciada por una subsidencia de materiales de origen coluvial-diluvial en esa ladera y esta compuesto de 80% de agregado grueso y 20% de agregado fino, siendo el tamaño máximo de 20 cm. Los agregados son de forma subangulosa a angulosa, de superficie lisa estando fresco, dureza alta y de color marrón claro. Dentro de la clasificación del Sistema Unificado SUCS, ha sido identificado como "GP-GM" grava pobremente gradada. Existe un 80.19% de material con tamaños entre 2 y 8 pulgadas y material menores de 2 mm, en 13.92% y finos en 5.89 %.

2.8.2 Cantera de arcilla

CANTERA CA-01

Se encuentra ubicadas aguas abajo de la captación en los terrenos agrícolas en la margen derecha del río/quebrada Lluncuna, con coordenadas N 8°562,397, E 592,174, altitud 3,362 m.s.n.m. Se estima una potencia de 74,174 m³ de material arcilloso orgánico a inorgánico de color marrón oscuro en húmedo y marrón claro en seco.

Dentro de la clasificación del Sistema Unificado, ha sido identificado: 0.20-1.20 como GM grava limosa y 1.20-2.00 SC arenas limosa con poca grava.

CANTERA CA-02

Se encuentra ubicada dentro de áreas agrícolas del poblado de Huamanguilla, con coordenadas N 8°562,007, E 591,566, altitud 3,274 m.s.n.m.

Se estima un volumen de 329,590 m³ de material arcilloso limoso orgánico, de color marrón claro en seco y marrón oscuro en húmedo, esta área se ha delimitado por la escasez del recurso. Dentro de la clasificación del Sistema Unificado, ha sido identificado: 0.20 - 1.50 como SC arena limosa.

2.8.3 Estudio de fuentes de agua

Con la finalidad de identificar las fuentes de agua para ser empleado en las diferentes obras de la Captación se ubicaron dos fuentes de régimen permanente:

- Río Lluncuna: Altura en el sector de la captación.
- Río Monococha: en el sector del dique artesanal

Estas fuentes permanentes es de vital para el consumo humano, in situ son transparente no presenta oloración no son acidas ni duras. Las fuentes de agua identificadas corresponden a los torrentes más significativos dentro del sector de estudio y que cuentan con acceso.

Las muestras de agua verificadas in situ si cumple con las especificaciones técnicas para su empleo en las obras de Concreto de Cemento Pórtland (Norma Técnica ITENTEC 339.088)

2.8.4 Botaderos de desmonte

A partir de la quebrada de Monococha se ha evaluado geotécnicamente en el área de estudio, los botaderos se encuentran dentro de las zonas geotécnicas de la quebrada con características propias y bien definidas.

Durante la evaluación de campo se observo que el material de desmonte del botadero esta compuesto principalmente por material granular, compuesto por gravas angulosas y boleas angulosas, presenta una matriz arenoso mal a bien gradados muy poco limos.

2.9 GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Los valles glaciares donde se localizan la cuenca hidrográfica de la quebrada Lluncuna deben seguir el alineamiento de las principales estructuras geológicas (Fallas y fracturas), que corresponden a superficies de debilidad que han incidido mayormente en la evolución geomorfológica; deducción que se correlaciona con las mediciones (Rumbo y buzamiento) de los sistemas de fracturas y diaclasas a lo largo de los afloramientos rocosos localizados en la cabecera y en ambos estribos.

Del estudio de la geología regional del Cuadrángulo de Huanta (López y Cerrón, 1996) y de las evidencias de campo, se infieren que la falla mapeada de orientación noroeste a sureste pasa por detrás de la cabecera del cuenca hidrográfica estas como deformaciones no incidan negativamente en la estabilidad de la presa y obras conexas.

Las Ignimbrita andesitica aflorantes en el área, presentan en su conjunto estructuras masivas, aunque muy local y esporádicamente una cierta estructura del flujo sub-horizontal en la margen izquierda.

REGISTRO LINEAL DEL AFLORAMIENTO: IGNIMBRITAS EN CABECERA DE LA CUENCA

GRUPO MITU: IGNIMBRITAS

Afloramiento: Coordenadas Norte 8' 566,526, Este 596,528 de orientación transversa S 45° E, buza 25° SW

1.- Orientación S 75° E, 10° SO; con 02 fract/m., persistentes; sin relleno; Suave rugosidad en forma plana, secas; dureza de roca andesita 5,0 (escala de Mohs)

2.- Orientación S 20° E, 40° NE; con 02 fract/m., persistentes; sin relleno; Suave rugosidad en forma plana, secas; dureza de roca andesita 5,0 (escala de Mohs)

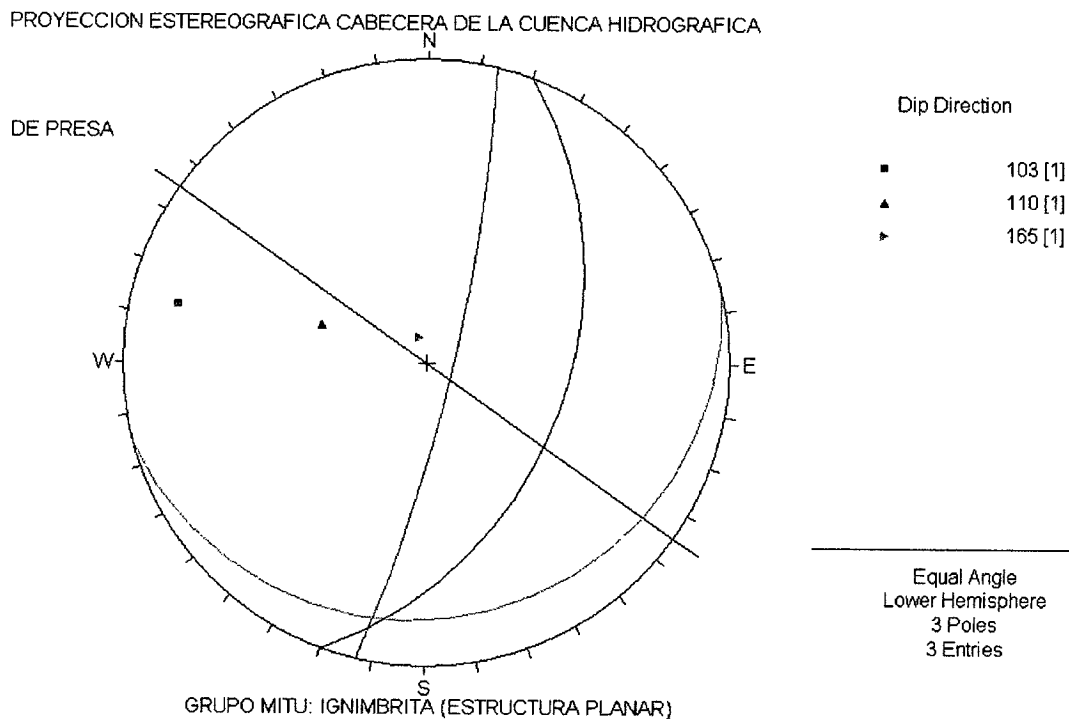
3.- Orientación S 77° O, 80° SE; con 04 fract/m., persistentes; sin relleno de arcilla.; Suave rugosidad en forma plana, secas; dureza de roca andesita 5,5 (escala de Mohs)

El RQD, puede ser relacionado con el Jv

a).- RQD = 115 – 3.3 Jv,; RQD = 89% calidad roca BUENA

b).- Roca dura (R5), aproximadamente en 130 Mpa

- c).- Espaciamiento en clase B (grueso 1-2 metros)
- d).- Superficies ligeramente rugosas, menor de 1 mm.
- e).- Condiciones de la napa: completamente seco
- f).- Grado de alteración, roca ligeramente alterada



2.10 GEODINAMICA EXTERNA:

En el Trazo Canal desde la Captación, hasta los 0+253 Km. de longitud, se ubica en un área de bofedales estables a laderas estables (sobre los 4.100 m.s.n.m.), donde la morfología muestra un relieve típicamente glaciofluviales que este canal tenga cortes de taludes muy bajos inclusive, en algunos segmentos con cortes nulos; consecuentemente, los problemas de inestabilidades en taludes mayores, tipo deslizamientos, derrumbes, sean nulos.

2.10.1 Sobresaturación del suelo:

Tiene su origen en el discurrimiento de agua por las fuertes precipitaciones pluviales que en estos niveles latitudinales se dan en la mayor parte de los meses del año.

El discurrir de las aguas se da en forma superficial (laminar) sobre el suelo que en su casi totalidad está cubierto por pastos. Toda esta agua de discurrimiento superficial en forma laminar por los taludes bajos hacia la cuenca hidrográfica.

2.10.2 Erosión de riberas

Se debe al desgaste y remoción de los terrenos por la acción directa de las aguas a lo largo de los márgenes del cauce del río Lluncuna y de la quebrada paralela de la izquierda.

Ocurre cuando el flujo de fuertes corrientes de agua por la presencia de lluvias incide sobre los terrenos ribereños y vence la resistencia de la fuerza de fijación de los materiales fluviales de las márgenes; estos materiales son generalmente incoherentes a coherentes y vulnerables a la acción del agua.

2.10.3 Erosión de cárcavas

Las cárcavas son surcos que se forman en las laderas por acción de las aguas superficiales que al desplazarse ladera abajo sobresaturan de agua al suelo y después comienzan a formarse pequeñas corrientes de agua con suficiente capacidad de erosionar los materiales finos de la superficie a lo largo de su recorrido y se hace más intenso a medida que se incrementa el volumen de agua que se desplaza por el cauce; esta erosión es la etapa transitoria para la aparición de torrentes de flujo de barro, llamados también huaycos.

2.10.4 Desprendimientos de material:

Fenómeno que es una consecuencia de la saturación del material de gelifracturas en épocas pasadas han, devenido en caídas menores de los fragmentos y el material fino, llegando a las laderas están en la actualidad se encuentran estables y cubiertas de vegetación pajonal.

2.10.5 Actividad antrópica y su influencia en la geodinámica

A consecuencia de labores viales de acceso de trochas para la cuenca hidrográfica y torres de transmisión los cortes al suelo en dichas laderas generan inestabilidades ya que estos materiales de coluvios están siendo erosionados sus finos y ceden estas gravas (fragmentos de gelifracturas).

2.10.6 Definición de zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.

La cuenca hidrográfica de carnicería pampa presenta en sus laderas desde la base local hacia la parte media a alta depósitos de coluvios-deluviales, están ahí por la erosión y transporte del glaciar en épocas pasadas, la evidencia esta en el Perfil estratigráfico CV-03 la primera capa de 0.20-0.80 es grava, 0.80-1.80 es OL limos orgánicos y al final 1.80-3.00 SW-SM arenas limosas, vemos que los materiales gruesos (GP) hacia el vaso es evidente ya que los limos como subcapa presenta raíces ya que estas fueron la primera capas.

Las estructuras de roca volcánica Ignimbrita sufrieron las gelifracturas (efecto de rebote glaciar), estos materiales de roca suelta a suelo cedieron por gravedad (coluvios) y el transporte muy local en periodos de lluvias (deluvial) fueron fácilmente erosionadas a partes mas bajas en su totalidad dejando a los afloramientos muy denudados en la actualidad no presenta potencial de ocurrencia ya que las presencias de fracturamientos en los afloramientos no son observables sino que se aprecian muy competentes con algunos planos de lavas muy separadas, en la margen derecha próxima altura del Dique propuesto se observa boloneria esta se encuentran estables y la mayoría cubiertas de cobertura, se encontra en periodo de estiaje de las pluviosidades, y el actual retroceso de los glaciares por el calentamiento global lo que indicaría no hay potencial ocurrencia en el futuro.

2.11 HIDROGEOLOGIA

2.11.1 Hidrogeografía vertiente del pacifico

La red hidrográfica de los ríos es de configuración de avenamiento dendrítico entrelazado por la cuenca lagunares de Razuhuilca y la cuenca Quinua (Ayahuarcuna). La red hidrográfica de los ríos que pasan NO de Huanta es de avenamiento dendrítico. La cuenca

hidrográfica de la zona de estudio tributa 07 riachuelos en suma un promedio 200 litros/segundos, visita en febrero 2009.

2.11.2 Condiciones hidrogeológicas en la zona estudio

Las condiciones hidrogeológicas del área de estudio presentan diversas particularidades tanto en la posición altimétrica como planimetría. Entre los principales factores que actúan en la diversificación de dichas condiciones se tiene:

- Intensidad de las precipitaciones pluviales, como la temporadas de lluvias de Septiembre a Abril, periodos de afluencias de percolaciones de aguas superficiales por los planos débiles: fracturas, fallas, zonas de cizalles, creando circuitos hacia gradientes bajos creando presión hidráulica de aguas, en nuestra zona estos periodos críticos no se consideraría que hay filtraciones en el dique propuesto.
- Características litológicas primarias de las formaciones rocosas volcánicas Ignimbrita presenta características macizos, redondeadas sus caras con menos fracturamientos, presenta estructuras columnares. En campo se observó algunos charcos de agua en áreas de afloramiento del grupo Mitu, siendo probable que las aguas no percolen aprovechando que los estratos subverticales están son cerradas y no migren hacia el interior del macizo rocoso. Es decir, estas rocas actúan como rocas almacén y no como vías de circulación.
- Y suelos de morrenas son duras no porosas y impermeables en cambio los suelos glaciofluviales, por su granulometría relativamente gruesa (gravas angulosas con relleno areno- arcilloso limoso), son generalmente muy porosos y permeables y actúan como capa absorbente. Sin embargo, su espesor en las laderas de los cerros generalmente no supera las primeras decenas de metros, siendo en este caso despreciable su influencia como agente regulador de las aguas.

Los suelos Bofedales son materiales finos de limos con algunas gravas son permeables a semipermeables y actúan como capa absorbente.

Estado de conservación del macizo rocoso volcánico Ignimbriticos debe ser buena ya que no se observa en el campo este material se encuentran subyaciendo a los estratos de suelos cuaternarios, grados de alteración debe ser mediana alteración y de fracturamiento controlada por la conductividad hidráulica etc.

Control de los patrones estructurales: fallas no hay evidencias en el campo ni pliegues, pero el contacto de roca fija dura a suelo morrenico de duro a suelto.

Distribución de drenaje dendrítico hacia la cuenca hidrográfica, etc.

2.12 GEOHISTORIA

En las épocas más antiguas de la formación del suelo peruano, es decir, durante el paleozoico y mesozoico, el continente sudamericano permanecía aún unido al continente africano. A partir del primitivo escudo ubicado en territorio brasileño, los ríos fluían desde el oriente hacia el mar peruano, es decir, tenían un sentido contrario al de nuestros días.

Durante el paleozoico, se depositaron en el primitivo mar peruano sedimentos de varios kilómetros de espesor, los que dieron origen a las antiguas formaciones Tarma-Copacabana.

En ese entonces, también ocurrieron levantamientos y hundimientos del territorio que, entre fines del paleozoico e inicios del mesozoico, dieron lugar a la deposición en ambiente continental de las capas molásicas del grupo Mitu.

En una etapa posterior de subsidencia del continente, se acumuló una potente secuencia marina de calizas, areniscas y lutitas, que integran en la región los grupos Pucará, Yura, Chulec-Pariatambo, Casapalca, entre otros.

Otro elemento importante de la historia geológica es la presencia de la zona de subducción o plano de Benioff. Este plano se ubica por debajo de la costa y pone en contacto la placa Continental con la de Nazca. Las colisiones de estas placas causan la mayor parte de los sismos. Además, la interacción de la placa de Nazca con la placa Continental habría generado la Deflexión de Abancay, importante rasgo tectónico en el territorio peruano.

2.13 SISMICIDAD DEL AREA DEL PROYECTO

2.13.1 Sismo tectónica regional

La sismicidad en el área del nuevo deposito de relaves, está asociada a la deformación de la litosfera continental (sismicidad cortical), de profundidad superficial influenciadas por las fallas activas que liberan los esfuerzos tectónicos concentrados en la corteza de los andes y sus márgenes. Estos sistemas de falla son: Razhuillca (Ayacucho), Huaytapallana (Junín), marcona (Ica) y Tambomachay (Cuzco), y aunque la frecuencia es relativamente baja (5 %) la ocurrencia de estos sismos genera gran peligro por su poca profundidad.

La sismicidad asociada directamente a la subducción, que disipa mas del 95% de la energía, y cuyos focos se distribuyen en la zona de Wadati-Benioff, con profundidades de mas de 500 Km., con frecuencia de ocurrencia alta, no son relativamente importantes debido a que a dicha profundidad el daño en superficie es mínimo.

2.13.2 Aceleraciones máximas para diferentes periodos de retorno

En el cuadro siguiente se indican los valores específicos de aceleración obtenidos para 30, 50, 100, 150, 200, 400, 500 y 1000 años en el punto referido a la zona del proyecto con el 10% de probabilidad de excedencia.

Lugar	Período de Retorno en Años							
	30	50	100	150	200	400	500	1000
Futuro Presa Carniceria Pampa	30	50	100	150	200	400	500	1000
Intensidad Mercalli Modificada	VII	VII	VII	IX	IX	IX	IX	IX
Aceler.Max.(cm/seg ²)	168	200	248	275	306	373	398	481
Aceler. Max.(%g)	0.1	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4

Nota: Equivalencia 1 g <> 981 cm/seg²

De lo mostrado podemos concluir que las intensidades esperadas para el periodo de tiempo de 100 años serán del orden de VIII. Para esta intensidad se producen daños de consideración en estructuras mal construidas o mal proyectadas. Sufren daños menores (grietas) las estructuras corrientes de bien construidas. En base a las características

que presenten las obras es de esperarse una respuesta adecuada ante un sismo que genere estas intensidades en el área.

El departamento de Ayacucho, presentan intensidades bajas. En el caso de Ayacucho, la presencia de intensidades mayores a grado IV (MM), fueron debidos a la crisis sísmica de los años 1981 y 1982; pero en general, se les considera como de sismicidad nula.

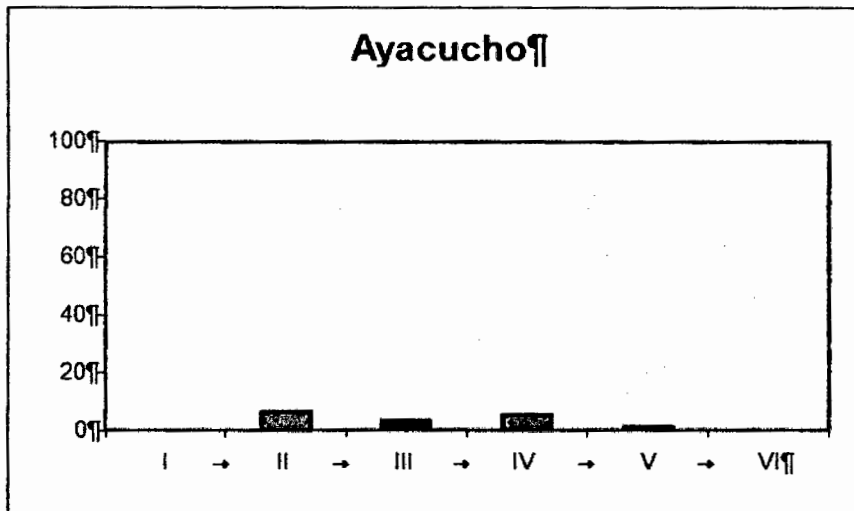


Tabla 2. Escala de Modificada de Mercalli (MM)

	No se advierte sino por unas pocas personas y en condiciones de perceptibilidad especialmente favorables.
	Se percibe sólo por algunas personas en reposo, particularmente las ubicadas en los pisos superiores de los edificios.
I	Se percibe en los interiores de los edificios y casas.
7	Los objetos colgantes oscilan visiblemente. La sensación percibida es semejante a la que produciría el paso de un vehículo pesado. Los automóviles detenidos se mecen.
	La mayoría de las personas lo percibe aún en el exterior. Los líquidos oscilan dentro de sus recipientes y aún pueden derramarse. Los péndulos de los relojes alteran su ritmo o se detienen. Es posible estimar la dirección principal del movimiento sísmico.
	Lo perciben todas las personas. Se atemorizan y huyen hacia el exterior. Se siente inseguridad para caminar. Se quiebran los vidrios de las ventanas, la vajilla y los objetos frágiles. Los muebles se desplazan o se vuelcan. Se producen grietas en algunos estucos. Se hace visible el movimiento de los árboles, o bien, se les oye crujir.
I	Los objetos colgantes se estremecen. Se experimenta dificultad para mantenerse en pie. Se producen daños de consideración en estructuras de albañilería mal construidas o mal proyectadas. Se dañan los muebles. Caen trozos de estucos, ladrillos, parapetos, cornisas y diversos elementos arquitectónicos. Se producen ondas en los lagos; el agua se enturbia.
I	Se hace difícil e inseguro el manejo de vehículos. Se producen daños de consideración y aún el derrumbe parcial en estructuras de albañilería bien construidas. Caen igualmente monumentos, columnas, torres y estanques elevados. Se quiebran las ramas de los árboles. Se producen cambios en las corrientes de agua y en la temperatura de vertientes y pozos.
	Se produce pánico general.
	Se destruye gran parte de las estructuras de albañilería de toda especie. El agua de canales, ríos, lagos, etc. sale proyectada a las riberas.
	Muy pocas estructuras de albañilerías quedan en pie. Los rieles de las vías férreas quedan fuertemente deformados. Las tuberías (cañerías subterráneas) quedan totalmente fuera de servicio.
	El daño es casi total. Se desplazan grandes masas de roca. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas

2.14 PROGRAMA DE MONITOREO

2.14.1 Generalidades

Durante la fase de operación de la presa, surge la necesidad de realizar monitoreos geotécnicos de los materiales que interactúan con dicha estructura, sean estos materiales de soporte, como suelos de fundación o materiales que forman parte de su entorno, como el caso de taludes de la presa o laderas naturales que según su grado de estabilidad pueden representar una amenaza a poblaciones o estructuras cercanas. La puesta en marcha de un monitoreo en particular, depende del grado de seguridad que se requiera para la inversión realizada y para sus usuarios, así como de los parámetros geotécnicos que se deseen evaluar son deformaciones, presión de poros, esfuerzos totales, entre otros.

Los objetivos de un programa de monitoreo de la presa Carnicería Pampa son:

- a) Proporcionar un aviso anticipado de la inestabilidad
- b) Proporcionar información geotécnica para analizar los mecanismos de desplazamiento de la pendiente, para designar medidas correctivas.
- c) Mantener los procedimientos operacionales de seguridad con el fin de proteger al personal y los equipos.

Con el propósito de monitorear su comportamiento se han instalado diversos instrumentos que proporcionan información confiable que ayudarán a evitar condiciones potencialmente peligrosas que pueden afectar la estabilidad de la estructura.

Durante la construcción de la Presa se instalarán los puntos de monitoreos tales como la instalación de inclinómetros, piezómetros, puntos de control geodésico y puntos de control topográfico serán establecidos por el Consultor.

La única sección central del eje de presa empezando de la margen izquierda cuya progresiva Km. 0+000 hasta Km. 0+331.

2.14.2 Inclinómetro

Los inclinómetros constituyen uno de los principales métodos de investigación de los deslizamientos y, en general, de control de movimientos transversales a un sondeo. Consisten en la medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación. Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos, se toman las medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo.

TUBOS INCLINOMÉTRICOS: Los tubos inclinométricos son tuberías especialmente anuradas para ser usadas en instalaciones inclinométricas, proporcionan acceso al sensor inclinométrico permitiendo tomar lecturas de desplazamiento del suelo. Las ranuras dentro de la tubería controlan la orientación del sensor y proporcionan una superficie desde la cual se pueden obtener futuras mediciones del desplazamiento del suelo. La tubería es diseñada para deformarse con el movimiento del suelo adyacente al tubo o con la estructura. La vida útil del tubo termina cuando el continuo movimiento del suelo perfora o corta el tubo impidiendo de esta manera el pase del sensor.

SENSOR INCLINOMÉTRICO: Es un dispositivo o instrumento adaptado para poder medir las variaciones de la inclinación del tubo inclinométrico. El movimiento del sensor se indica por medio de una señal eléctrica proporcional al seno del ángulo de inclinación de la tubería a partir de un eje vertical central. Un dispositivo eléctrico denominado servo-acelerómetro (cuenta con dos) indica las variaciones de las inclinaciones de la tubería en toda su profundidad y/o principalmente en los planos de deslizamiento activo.

INDICADOR DIGITAL: El indicador digital es un instrumento portátil que contiene una batería recargable de 6 voltios de suministro de energía, controles eléctricos y una pantalla mostrador de lecturas digital. La precisión para un forro inclinométrico vertical ($\pm 3^\circ$) instalado es ± 6 mm cada 30 m, o mejor que ello. Se cuenta con un accesorio para recargar la batería; cuando está totalmente cargada puede llegar a 8 horas de autonomía. Las lecturas almacenadas son transferidas a una PC utilizando un programa de cómputo con el cual no solo se transfiere los datos si no que también se pueden manipular para hacer gráficos y reportes.

2.14.3 Piezómetros

Los piezómetros son instrumentos empleados para monitorear los niveles piezométricas de agua, necesarios en los controles de colocación del material de relleno, la predicción de la estabilidad de los taludes, el monitoreo de la infiltración y la verificación de modelos de flujo, se proyecta instalar dos piezómetros hidráulicos tipo Casa grande.

2.14.4 Controles topográficos

Para monitorear la topografía de la presa se colocaran hitos de control topográfico de concreto en puntos estratégicos del talud para lo cual se establece un sistema de mediciones para cada hito a partir de una línea base enlazada a punto geodésico de primer orden, desde este punto se ha realizado mediciones de distancia horizontal y vertical a los hitos de control topográfico monumentado. Los cálculos de las mediciones topográficas nos determinaran la variación horizontal y vertical la que permitirá tomar medidas del caso.

2.15 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

2.15.1 Conclusiones

- El recorrido por la quebrada Lluncuna de la Cuenca hidrográfica es por gravedad el líquido vital se tiene proyectado en irrigar 20'910,576.149 m², dentro de la política sectorial en cuyo estudio a nivel Técnico del Proyecto Construcción sistema de riego carnicería pampa sector Anta.

En el ámbito regional, en el entorno de la quebrada Lluncuna que se estudia, las rocas que afloran son de origen volcánicos de tobas lapillíticas (Ignimbrita) en alternancias con horizontes de tobas retrabajadas y sedimentos lagunares como limo arcillita y diatomitas, rocas que pertenecen al denominado Formación Ayacucho (Nm-ay1), de edad Cenozoico del Neógeno Mioceno.

La geología del cierre presenta depósitos de bofedales en superficies a esta infrayace depósitos glaciofluviales a esta infrayace depósitos morrenicos y como substratum

rocoso a los volcánicos Ignimbríticos del Grupo Mitu, a una profundidad mayores entre 35 a 40 metros.

- Las unidades litoestratigráficas del trazo de Canal de conducción de la laguna Monococha hacia el Vaso del estudio: en superficie una capa delgada de bofedales a esta infrayace depósitos glaciofluviales y en fondo los depósitos de morrenas.
- En la zona de captación se fundara en rocas volcánicas Ignimbrita del Grupo Mitu (Ps-m/ig), esta deben estar entre 35 a 40 metros de profundidad según sondaje eléctrico vertical (SEV) realizadas.
- La mayor parte del sistema de riego carnicería pampa es objeto en esta Formación Ayacucho (Nm-ay1) con una morfología poco accidentada, con pendiente suave, lomadas, disectada por quebradas menos profundas.
- En el área de cultivos en Huamanguilla se desarrolla en suelo de cobertura que sobreyace a la formación ayacucho (Nm-ay1) en roca volcánica ignimbritas.
- En estudio de suelos la calicatas en eje de presa son dos (02) y sus perfiles; CP-01: 0.20-4.0 m. símbolo GM, grava limosa.
- En CP-02: 0.20-0.60, turba y 0.60-2.80 es GM grava limosa.
- En calicatas del vaso son dos (02) y sus perfiles; CV-03: 0.20-0.80 GP grava limosa, 0.80-1.80 OL limos orgánicos y 1.80-3.00 SW-SM arenas limosa con poca grava.
- En CV-04: 0.20-2.00 SM arenas limosas, 2.00-3.00 ML limos orgánicos.
- En calicatas de canal de conducción son dos (02) y sus perfiles; CCN-01: 0.20-0.50 es GP grava y 0.50-0.80 GW grava con fino no plástico.
- En CCN-02: 0.20-0.50 GM grava con fino no plástico y 0.50-0.80 ML limos orgánicos.
- En calicatas de arcilla son dos (02) y sus perfiles; CA-01: 0.00-1.20 GM grava limosa y 1.20-2.00 SC arenas con limos.
- En CA-02: 0.20-1.50 SC arenas arcillosas.
- En cantera de agregado CAG-01, la clasificación SUCS es GP-GM grava.
- El ensayo SPT -01 realizados sobre suelo gravoso limoso, se obtuvo el rechazo de 31 golpes, compacidad densa, consistencia dura.
- El ensayo SPT-02 realizados sobre suelo gravoso limoso, se obtuvo el rechazo de 28 golpes, compacidad medio densa, consistencia muy compacta.
- El ensayo SPT-03, SPT-04 realizado en suelo gravosos limosos y SPT-06 realizados sobre suelos gravosos, se obtuvo el rechazo de 26 golpes, compacidad medio densa, consistencia muy compacta.
- El ensayo SPT-05 realizados sobre suelo arenas limosas, se obtuvo el rechazo a 26 golpes, compacidad medio densa, consistencia muy compacta.
- Las características del perfil de la roca que se espera para ensayo de SPT, para la cimentación aconsejada es la directa, pudiéndose asumir una tensión de cálculo del orden de 5.0 kg/cm².
- La cantera para agregados (CAG-01) reúnen las condiciones técnicas, se ubica en la lomada del cerro Muyorina, con coordenadas N 8°56'58.18", E 92°45'45.4" altitud 3,839 m.s.n.m., con una potencia de 97,762 m³.

- La cantera de arcilla (CA-01) localizadas reúnen las condiciones técnicas, se ubica en área agrícola: con coordenadas N 8°562,397, E 592,174 altitud 3,362 m.s.n.m. con una potencia de 74,174 m³.
- La cantera de arcilla (CA-02) localizadas reúnen las condiciones técnicas, se ubica en área agrícola: con coordenadas N 8°562,007, E 591,566 altitud 3,274 m.s.n.m. con una potencia de 329,590 m³.
- Los botaderos de desmonte se encuentra a lo largo del trazo canal de conducción al costado.
- Los problemas de geodinámica externa incidentes en dicha quebrada Lluncuna, tienen una íntima relación con la naturaleza de las rocas y suelos y con la morfología, descritos; pues, estos problemas son básicamente saturaciones del suelo en fuertes precipitaciones pluviales; y por derrumbes menores del material de roca volcánica de la formación Ayacucho.
- La geodinámica externa es manifiesta por la erosión laminar a la superficie de laderas coluviales-deluvial de los estribos del vaso.
- La ausencia de gelifracturas en los afloramientos circundantes que ya fueron erosionadas en el pasado, los materiales de gruesos que se observa en la laderas (coluvios) estas se encuentran estables y cubiertas de suelos de cobertura, indica que la geodinámica externa es estable.
- Evento del pasado de aluviones como el que se aprecia en la calicata CV-03 de materiales gruesos de ingreso hacia la capa de limos orgánicos en periodo de épocas pasadas de torrenciales lluvias nos indicarían que si hay esas condiciones sería un indicador de potencial ocurrencia en la actualidad.
- Las condiciones hidrogeológicas de la zona de estudio: donde el sustrato rocoso es volcánica del Grupo Mito por sus características macizas en sus planos de fracturas subverticales no hay evidencia de percolación (filtración) que migren hacia el interior, se comporta como roca almacén.

En la cuenca hidrográfica de Carnicería pampa la base del Embalse es plana presenta una capa permeable a impermeable de limos que actuaría como almacén, receptoría el emporio hídrico.

La condición hidrogeológica de los depósitos antiguos de morrenas no porosas y posterior depósitos glaciofluviales por su granulometría relativamente gruesa son permeables, en las laderas de los estribos no supera las primeras decenas de metros en este caso su influencia como agente regulador de aguas es despreciable.

Hay ausencia de riesgos geológicos significativos para las estructuras de la presa, canal de conducción y estructuras de aliviadero.

Estructuralmente la falla mapeada en cuadrángulo de Huanta esta pasa distante a la cabeceras del estudio no hay evidencia de influencia.

El diaclasamiento no es intenso y bien definidas los tres sistemas de fracturamientos.

La presencia de capas lávicas subhorizontales le da estabilidad a los afloramientos elevados esta se presentan macizas.

No tenemos problemas de deformación plásticas como pliegues sinclinales ni anticlinales.

- No tenemos contacto de rocas de diferentes litologías que pueda indicar grado variable de comportamiento hidráulico o mecánico.
- No tenemos intersección de planos de cizalla de muy baja resistencia ni zonas alteradas.
- Las tensiones importantes de Orientación NW no estaría ejerciendo influencia de descompresiones y convergencias.
- No hay presencia de cavidades, no estamos en terrenos de yesos, ni sulfuros ni aguas acidas, no hay presencia de gases explosivos o tóxicos y altas.
- La instalación de un sistema de instrumentación geotécnica permite la oportuna detección de anomalías que se desarrollen o tengan tendencia a desarrollarse tanto durante la construcción como durante la vida útil de la obra, es el medio más eficiente para que el ingeniero encargado vigile el comportamiento de una obra y evalúe su seguridad.
- La evaluación del comportamiento estructural de una presa y su cimentación se basa principalmente en los resultados del análisis de las mediciones instrumentales expresado en términos de los valores de los diversos parámetros que se controlan, tales como: los desplazamientos de la presa, los asentamientos, filtraciones, etc.; así como los resultados de las inspecciones en obra.

2.15.2 Recomendaciones

- Las zona de áreas por donde pasaran el canal de conducción son suelos que califican permeables a semipermeables las condiciones de caja del canal deben ser impermeabilizadas.
- Como podemos observar de los resultados de los ensayos de suelos en los diferentes estratos de las calicatas situadas en el eje de la Presa y aguas arriba generalmente son materiales de gravas limosas a arenas limosas de moderada permeabilidad y niveles freáticos bajos de 2.00 metros entonces se recomienda la construcción del dentellón de la presa y del cimientó con un material altamente impermeabilizante se recomienda el uso de la arcillas que su plasticidad varia de mediano a alto.
- En los corte de talud 0.30:1.00 (H: V) en suelos mas tendidos para el trazo canal.
- Se recomienda que el sistema de protección de medio ambiente deberá ser una tarea permanente durante todo el periodo de construcción de las obras.
- Durante la construcción de la Presa se instalaran los puntos de monitoreos tales como la instalación de inclinómetros y piezómetros.
- Debe realizarse el monitoreo topográfico de la Presa mediante un sistema de mediciones hitos topográficos monumentado en puntos estratégicos a partir de un punto geodésico de primer orden, a los hitos de control topográfico ubicado en la presa.

2.16 PANEL FOTOGRAFICO



FOTO 01:

Mirando la cabecera de la cuenca hidrográfica de la zona de estudio se observa los afloramientos volcánico Ignimbríticos del Grupo Mitu esta son columnares macizos, de poco agrietamientos al fondo pasa la falla que no tiene influencia local.

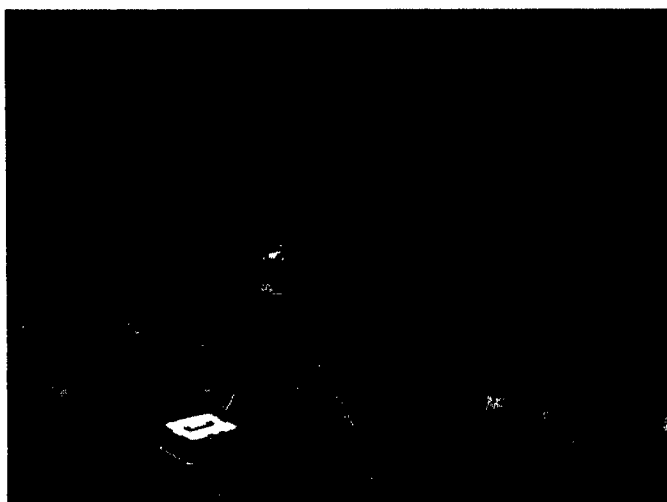


FOTO 02:

Mirando desde la margen derecha al Embalse se observa los afloramientos presentan taludes moderados de 65 metros de altura, la geodinámica externa son mas estables sus ciclo de erosión transporte y sedimentación en laderas.



FOTO 03:

La cabecera hacia la margen izquierda del Vaso se observa laderas suaves de suelos coluvios – deluviales hacia la base local tenemos bofedales hasta 5 metros de profundidad, también se observa riachuelo que no genera ingreso de materiales gruesos.

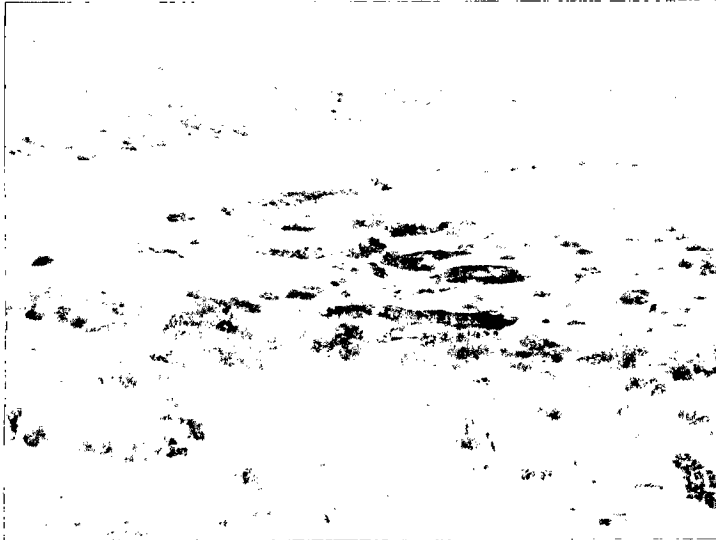


FOTO 04:

En lo que será el Vaso se observa la erosión con profundización de cauce sinuoso donde se aprecia horizontes de bofedales de color marrón oscuro que denota que en épocas pasadas era una laguna por la colmatación de finos y continuidad de la mismas, estas capas pasan de 5 metros.

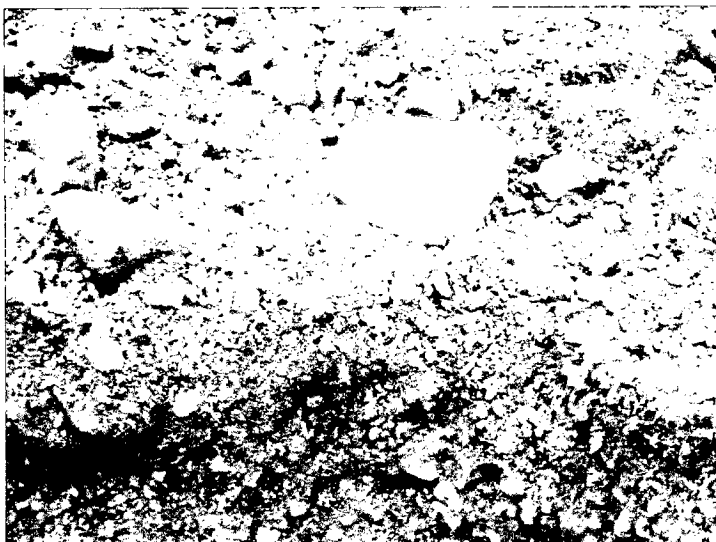


FOTO 05:

Se aprecia calicata CA-01 Cantera de agregado donde se aprecia horizonte de arena gravosa con pocos bolones, con coordenada N 8'565,818, E 592,454, altitud 3,839 m.s.n.m.



FOTO 06:

Áreas agrícolas en la afueras de Huamanguilla, se han realizado dos calicatas de canteras de arcilla, en la vista calicata CA-02 con coord. Norte 8'562,007 y Este 591,566, de altitud 3,274 msnm.

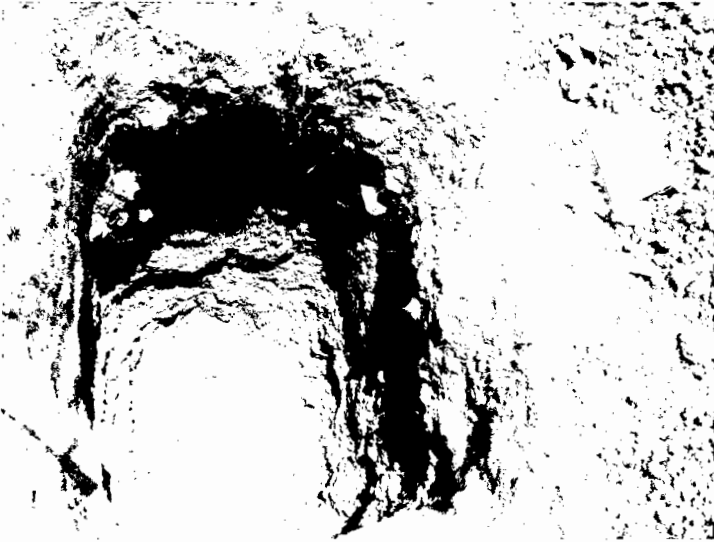


FOTO 07:

En la vista se aprecia calicata CA-02 de canteras de arcilla donde se ha realizado ensayos de densidad natural en el campo



FOTO 08:

En la vista se aprecia calicata CP-04 en el vaso de 3.0 metros de profundidad donde se aprecia arenas con gravas con bolones y bloques lo que indica ingreso de aluviones en épocas pasadas.



FOTO 9:

En la vista se aprecia la captación aguas abajo a unos 1,000 metros de la Presa de la zona de estudio, al fondo el río Lluncuna. La estructura se funda en rocas volcánicas Ignimbrita del Grupo Mitu.

ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

II. PERFORACIONES DIAMANTINA

III.- PERFORACIONES DIAMANTINA

3.1 INTRODUCCION

El Eje de presa CARNICERIA PAMPA forma parte de la Elaboración del Estudio a Nivel de Factibilidad del Proyecto "Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa Sector Anta en el Distrito de Huamanguilla Provincia de Huanta Departamento de Ayacucho".

En base al sondeo ejecutado P-01 y P-02 se determino varias clasificaciones de suelos desde finas a gruesas estos materiales cuaternarios de suelos glaciofluviales sobreyacen a roca sustratum volcánico Ignimbrita que se encuentran mas profundas según el registro de sondaje eléctrico vertical (SEV) estas rocas compactas se encontrarían a los 35 metros. Por sondaje se realizó un avance de 30.00 metros totalizando 60.00 metros de avance.

Se efectuaron un total de 06 ensayos de permeabilidad del tipo LEFRANC por cada sondaje, totalizando 12 ensayos, cuyo avance fue realizado desde 0 a 30 metros con buena recuperación de grava en el Corel barrel, obteniéndose como resultados grados de permeabilidad altos.

3.1.1 OBJETIVO

El estudio de la perforación diamantina en el eje de presa tiene como objetivo: Determinar la profundidad de secuencias geológicas de rocas y suelos, luego establecer las condiciones o características geomecánicas de los materiales a atravesar en este sector.

3.1.2 UBICACIÓN

A. Ubicación Geográfica

Geográficamente, el proyecto eje de presa esta ubicado entre las siguientes coordenadas:

PUNTO	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE	ELEVACION
Flanco derecho	8'564,937	595,543	3,942
Eje de río	8'565,038	595,373	3,909
Flanco izquierdo	8'565,105	595,259	3,942

B. Ubicación Política

Región	:	Ayacucho
Departamento	:	Ayacucho
Provincia	:	Huanta
Distrito	:	Huamanguilla

3.1.3 ANTECEDENTES GEOLOGICOS

El área de proyecto esta ubicado regionalmente en una litología de carácter volcánico, actualmente en el área de estudio se aprecia el Grupo Mitu (PsT-mi/ig) del paleozoico superior.

Las formaciones rocosas, afloran en los estribos de la presa, no observándose las mismas en el eje de presa, las cuales han sido perturbadas por varias fases tectónicas; produciendo fallas y juntas.

El Grupo Mitu que aflora en ambos estribos de la presa, como así en la cabecera, en esta zona, los estratos lávicos presentan orientación Rumbo S 75° E, buzamiento con 10° SO. Localmente puede identificarse pequeños estructuras planares estables.

La inclinación de los estratos desfavorables predominantemente hacia la cabecera del Embalse, pueden originar superficies potenciales de filtración de agua a profundidad ya que esta no se presenta como roca almacén.

El levantamiento geológico regional identificó un sistema de falla de dirección NO – SE, que pasa por la cabecera distante al eje de presa.

Las familias de juntas (diaclasas) varían según el tipo litológico.

- En la roca volcánica Ignimbrita que afloran en la cabecera, tienen 3 familias principales; cuyas orientaciones son: S 75° E/10° SO (I), S 20° E/40° NE (II) y S 77° O/ 80° SE (III).

La falla existente en cabecera de la zona de presa se clasifica como inactivas porque no muestra evidencias geológicas, geomorfológicas ni sísmicas, que indique una actividad reciente.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE PERMEABILIDAD REALIZADOS

ENSAYO DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC - PRESA CARNICERIA PAMPA			
SONDEO	ENSAYO	TRAMO	PERMEABILIDAD
P-01	LF-01	3.50 – 4.00 m.	4.993×10^{-4} cm/seg
P-01	LF-02	9.50 – 10.00	5.979×10^{-3} cm/seg
P-01	LF-03	14.70 – 15.00	8.820×10^{-3} cm/seg
P-01	LF-04	20.60 – 21.00	7.774×10^{-3} cm/seg
P-01	LF-05	24.60 – 25.00	7.904×10^{-3} cm/seg
P-01	LF-06	29.70 – 30.00	9.432×10^{-3} cm/seg
ENSAYO DE PERMEABILIDAD TIPO LEFRANC - PRESA CARNICERIA PAMPA			
SONDEO	ENSAYO	TRAMO	PERMEABILIDAD
P-02	LF-01	4.50 – 5.00 m.	1.77×10^{-2} cm/seg
P-02	LF-02	10.50 – 11.00	2.071×10^{-2} cm/seg
P-02	LF-03	14.50 – 15.00	1.317×10^{-2} cm/seg
P-02	LF-04	19.50 – 20.00	2.548×10^{-3} cm/seg
P-02	LF-05	24.50 – 25.00	3.029×10^{-3} cm/seg
P-02	LF-06	29.50 – 30.00	3.69×10^{-3} cm/seg

3.2 EQUIPOS Y METODOS DE OPERACION

3.2.1 SISTEMA DE TRABAJO

El sistema de trabajo optado para la ejecución de las presentes Investigaciones Geotécnicas del Eje de Presa Carnicería Pampa, ha tenido como base principal los requerimientos técnicos establecidos como complementarios a los Términos de Referencia del Estudio a Nivel de Factibilidad del Proyecto, habiéndose tenido en cuenta además, las Normas internacionales implementadas para la realización de estudios Geológicos y Geotécnicos en las perforaciones diamantinas.

TRABAJOS PROGRAMADOS Y REALIZADOS

Los trabajos de Investigación Geognóstica, programada y realizadas en el eje de presa, han consistido específicamente en la ejecución de perforaciones diamantina con recuperación de muestras de los suelos atravesados y ensayos de permeabilidad.

TRABAJOS DE PERFORACIÓN DIAMANTINA

Se han ejecutado dos (02) perforaciones diamantinas en el área del eje de presa Carnicería Pampa con 60.00 metros de profundidad programando en cada una 30.00 metros de perforación, con su respectivo logueo y ensayos de permeabilidad (Lefranc).

La ubicación del punto de perforación ha sido determinada por la Supervisión y la Empresa Contratista.

3.2.2 EQUIPOS EMPLEADOS

En los trabajos de perforación, se han utilizados los siguientes equipos:

- ✓ Perforadora Diamantina GEO de 90 HP.
- ✓ Barras de perforación NQ, HQ
- ✓ Casing HQ.
- ✓ Brocas Diamantina HQ y NQ
- ✓ Bomba de agua de 10 Bares
- ✓ Panel de Comandos de 6 palancas
- ✓ Grupo Electrónico de 100 HP
- ✓ Trípode de 5 m de Altura
- ✓ Caja de Herramientas
- ✓ Saca testigos
- ✓ Corel Barrel
- ✓ Bomba Conexión
- ✓ Mangueras de Agua
- ✓ Cajas de Muestras de Plástico
- ✓ Caudalímetro
- ✓ Manómetro
- ✓ Bomba de Agua
- ✓ Camioneta 4x4
- ✓ Camión Grúa Fuso
- ✓ Cartones de 6"x6"x10 pies
- ✓ Otros accesorios, herramientas y repuestos

3.2.3 METODOLOGIA DE LA PERFORACION

Las perforaciones fueron ejecutadas por el método rotativo con recuperación continua de muestras o testigos en algunos casos y en otros sin recuperación, utilizando coronas diamantadas y de lidia, siguiendo las normas de Diamond Core Drill Manufacture Asociation (D.C.D.M.A.).

Durante el desarrollo de los trabajos se utilizaron saca muestras de doble tubo giratorio de la serie M y serie G en función del tipo de material y sus características, estos muestreadores doble tubo giratorio poseen un tubo interior acoplado a un dispositivo de rodamiento que permite el movimiento giratorio, anulando de esta manera los esfuerzos de torsión sobre la muestra. El tubo interior es ajustable en la parte superior permitiendo el acondicionamiento de su extremo inferior en la cámara de salida de agua. La longitud máxima de los saca muestras utilizadas fue de 1.5 m. (5 pies).

La muestra es sujeta mediante un resorte el cual queda instalado en el interior de una caja metálica (zapata) que se acopla al tubo interior, esto permite que el dispositivo de agarre de la muestra no tenga comunicación con el tubo exterior evitando el contacto del agua con el material

perforado en el interior de la saca muestras. El flujo del agua es longitudinal en el espacio entre el tubo interno y externo. De esta manera el contacto del agua y la muestra es nulo, permitiendo una mejor recuperación del material suelto o de rocas extremadamente fracturadas e inalteradas.

Con la finalidad de obtener la máxima recuperación de testigos y de mayor representatividad, se ha aplicado criterios técnicos adecuados, algunos de los cuales se mencionan a manera de referencia:

- Se observó que el ritmo de penetración no fuera superior a la velocidad de corte del tubo exterior, es decir que la presión fuera mínima.
- La velocidad de rotación alcanzada estuvo en función de las características del material, evitando en lo posible que la muestra sea compresionada.
- Cada intervalo de extracción es limitado por una longitud máxima de 1.00 m. por corrida en suelo.
- De acuerdo a las especificaciones técnicas, el diámetro mínimo final del sondeo es NQ, en tal sentido, considerando varios factores como el espesor del tramo de material suelto y de roca meteorizada y fracturada, además de la profundidad prevista, se determinó el diámetro inicial del Sondeo en previsión también de los diferentes diámetros del revestimiento a utilizarse en forma telescópica entre los que tenemos HQ y NQ. La finalidad de utilización del revestimiento es evitar el derrumbe de las paredes del sondeo y a la vez facilitar la profundización del mismo, así como aislar tramos para la ejecución de ensayos de permeabilidad.

El flujo de agua durante la perforación del sondeo se ha efectuado con la presión necesaria a fin de garantizar la subida y expulsión al exterior de las partículas y sedimentos productos de la perforación, manteniendo siempre el sondeo limpio. Una vez finalizada la perforación se procedió a retirar el total del revestimiento colocado en el sondeo y la consiguiente señalización mediante un dado de concreto sobre el cual se indicaron los datos generales del sondeo.

Las muestras obtenidas fueron colocadas en cajas especiales con el debido cuidado del caso.

3.2.4 REGISTRO GEOLOGICO Y GEOTECNICO DE PERFORACION

El registro geológico de perforación utilizado fue el concordado en obra con los ingenieros de la Supervisión del Proyecto "Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa Sector Anta en el Distrito de Huamanguilla y que consta de las siguientes secciones.

- a. Datos generales del sondeo (ubicación, profundidad, personal de ejecución, equipos)
- b. Datos recopilados durante la perforación.
- c. Simbología y parámetros de clasificación Geotécnica.

La sección b) muestra subdivisiones que nos indican detalladamente el proceso de perforación.

- Escala; que nos indica la profundidad de cada corrida, avance de perforación e instalación de revestimiento, durante cada guardia de trabajo.
- Agua durante la perforación; se indica el color del agua de retorno del sondeo y menciona el porcentaje de pérdida
- Recuperación de muestra e índice de calidad de la roca que se menciona por cada corrida ejecutada.
- Parámetros de Roca; indicándose grados de alteración, dureza, fracturamiento de las rocas, espaciamientos de las fracturas, grado de agua subterránea, no se cortó roca en ambos sondeos

- Prueba de Permeabilidad; se indica el tramo en que fue ejecutado el ensayo, el tipo de prueba, longitud del tramo, tiempo de prueba, tramo, nivel freático, caudal promedio, "K" permeabilidad en cm/seg, hoja de ensayo LF N°.
- Descripción Geológica; se hace mención de la litología y características principales de los materiales atravesados.
- Gráficamente se indica la simbología y perfil geológico de cada unidad así como cada característica geológica y geotécnica

3.2.5 ENSAYOS DE PERMEABILIDAD

ENSAYOS DE GRAVEDAD: TIPO LEFRANC

El ensayo de pérdida de agua bajo gravedad (tipo Lefranc), generalmente es realizado en materiales sueltos a través de pozos de sondajes, lográndose la determinación de la permeabilidad y el comportamiento del suelo frente a la percolación o infiltración de agua a través de la porosidad.

Este ensayo consiste en la inyección de agua a presión en un determinado tramo del sondeo. Es una medida de la cantidad de agua absorbida por el suelo durante cierto tiempo a una presión de inyección dada. El ensayo es realizado por estadios de aplicación

En nuestras investigaciones los tramos de ensayo fueron determinados en concordancia con el ingeniero de la Supervisión y en función del material que se ha encontrado.

En total fueron ejecutados 12 ensayos en los sondeos P-01 y P-02 obteniéndose permeabilidades media a alta.

PRESENCIA DE LA SUPERVISIÓN EN EL PROCESO DE LAS INVESTIGACIONES.-

Durante la realización de las perforaciones diamantina, se ha tenido la presencia en forma permanente e ininterrumpida de la Supervisión del Proyecto Construcción Sistema de Riego Camicería Pampa Sector Anta en el Distrito de Huamanguilla, en los trabajos del proceso de las investigaciones realizadas tanto en obra como en gabinete, así mismo se ha contado con su atenta colaboración en las dificultades presentadas en el proceso.

EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

Una vez realizado el punto de sondaje, se efectuó la evaluación de los resultados, así como las Conclusiones y Recomendaciones pertinentes.

ELABORACIÓN Y PRESENTACIÓN DEL INFORME FINAL

Se elaboró el Informe Final de las presentes Investigaciones Geotécnicas cumpliéndose de esta manera con los trabajos encomendados por la entidad contratante.

3.3 EVALUACION GEOTECNICA DEL SONDAJE P-01 Y P-02

3.3.1 EVALUACIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO P-01

Los materiales encontrados en la perforación realizada, nos muestran estructuras de suelos pertenecientes a los Depósitos bofedales y glaciofluviales.

De acuerdo al SUCS los estratos encontrados varían en general, inicialmente de 0.00 a 1.00 m. de corrida es suelo orgánico, de 1.00 a 4.00 m. de corrida es suelo limos orgánicos (OL), de 4.00 a 17.00 m. de corrida tenemos gravas graduadas con arenas poco limos (GP) y de 14.00 hasta los 28.00 metros de avance suelos de arenas graduadas limpias con grava (SP) y hasta los 30 metros

tenemos materiales rocosos de boloneras con grava y arenas poco limos consideradas como materiales sin clasificación (S/C).

Los valores del Coeficiente de Permeabilidad (K), obtenidos en los ensayos tipo Lefranc, en el primer tramos perforados, (de 0.00 a 4.00 m); corresponden proporcionalmente al estado gravas limosas en el tramo 3.50 - 4.00 m., (LF-1) su coeficiente promedio de 4.993×10^{-4} cm/seg; en los tramos de 4.00 a 15.00 metros corresponden a suelos consolidados es propio de gravas arenosas (LF-2) su coeficiente promedio de 5.979×10^{-3} cm/seg y en ensayo (LF-3) su coeficiente promedio de 8.820×10^{-3} cm/seg;

Así mismo, los valores promedio de los coeficientes obtenidos en lentes más profundas de 15.00 hasta 28.00 metros corresponden a suelos consolidados de arena bien graduadas, en el tramo 20.60 a 21.00 m. su ensayo (LF-4) presenta coeficiente promedio de 7.774×10^{-3} cm/seg.

En tramo 24.60-25.00 m. ensayo (LF-5) su coeficiente promedio de 7.904×10^{-3} cm/seg.

Así mismo, el valor promedio de coeficiente obtenido se comporta como boloneria con grava arenosa bien graduadas menos densas, en el tramo 29.70 a 30.0 m (LF-6) su coeficiente promedio de 9.432×10^{-3} cm/seg corresponde a estado mas compacto.

Se puede aplicar a los suelos encontrados en esta perforación, algunos conceptos importantes de la clasificación geomecánica de Bienawsky , como son : Su grado de meteorización, alteración, nivel freático, resistencia, con cuyos valores puede alcanzarse a tener un criterio acerca de las características geomecánicas de estos suelos, especialmente para poder efectuar evaluaciones desde el punto de vista geo-elástico.

De acuerdo a lo indicado líneas arriba, los suelos del perfil estratigráfico alcanzan a clasificarse dentro de la Clase V en la cual las características geomecánicas de los materiales encontrados son las siguientes:

Clase de material (según Bienawsky)	: Clase V
Velocidad Sísmica	: 400 – 1500 m/seg
Relación de Poisson (ν)	: 0.20 - 0.18
Compresión Simple Confinado	: 80 - 100 kg/cm ²
Peso Específico	: 2.60 - 2.70

3.3.2 EVALUACIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO P-02

Los materiales encontrados en la perforación realizada, nos muestran estructuras de suelos pertenecientes a los Depósitos glaciofluviales.

De acuerdo al SUCS los estratos encontrados varían en general, inicialmente de 0.00 a 7.00 m. de corrida es suelo grava arenosa (GP) y de 07.00 hasta los 30.00 metros de avance suelos de arenas graduadas limpias con grava (SP).

Los valores del Coeficiente de Permeabilidad (K), obtenidos en los ensayos tipo Lefranc, en los primeros tramos perforados, (de 0.00 a 5.00 m); corresponden proporcionalmente al estado de los suelos gravas (GP) en el tramo 3.50 - 4.00 m., (LF-1) su coeficiente promedio de 1.77×10^{-2} cm/seg;

En los tramos de 10.50 a 11.00 metros corresponden a suelos (GP) consolidados, propio de gravas arenosas (LF-2) su coeficiente promedio de 2.071×10^{-2} cm/seg.

Así mismo, los valores promedio de los coeficientes obtenidos en lentes mas profundos de 15.00 hasta 30.00 metros, el ensayo (LF-3) de tramo 14.5 a 15.00 su coeficiente promedio de 1.317×10^{-2} cm/seg;

En el tramo 19.50 a 20.00 m. su ensayo (LF-4) presenta coeficiente promedio de 2.548×10^{-3} cm/seg,

En el tramo 24.60-25.00 m. ensayo (LF-5) su coeficiente promedio de 3.029×10^{-3} cm/seg.

Así mismo, el valor promedio de coeficiente obtenido se comporta como grava con arenas bien graduadas menos densas, en el tramo 29.50 -30.0 (LF-6) su coeficiente promedio de 3.069×10^{-3} cm/seg corresponde al estado más compacto.

CUADRO REFERENCIAL DE PROPIEDADES GEOMECÁNICAS Cuadro N° 1

Características	Clase V	Clase IV	Clase III	Clase II	Clase I
Velocidad sísmica (m/s)	400 – 1500	1500 – 2500	2500 – 3500	3500 – 4400	4400
Módulo de deformabilidad (Kg./cm ²)	---	200	---	200 a 600	600
Coefficiente Poisson	0.2	0.2 – 0.18	0.18 – 0.13	0.13 – 0.10	0.10
Compresión simple (Kg/cm ²)	80 - 100	100 – 500	500 – 1000	1000 – 2500	2500
Peso específico	2.6	---			3.00
Angulo de rozamiento	34°	15 – 25	25 – 35	35 - 60	35 -60

Por otra parte y fundamentalmente por la naturaleza de los materiales encontrados se ha utilizado el SUCS, para clasificar los tipos de suelos atravesados en la perforación, y determinar sus características geotécnicas dentro del contexto Normativo Internacional.

CUADRO N° 2: PROPIEDADES PROMEDIO DE LOS SUELOS

Código de clasificación	Compactación Proctor		Relación de Huecos	Permeabilidad, k (pies/año)	Compresibilidad		Resistencia al Corte		
	Densidad Máxima del Material Seco (lb/pie ³)	Proporción Óptima de Agua (%)			A 20 lb/plg ² (%)	A 50 lb/plg ² (%)	Co (lb/plg ²)	Csat (lb/plg ²)	tan Ø
V	>119	<13.3	(*)	27,000 ± 13,000	<1.4	(*)	(*)	(*)	>0.79
IV	>110	<12.4	(*)	64,000 ± 34,000	<0.8	(*)	(*)	(*)	>0.74
III	>114	<14.5	(*)	>0.3	<1.2	<3.0	(*)	(*)	>0.67
II	>115	<14.7	(*)	>0.3	<1.2	<2.4	(*)	(*)	>0.60
I	119 ± 5	13.3 ± 2.5	0.37 ± *	(*)	1.4 ± *	(*)	5.7 ± 0.6	(*)	0.79 ± 0.02
	110 ± 2	12.4 ± 1.0	0.50 ± 0.03	>15.0	0.8 ± 0.3	(*)	3.3 ± 0.9	(*)	0.74 ± 0.02
	114 ± 1	14.5 ± 0.4	0.48 ± 0.02	7.5 ± 4.8	1.2 ± 0.1	3.0 ± 0.4	7.4 ± 0.9	2.9 ± 1.0	0.67 ± 0.02

3.3 EVALUACIÓN DE LA PERMEABILIDAD

Los ensayos de permeabilidad realizados en los primeros tramos, arrojan valores del orden de 10^{-2} cm/seg, los cuales permiten clasificar a los suelos atravesados en la perforación P – 02, como suelos permeables. Esta permeabilidad sumada a la textura y estructura del suelo debido a la presencia de los espacios intersticiales en estos materiales, permiten la filtración del agua especialmente en los tramos puntuales donde la permeabilidad es mayor (10^{-3} a 10^{-2} cm/seg), en los cuales no se ha tenido recuperación del agua de la perforación, debido a la presencia de lentes

gravosos del suelo glaciofluviales correspondiente a Depósitos Cuaternarios los mismos que están definidos y señalizados en el registro Geológico que se adjuntan en el presente Informe Final.

Las permeabilidades encontradas en el terreno atravesado, son coherentes con sus granulometrías y coinciden con las dadas en el cuadro de características anterior, donde se determina una permeabilidad del orden de 10-3 cm/seg tipos de suelo (SP, GP), es decir que los rangos de permeabilidad encontrados en las pruebas Lefranc realizadas en la perforación P-01 y P-02 son coherentes y se enmarcan dentro de los parámetros internacionales establecidos. (Karl Terzaghi y Ralph B. Peck - Small Dams).

En general durante los trabajos de perforación se han encontrado zonas puntuales muy permeables donde el agua de perforación no se ha recuperado habiendo sido absorbido en su totalidad por el terreno (65 a 70 lt/min), en estos tramos la permeabilidad del terreno se ha tomado excesiva (10-2 cm/seg), generalmente se han encontrado bolones rocosos y gravas entorno a dichos tramos.

La permeabilidad encontrada en la mayor parte del terreno atravesado, (SP: 10-3 cm/seg), es coherente con su granulometría, es decir comparativamente que, si a una arena con grava poco limos (SP).

En consecuencia, los datos de permeabilidad del ensayo Lefranc encontrados en la perforación P - 01 y P - 02 son coherentes indican ser permeables y que permiten la filtración de agua.

3.4 CONCLUSIONES

Las unidades litológicas constituyentes del suelo glaciofluviales han sido delimitadas, en cambio la roca soporte y sostén estructural de la zona de eje de presa y del futuro embalse de Carnicería Pampa esta se encuentra mas profunda, según la resistividad SEV realizada por GEOINSTRUMENTS este sustrato se ubicaría a 35 metros de profundidad.

En la secuencia del sondeo P-01 desde la superficie tenemos los suelos bofedales de 0.00 a 2.50 metros y glaciofluviales desde los 2.50 a 28.00 metros desde suelos finos a granulares desde gravas arenas a arenas gravosas y de los 28.00 a 30.00 metros boloneras con grava arenosa sin clasificación (S/C).

En la secuencia del sondeo P-02 desde la superficie tenemos los suelos glaciofluviales desde 0.00 a 30.00 metros desde suelos granulares desde gravas arenas a arenas gravosas

Infrayace a los materiales cuaternarios el basamento rocoso volcánico del tipo Ignimbrita, no se ha cortado por encontrarse aproximadamente a 35 metros.

Estructuralmente, en el sondeo P-01 y P-02 no hay evidencia de zonas de fallas de origen tectónico, estas se encuentra emplazadas en la cabecera distantes como fallas regionales que no alcanzan a cruzar la zona del eje de la presa, emplazándose paralelamente alejadas, por lo que no intervienen ni forman parte activa del problema de la estabilidad y permeabilidad de la presa.

A parte del SUCS, se ha aplicado también a los suelos encontrados en esta perforaciones, algunos conceptos importantes de la clasificación geomecánica de Bienawsky, como son: Su grado de meteorización, alteración, nivel freático, resistencia, con cuyos valores puede alcanzarse a tener un criterio acerca de las características geomecánicas de estos suelos, especialmente para poder efectuar evaluaciones desde el punto de vista geo-elástico.

De acuerdo a lo indicado líneas arriba, los suelos del perfil estratigráfico alcanzan a clasificarse dentro de la Clase V en la cual las características geomecánicas de los materiales encontrados son las siguientes

Clase de material (según Bienawsky)	: Clase V
Velocidad Sísmica	: 400 – 1500 m/seg
Relación de Poisson (v)	: 0.20 - 0.18
Compresión Simple (confinado)	: 80 - 100 kg/cm ²
Peso Específico de los sólidos	: 2.60 - 2.70
Angulo de fricción promedio de la matriz	: 30° - 34°
Cohesión promedio de la matriz (SP)	: 0.2 - 0.5 kg/cm ²
Permeabilidad promedio de la matriz (SP)	: 10-4 cm/seg
Relación de vacíos matriz (SP)	: 0.48 - 0.50

Por otra parte, la Bureau Of Reclamation, de EEUU, en su obra oficial Small Dams, (pag. 133), establece las propiedades promedio de los suelos, basados en la clasificación mediante el SUCS, en el que, podemos determinar las propiedades de las arenas gravosa no plásticas de la matriz de los materiales atravesados en la perforación realizada.

Para el efecto, en el cuadro adjunto figuran dichas propiedades promedio:

Compactación Proctor		Relación de Huecos eo	Permeabilidad, k (pies/año)	Compresibilidad		Resistencia al Corte		
Densidad Máxima del Material Seco (lb/pe ³)	Proporción Óptima de Agua (%)			A 20 lb/plg ² (%)	A 50 lb/plg ² (%)	Co (lb/plg ²)	Csat (lb/plg ²)	tan Ø
110 ± 2	12.4 ± 1.0	0.50 ± 0.03	>15.0	0.8 ± 0.3	(*)	3.3 ± 0.9	(*)	0.74 ± 0.02

NOTA.- Los valores que se dan en el presente cuadro, han sido convertidos a unidades del sistema métrico decimal.

Las permeabilidades encontradas en el terreno atravesado, son coherentes con sus granulometrías y coinciden con las dadas en el cuadro de características mostrada (N° 2), donde se determina una permeabilidad del orden de 10-2 a 10-3 cm/seg para estos tipos de suelo GP y SP, es decir que los rangos de permeabilidad encontrados en las pruebas Lefranc realizadas en la perforación son coherentes y se enmarcan dentro de los parámetros internacionales establecidos. (Karl Terzaghi y Ralph B. Peck - Small Dams).

3.5 PANEL FOTOGRAFICO

P-01_caja 01

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

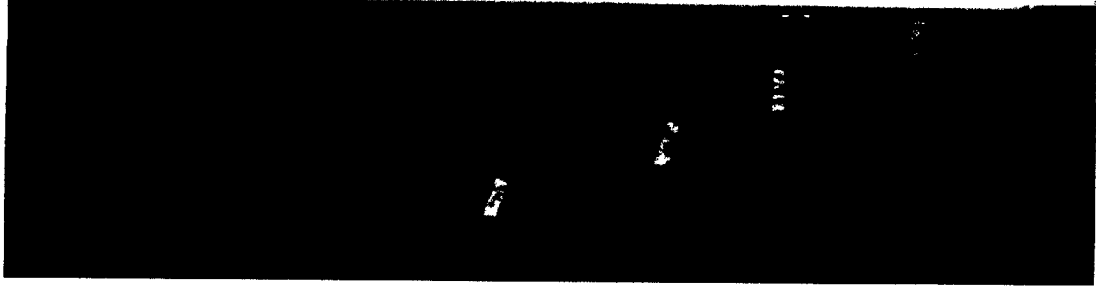
ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE: 5.45 MTS. HASTA 9.45 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2008



P-01_caja 02

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

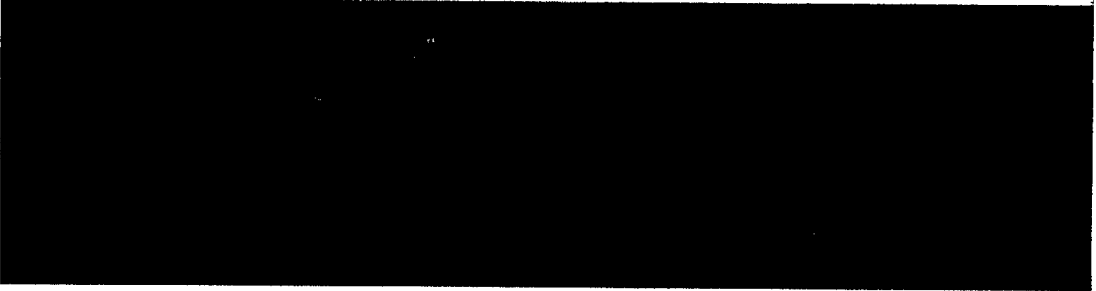
ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE: 9.45 MTS. HASTA 11.00 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2008



P-01_caja 03

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

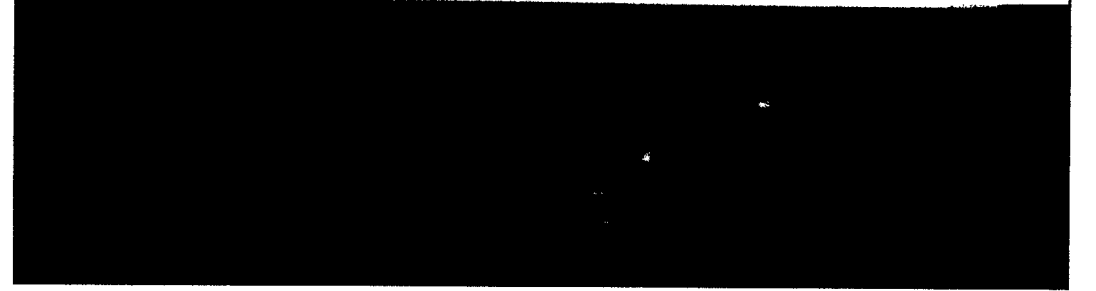
ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE: 11.00 MTS. HASTA 18.45 MTS.

CAJA: 4 DE FECHA: MARZO 2008



P-01_caja 04

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

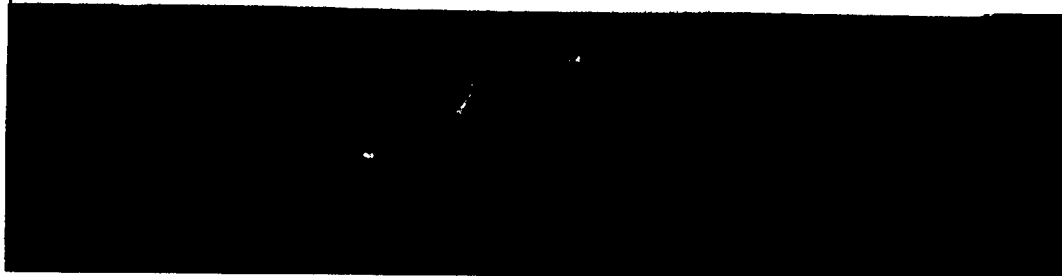
ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE: 11.40 MTS. HASTA 22.80 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2009



P-01_caja 05

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE: 22.10 MTS. HASTA 29.10 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2009



P-01_caja 06

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

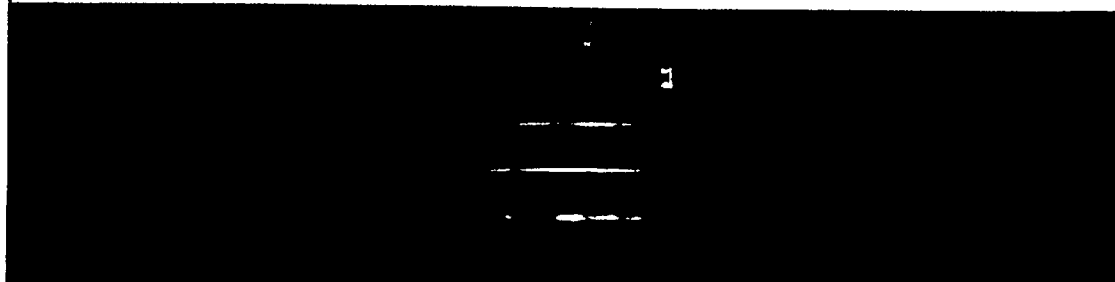
ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE: 28.10 MTS. HASTA 30.00 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2009



P-01_caja 07

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE 0.00 MTS. HASTA 5.14 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2008

P-02_caja 01

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE 5.14 MTS. HASTA 10.66 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2008

P-02_caja 02

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - CARNICERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE 10.66 MTS. HASTA 15.93 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2008

P-02_caja 03

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - GARNIGERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE 15.93 MTS. HASTA 21.55 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2009

P-02_caja 04

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - GARNIGERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

DE 21.33 MTS. HASTA 26.74 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2009

P-02_caja 05

**ESTUDIO TECNICO CARNICERIA PAMPA
PRESA - GARNIGERIA**

ENTIDAD : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE HUAMANGUILLA

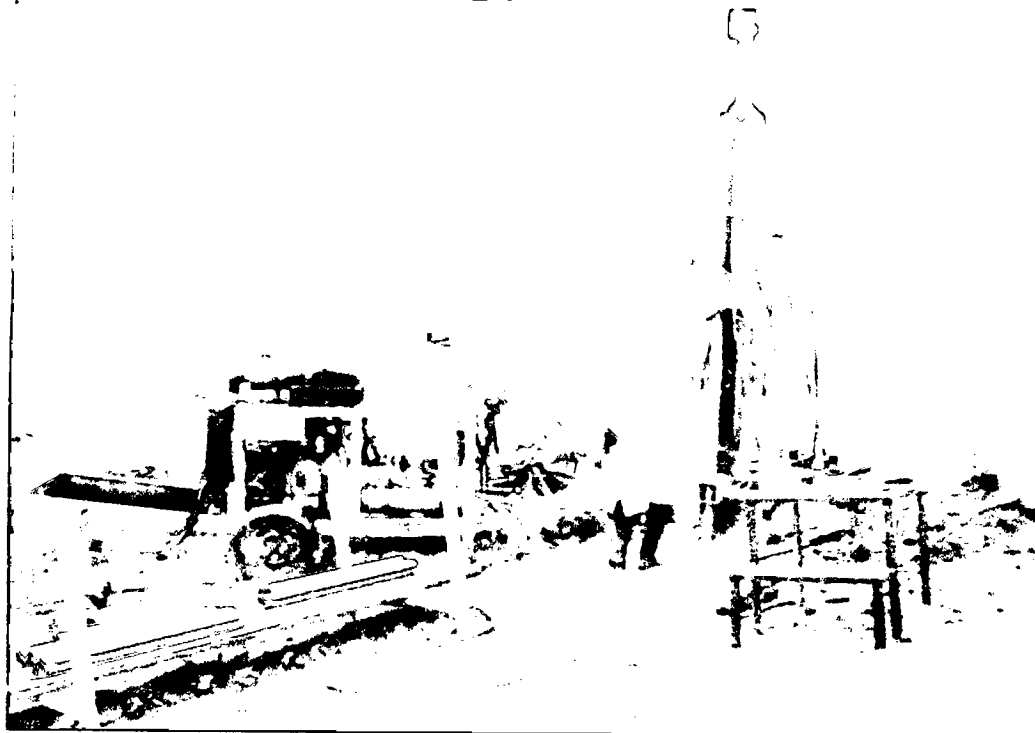
POZO :

PROFUNDIDAD: 30 MTS.

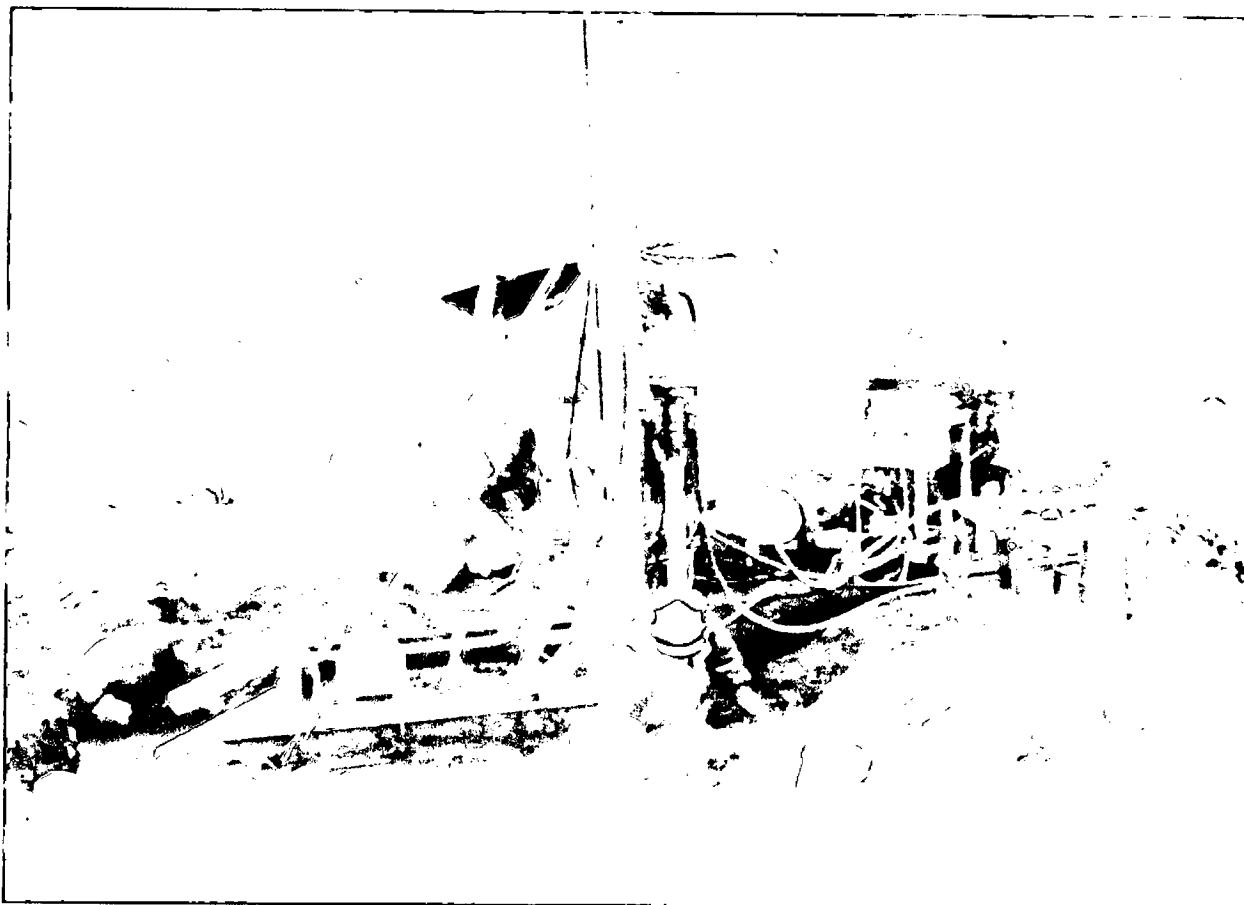
DE 26.74 MTS. HASTA 30.00 MTS.

CAJA: DE FECHA: MARZO 2009

P-02_caja 06



Equipo de perforación diamantina GEO de 90 HP, con personal técnico con sus respectivos equipos de seguridad, en el punto de perforación P-01, en el Eje de Presa Carnicería Pampa.



Equipo de perforación diamantina, en el punto de perforación P-02, en el Eje de Presa Carnicería Pampa.

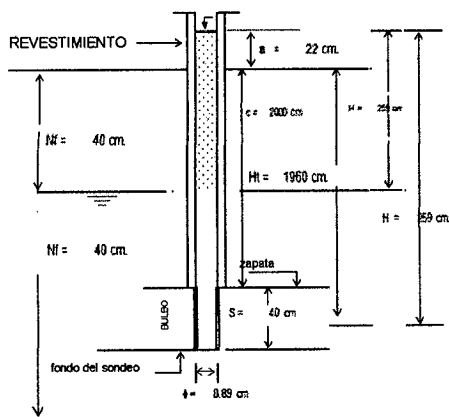
ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

IV. PRUEBA DE LEFRANC

EVALUACION DE EJE PRESA CARNICERIA PAMPA - AYACUCHO

ENSAYO DE PERMEABILIDAD LEFRANC

AREA: PRESA CARNICERIA	PROF. DE ENSAYO (m) : 19.60-20.00	SONDEO N° P-01
ESTRUCTURA:	FECHA : 12/03/2009 DURACION : 8:20-8:33 am	ENSAYO N° LF - 04



ENSAYO REALIZADO	TIPO DE ENSAYO
ABAJA DE LA N.F. <input checked="" type="checkbox"/>	INFILTRACION <input checked="" type="checkbox"/>
ARRIBA DE LA N.F. <input type="checkbox"/>	BOMBEO <input type="checkbox"/>
CON ARTESIANISMO <input type="checkbox"/>	RECUPERACION <input type="checkbox"/>
	REBAJAMIENTO <input type="checkbox"/>

DATOS DE MEDICION	
BULBO	
Diámetro	φ = 8.89 cm
Longitud	S = 40 cm
Profundidad de la perforación	c = 2000 cm
HIDROMETRO	<input type="checkbox"/>

Inclinación del sondaje c/r a la horizontal α = 90 °

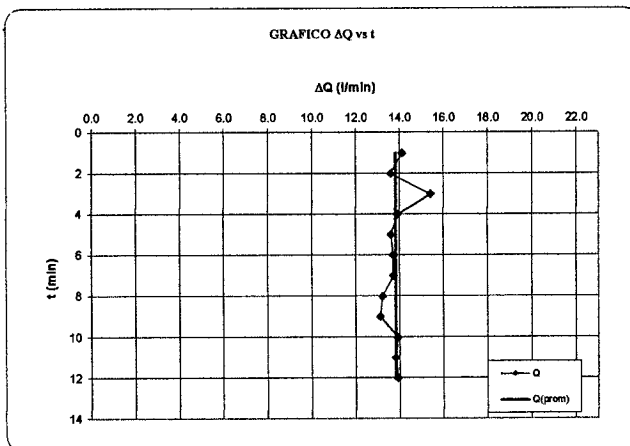
Altura del agua sobre el nivel del terreno a = 22 cm.

Profundidad del Nivel freático antes del ensayo Nf = 40 cm.

Profundidad de ensayo Hf = 1960 cm.

Sobrecarga hidráulica final H = 259 cm.

LEFRANC CARGA CONSTANTE		
t (min)	Q (l/min)	ΔQ (l/min)
0	371.2000	0.0000
1	385.3000	14.1000
2	398.9000	13.6000
3	414.3000	15.4000
4	428.2000	13.9000
5	441.8000	13.6000
6	455.5000	13.7000
7	469.2000	13.7000
8	482.4000	13.2000
9	495.5000	13.1000
10	508.4000	13.9000
11	523.2000	13.8000
12	537.1000	13.9000



CALCULO DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

CALCULO DEL CAUDAL

ΔQ promedio = 13.82 l/min
 ΔQ promedio = 230.3 cm³/s

CALCULO DE K

- con $S/\phi = 0$ $K = Q / (H \phi \Pi)$
- con $S/\phi < 2$ $K = Q / (H \phi 2 \Pi \sqrt{S/\phi + 1/4})$
- con $S/\phi > 2$ $K = Q \ln \left[\frac{2S}{\phi} \right] / (2 \Pi H S)$

K (PERMEABILIDAD) = 7.774E-03 cm / s.

OBSERVACIONES :

LITOLOGIA DEL TRAMO :
 Grava con arena poco limos

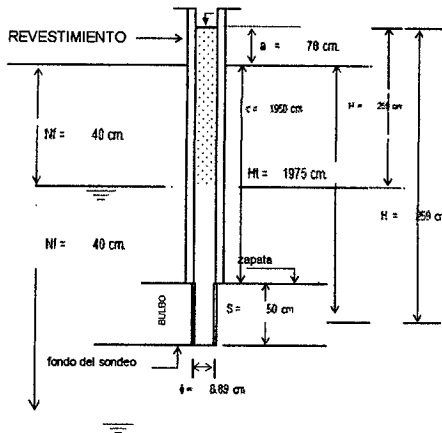
EJECUTADO POR _____

Vo. Bo. SUPERVISOR _____

ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DE LA PRESA CARNICERIA PAMPA

ENSAYO DE PERMEABILIDAD LEFRANC

AREA: PRESA CARNICERIA	PROF. DE ENSAYO (m) : 19.50-20.00	SONDEO N° P-02
ESTRUCTURA:	FECHA : 22/03/2009 DURACION : 6:14-6:32 pm	ENSAYO N° LF - 04



ENSAYO REALIZADO	TIPO DE ENSAYO
ABAJO DE LA N.F. <input checked="" type="checkbox"/> ARRIBA DE LA N.F. <input type="checkbox"/> CON ARTESIANISMO <input type="checkbox"/>	INFILTRACION <input checked="" type="checkbox"/> BOMBEO <input type="checkbox"/> RECUPERACION <input type="checkbox"/> REBAJAMIENTO <input type="checkbox"/>

DATOS DE MEDICION	
BULBO	
Diámetro	φ = 8.89 cm
Longitud	S = 50 cm
Profundidad de la perforación	c = 1950 cm
HIDROMETRO	<input type="checkbox"/>

Inclinación del sondaje c/r a la horizontal α = 90 °

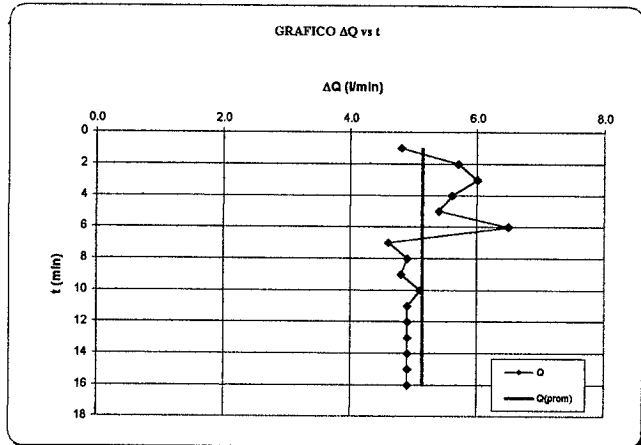
Altura del agua sobre el nivel del terreno a = 78 cm.

Profundidad del Nivel freático antes del ensayo NI = 40 cm.

Profundidad de ensayo Ht = 1975 cm.

Sobrecarga hidráulica final H = 259 cm.

LEFRANC CARGA CONSTANTE	t (min)	Q (l/min)	Δ Q (l/min)
0	985.9000	0.0000	
1	990.7000	4.8000	
2	996.4000	5.7000	
3	1002.4000	6.0000	
4	1008.0000	5.6000	
5	1013.4000	5.4000	
6	1019.9000	6.5000	
7	1024.5000	4.6000	
8	1029.4000	4.9000	
9	1034.2000	4.8000	
10	1039.3000	5.1000	
11	1044.2000	4.9000	
12	1049.1000	4.9000	
13	1054.0000	4.9000	
14	1058.9000	4.9000	
15	1063.8000	4.9000	
16	1068.7000	4.9000	



0.00

CALCULO DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

CALCULO DEL CAUDAL

Δ Q promedio = 5.140 l/min
 Δ Q promedio = 85.67 cm³/s

CALCULO DE K

- con $S / \phi = 0$ $K = Q / (H \phi \Pi)$
- con $S / \phi < 2$ $K = Q / (H \phi 2 \Pi \sqrt{S / \phi + 1/4})$
- con $S / \phi > 2$ $K = Q \text{Ln} \left[\frac{2S}{\phi} \right] / (2 \Pi H S)$

K (PERMEABILIDAD) = 2.548E-03 cm / s.

OBSERVACIONES :

LITOLOGIA DEL TRAMO :

 Arena con grava

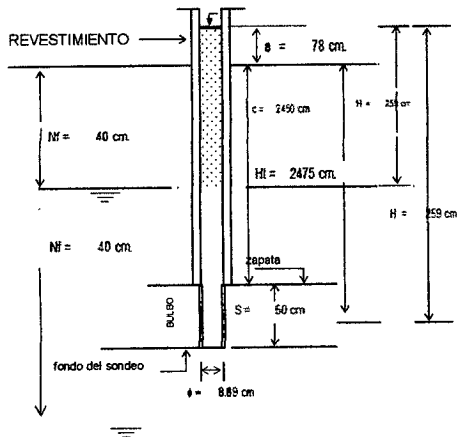
EJECUTADO POR

Vo. Bo. SUPERVISOR

ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DE LA PRESA CARNICERIA PAMPA

ENSAYO DE PERMEABILIDAD LEFRANC

AREA: PRESA CARNICERIA	PROF. DE ENSAYO (m) : 24.50-25.00	SONDEO N° P-02
ESTRUCTURA:	FECHA : 24/03/2009 DURACION : 11:15-11:31 am	ENSAYO N° LF - 05



ENSAYO REALIZADO	TIPO DE ENSAYO
ABAJO DE LA N.F. <input checked="" type="checkbox"/> ARRIBA DE LA N.F. <input type="checkbox"/> CON ARTESIANISMO <input type="checkbox"/>	INFILTRACION <input checked="" type="checkbox"/> BOMBEO <input type="checkbox"/> RECUPERACION <input type="checkbox"/> REBAJAMIENTO <input type="checkbox"/>

DATOS DE MEDICION	
BULBO Diámetro φ = 8.89 cm Longitud S = 50 cm Profundidad de la perforación c = 2450 cm	HIDROMETRO <input type="checkbox"/>

Inclinación del sondaje c/r a la horizontal α = 90 °

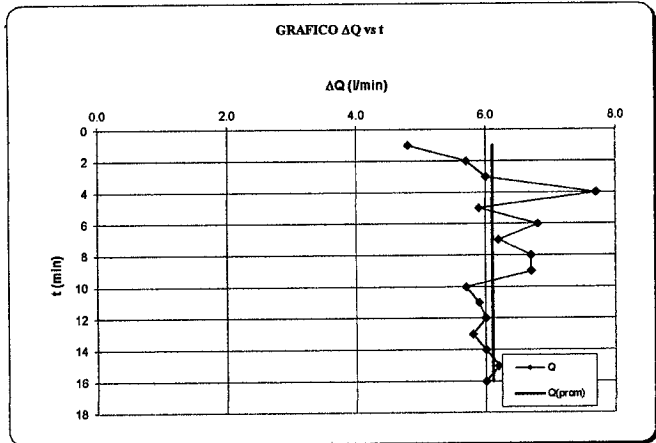
Altura del agua sobre el nivel del terreno a = 78 cm

Profundidad del Nivel freatico antes del ensayo Nf = 40 cm

Profundidad de ensayo Ht = 2475 cm

Sobrecarga hidraulica final H = 259 cm

LEFRANC CARGA CONSTANTE		
t (min)	Q (l/min)	Δ Q (l/min)
0	5.9000	0.0000
1	10.7000	4.8000
2	15.4000	5.7000
3	22.4000	6.0000
4	30.1000	7.7000
5	36.0000	5.9000
6	42.8000	6.8000
7	49.0000	6.2000
8	55.7000	6.7000
9	62.4000	6.7000
10	68.1000	5.7000
11	74.0000	5.9000
12	80.0000	6.0000
13	85.8000	5.8000
14	91.8000	6.0000
15	98.0000	6.2000
16	104.0000	6.0000



CALCULO DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

CALCULO DEL CAUDAL

Δ Q promedio = 6.110 l/min
 Δ Q promedio = 101.8 cm³/s

CALCULO DE K

- con $S / \phi = 0$ $K = Q / (H \phi \Pi)$
- con $S / \phi < 2$ $K = Q / (H \phi 2.11 \sqrt{S / \phi + 1/4})$
- con $S / \phi > 2$ $K = Q \text{Ln} \left[\frac{2S}{\phi} \right] / (2 \Pi H S)$

K (PERMEABILIDAD) = 3.029E-03 cm / s.

OBSERVACIONES : _____

LITOLOGIA DEL TRAMO : _____
 Arena con grava

EJECUTADO POR _____

Vo. Bo. SUPERVISOR _____

ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

V. ESTUDIO GEOFISICO

V.- ESTUDIO GEOFISICO

5.1 INTRODUCCIÓN

5.1.1 Antecedentes

Sea solicitado la evaluación geofísica mediante el método de Refracción Sísmica, Georadar y Resistividad a la Empresa Especializada Geoinstrumentos S.A.C. en la zona de Construcción del Sistema de Riego Carnicería Pampa, ubicado en la Provincia de Huanta, Departamento Ayacucho. El levantamiento geofísico consistió en la realización de 440 m de refracción sísmica, 387 m de georadar y 04 sondeos eléctricos verticales para la construcción del referido sistema de riego; con la necesidad de determinar la potencia de los estratos, identificación de contacto y/o fallas y parámetros pseudo dinámicos de los estratos definidos.

5.1.2 Objetivo del estudio

El objetivo del presente estudio es determinar en función de la propagación de las ondas sísmicas específicamente las ondas P, ondas electromagnéticas y resistividad del suelo, los espesores de las diversas capas presentes hasta una profundidad de investigación de 35 m y definir la presencia del basamento rocoso. Asimismo; identificar la presencia, secuencia, dirección y profundidad de las anomalías que corresponderían a contactos y/o fallas y calcular los parámetros pseudo dinámicos.

5.1.3 UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El área de influencia donde se realizó el levantamiento geofísico se encuentra dentro de las coordenadas trazadas en la Tabla No. 1.1, cuya ubicación está dentro de la Zona Anta, Distrito Huamanguilla, Provincia Huanta, Departamento Ayacucho (Ver Plano PU-01). Asimismo; la zona de trabajo presenta altitudes de 4012 hasta 4300 m. n. s. m.

Tabla Nro. 1.1: *Coordenadas Trazadas del Estudio*

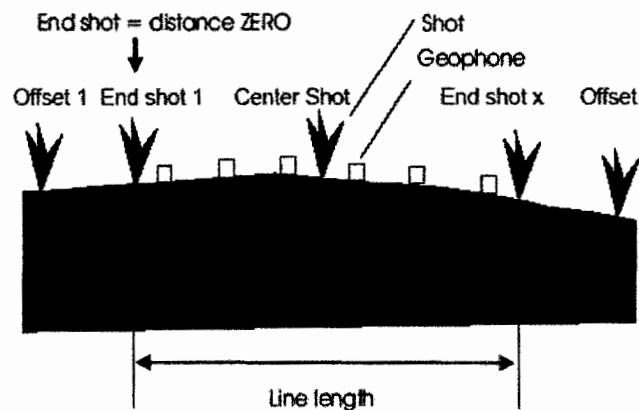
<i>Coordenadas UTM</i>			
Al Norte	N 8566000	Al Este	E 595000
Al Sur	N 8565000	Al Oeste	E 596500

5.2 DESCRIPCIÓN Y PRINCIPIO

5.2.1 Refracción sísmica

PRINCIPIO DE REFRACCIÓN SÍSMICA: Básicamente se genera ondas acústicas (ondas P) mediante iterativos golpes de una comba sobre una placa metálica y este fenómeno genera frentes de onda que viajan a velocidades distintas debido a las características de la masa, desde la fuente de energía (punto golpe de martillo) hasta los sensores (geófonos). Este principio se basa en que a mayor profundidad la velocidad aumenta debido a la compactación del suelo y de su composición. Las ondas generadas por los golpes arriban a los géofonos, después de un tiempo "t" y depende también de la distancia "d", al martillo, y tanto de la elasticidad como de la densidad del medio.

DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE REFRACCIÓN SÍSMICA: Una vez establecido los objetivos de la exploración sísmica y seleccionada el sitio para la práctica de la línea sísmica, se fijan los intervalos de medida de los geófonos (10 y 15 metros entre geófonos), con la finalidad de registrar con mayor precisión el tiempo de arribo en cada geófono de la onda sísmica, Ver Esquema 2.1. Seguidamente se forman las gráficas tiempo/distancia, conocidas como "Curvas Domocrónicas" en las que el inverso de la pendiente "m cualquiera" de cada una de las rectas representa la velocidad del estrato. El cálculo de los espesores de cada estrato se determina de manera analítica. El éxito de la aplicación del método de refracción sísmica depende de la calidad de las ondas generadas. Por otro lado los arribos de las ondas producen vibraciones que son registrados en cada uno de los geófonos y estos son amplificadas por el sismógrafo y visualizados en la pantalla de una laptop. El esquema 2.2 muestra un sismograma del terreno mediante la excitación artificial en cada geófono



Esquema Nro. 2.1: Tendido Sísmico Característico

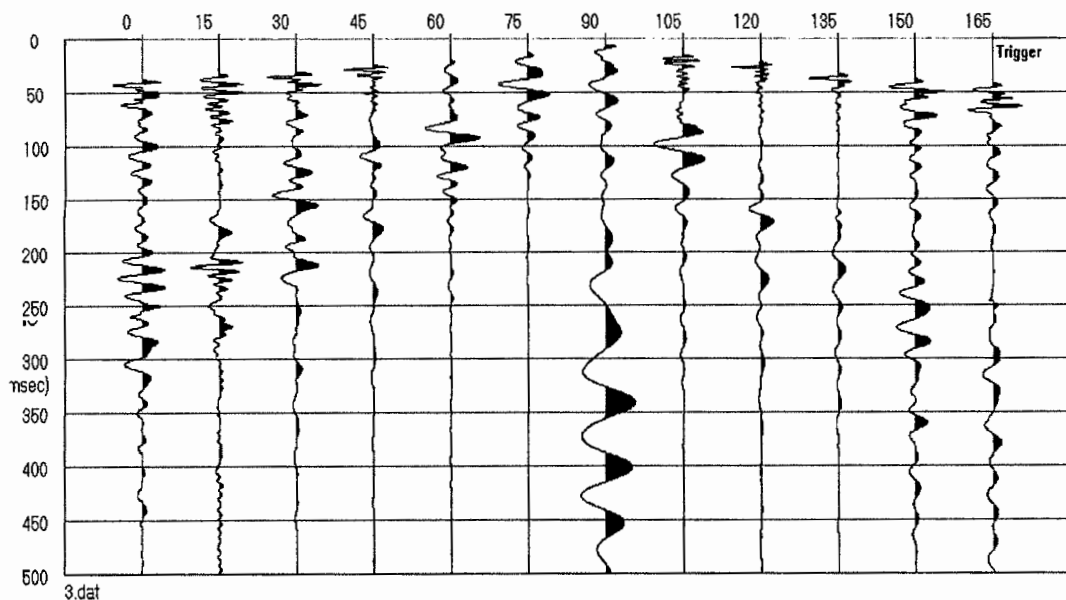


Figura Nro. 2.2: Sismograma de un tendido sísmico, disparo a 55 m.

Las ondas que se generan son las "P" y "S" las más usadas en los estudios de ingeniería, las ondas "Vp" se producen mediante explosivos, pistola, fuente martillo semi-hidráulico, peso dejando caer, y

de manera usual con un martillo y/o comba. Las ondas "S" son las más difíciles de producir, se emplean en ingeniería para determinar los módulos elásticos dinámicos, periodos fundamentales de vibración, estabilidad de cortes para la construcción de bordos, presas, túneles, estabilidad de masas rocosas, construcción de plantas nucleares, puentes y edificios, entre otros.

En el sismograma se tiene la dificultad de seleccionar la onda de corte en medio de una complicada señal que contiene las provenientes de todas direcciones: refracciones, reflexiones, ondas Rayleigh, Love, y hasta ruido. Básicamente existen cuatro maneras de medir las ondas de corte "Vs", ellas son: Cross hole, Down hole, Up hole, y refracción, Esta última es la manera más común, mediante geófonos de componentes horizontal y/o usando la relación matemática.

Tabla Nro. 2.1: Relación de Velocidades (V_p/V_s) con sus valores de Poisson (σ)

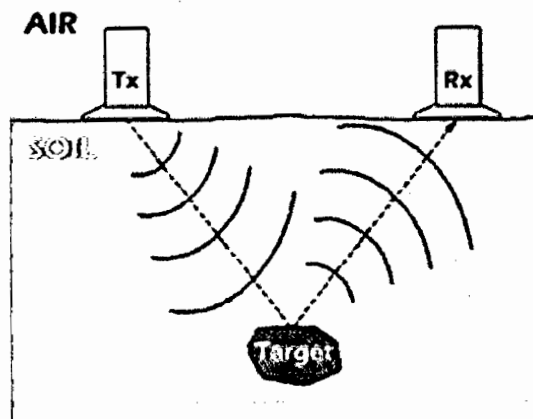
V_p/V_s	1.55	1.63	1.76
σ	0.20	0.22	0.26

Los valores a utilizarse dependen de las condiciones físicas del medio en el cual se propagan las ondas sísmicas, por lo tanto el coeficiente de Poisson debería ser similar sin embargo la relación no se presenta así por lo que se infiere que el interior del suelo no es homogéneo y para ello se llevaron a cabo métodos como el de Wadati para determinar directamente proporciones de V_p/V_s , siendo este método utilizado ampliamente para el análisis de estructuras (Ukawa y Fukao, 1981)

5.2.2 Georadar

PRINCIPIO DE GEORADAR (GPR), esta principalmente relacionado con los métodos de reflexión sísmica, el cual está constituido por un transmisor (Tx) que emite una señal hacia la superficie de investigación. El regreso de la onda electromagnética es detectado y registrado por el receptor (Rx) (Esquema Nro. 2.1). El GPR usa ondas electromagnéticas en lugar de ondas acústicas.

Esquema Nro. 2.1: Viaje de la onda electromagnética desde su salida en la antena de Transmisión (Tx) y su retorno en la antena de Recepción (Rx).

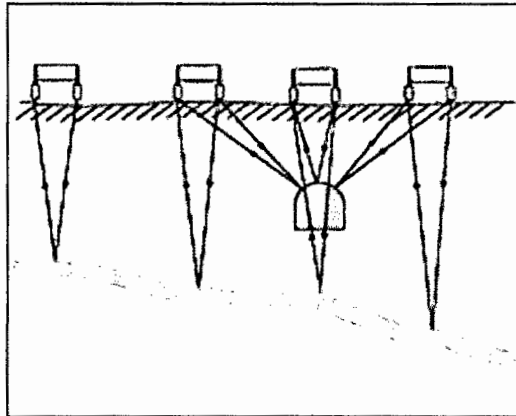


Entonces, la fórmula general de la velocidad de la onda en cualquier medio es:

$$V = 1/(\mu \cdot \epsilon_0)^{1/2}$$

También, se tiene que tener en cuenta que el GPR no mide directamente la profundidad de penetración de la onda, lo que en realidad mide el equipo es el tiempo de viaje de la onda desde que sale de la antena de transmisión (Tx) hasta que es recepcionada por la antena de recepción (Rx). En realidad, la onda viaja dos veces la longitud de penetración (Esquema Nro. 2.2). Entonces la formula en general que permite determinar la profundidad de penetración es.

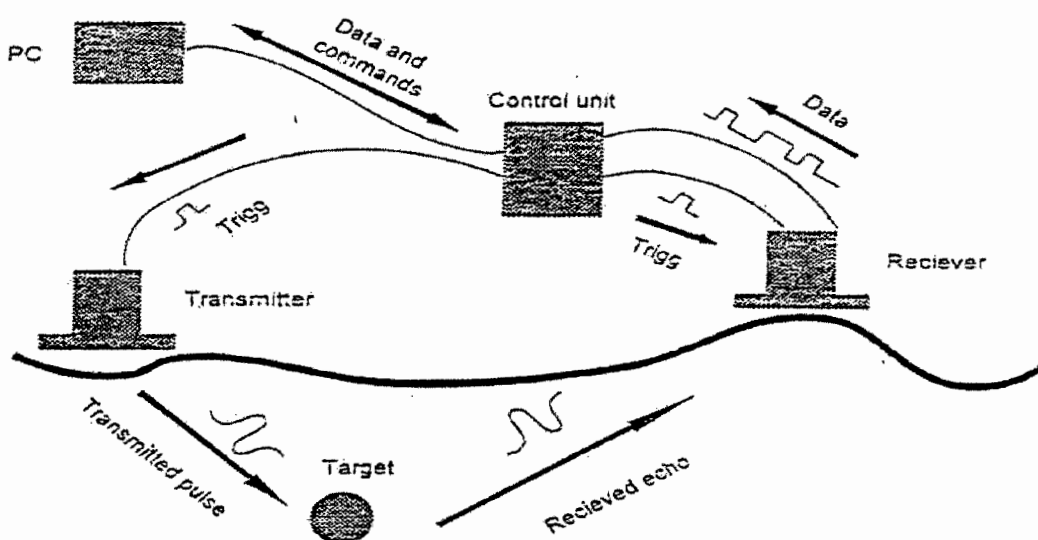
$$e = v * t/2$$



Esquema Nro. 2.2: Viaje de Ondas Electromagnéticas

Por tanto la velocidad al moverse en un medio de características variables varía en el espacio y en el tiempo.

DESCRIPCIÓN DEL GEORADAR (GPR): Como se sabe la adquisición de datos es continua por medio del GPR y se ejecuta moviendo la antena continuamente a lo largo del perfil previamente planificado. Para la calidad de datos se realiza una calibración de distancia controlando la posición de los puntos de muestreos. La información recolectada se presenta en tiempo real y de manera continua en la pantalla del computador, presentándose como una imagen del material subyacente de la línea de investigación (Ver Esquema 2.3).



Esquema Nro. 2.3: Una manera sencilla de cómo trabaja el Georadar. Consta de una Unidad de Control, la antena de transmisión y la antena receptora y la computadora cuya función en el campo es básicamente una unidad de almacenamiento de la data recolectada. Esta distribución se puede observar en la imagen vista líneas arriba.

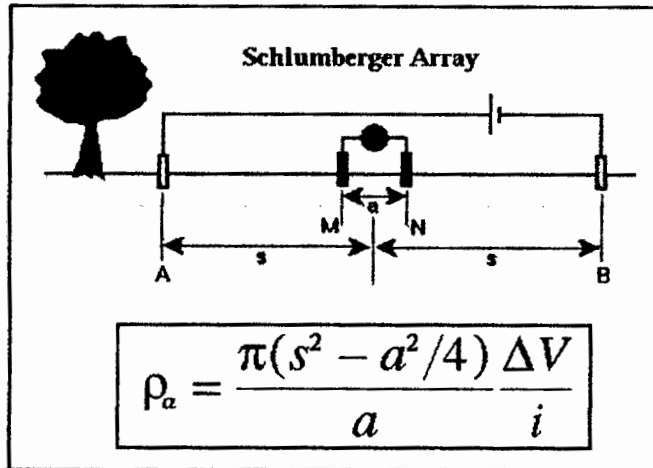
La propagación de la onda en un medio material (velocidad), está influenciada por las permitividades eléctricas y magnéticas. Este parámetro es una aproximación al medio paramagnético, la permitividad magnética tiene un valor muy cerca de la permitividad en el vacío o el aire, dicha relación conduce a establecer un índice de refracción de valor aproximado a la raíz cuadrada de la permitividad eléctrica.

Medio de Transporte	Coefficiente de permitividad Relativa (ϵ_1)	Velocidad (m/ μ)
Aire	1	300
Agua pura	81	33
Caliza	7 - 16	75 - 113
Granito	5 - 7	113 - 134
Esquito	5 - 15	77 - 134
Concreto	4 - 10	95 - 150
Arcilla	4 - 16	74 - 150
Limo	9 - 23	63 - 100
Arena	4 - 30	55 - 150
Morena	9 - 25	60 - 100
Hielo	3 - 4	150 - 173
Permafrost	4 - 8	106 - 150

5.2.3 Resistividad

PRINCIPIO DE LA RESISTIVIDAD: Es una técnica geofísica de la exploración que se caracteriza por estudiar las variaciones de parámetros físicos de las rocas y suelos (resistividad y conductividad eléctrica), puesto que los materiales muestran ciertos rangos de valores de resistividad aparente (Pa) que dependen de las variables geotécnicas del material que atraviesa la corriente eléctrica, teniendo en cuenta el contenido de agua o sales disueltas presentes en las fracturas de las rocas.

En el Esquema 2.4 se presenta un cuadripolo clásico AMNB, cuyos cuatro polos están alineados simétricamente, donde AB y MN tienen el punto central "O" y se le denomina estación SEV (Sondeo Eléctrico Vertical), campo de corriente y de potencial en el subsuelo homogéneo y sobre él se realizan todos los análisis geo-eléctricos.



Esquema Nro. 2.4: Configuración del método Schlumberger.

Donde:

- Pa = Resistividad Aparente (ohmio-metro)
- ΔV = Diferencia de potencial (Voltio)
- i = Intensidad de corriente (Amperios)
- K = Coeficiente geométrico
- AB = Electrodo de corriente
- MN = Electrodo de potencial

5.3 INSTRUMENTOS Y PROCEDIMIENTOS DEL LEVANTAMIENTO

5.3.1 Refracción sísmica

El levantamiento se realizó empleando un sismógrafo de 12 canales, marca Geométricas, modelo ES-3000. La unidad de registro es controlada a través de una computadora portátil usando el software ESOS, el cual incluye rutinas de lecturas interactivas de las primeras llegadas de las ondas refractadas y para el análisis de los datos.

PARAMETROS DE LEVANTAMIENTO DE CAMPO	
Mediciones	Tiempo de Llegada
Geófonos	25 unidades
Intervalo entre geófonos	10 y 15 m.
Ganancia de Pre amplificación	36 Db.
Filtros	No se utilizó
Intervalo de muestreo	0.25 milisegundos
Batería	2 unidades
Fuente de activación	1 escopeta
Formato de Grabacion	DAI

1) Adquisición de Datos y Control de Calidad

Para optimizar la dirección de los diversos perfiles, la empresa contratante suministró el plano topográfico del área de estudio y las líneas definidas con las cotas respectivas cada 10 y 15 m, donde el responsable del estudio definió posición de cada perfil, además de revisar continuamente los datos de campo con el fin de corregir y/o evitar cualquier problema causado por heterogeneidad del terreno y variaciones laterales, con la finalidad de garantizar una adecuada adquisición de datos.

b) Cálculo de Parámetros Seudo Dinámicos

Velocidad de Corte: Las ondas S (secundarias) son ondas en las cuales el desplazamiento es transversal a la dirección de propagación. Su velocidad es levemente menor que la velocidad de las ondas primarias. Debido a ello, éstas aparecen en el terreno algo después que las primeras ondas. La velocidad de propagación de las ondas S en medios isótropos y homogéneos depende del módulo de corte μ y de la densidad ρ del material siendo su relación:

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Módulo de Poisson: Es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de una partícula de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.

Este valor coincide igualmente con el cociente de deformaciones, de hecho la fórmula usual para el Coeficiente de Poisson es:

$$\nu = -\frac{\epsilon_{lat}}{\epsilon_{long}}$$

Módulo de Corte y Volumétrico: En mecánica de suelos suele trabajarse con otros dos parámetros elásticos, el módulo volumétrico K y el módulo de corte G, que dividen las deformaciones elásticas o recuperables en una parte volumétrica (cambio de volumen manteniendo la forma) y en una parte distorsional (cambio de forma manteniendo el volumen), respectivamente. Ambos pueden obtenerse a partir de los valores de E (Modulo de Young) y ν (Velocidad) tal como se expone a continuación.

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Módulo de Young (E): Es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, según la dirección en la que se aplica una fuerza. Para un material elástico lineal e isótropo, el módulo de Young tiene el mismo valor para una tracción que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico, y es siempre mayor que cero: si se tracciona una barra, aumenta de longitud, no disminuye. Tanto el módulo de Young como el límite elástico son distintos para los diversos materiales.

En este caso su valor se define mediante el coeficiente de la tensión y de la deformación que aparecen en una barra recta estirada que esté fabricada en el material para el cual pretendemos estimar el módulo de elasticidad de la siguiente manera:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{F/S}{\Delta L/L}$$

Todos estos parámetros son estimados y determinados cuantitativamente en laboratorio, pero determinado los valores de la velocidad de la onda P (V_p) en cada registro y la densidad (d) definida por cada capa sísmica, se pueden calcular matemáticamente los parámetros Seudo dinámicos siguientes (Ver Anexo 8.4):

PARAMETROS SEUDO DINAMICOS	
Velocidad onda de corte	$V_s = V_p \times (V_p/V_s)$
Módulo de Poisson	$V_x = (V_p/V_s)^2$
Razón de Poisson	$*p = ((V_x-2)/(2*V_x-2))$
	Módulo de Young
Módulo de Corte	$E = 2G (1+*p)$
Módulo volumétrico (Bulk)	$K = (1/3)*E/(1-2*(*p))$

PRESENTACIÓN DE DATOS: Para el levantamiento de refracción sísmica se presenta secciones de domocrónicas que representan la distancia total entre geófonos definidos en el eje de las abscisas y el tiempo de recorrido de la onda P en el eje de las ordenadas. Asimismo, se elaboran perfiles de interpretación que determinan estratos y/o capas en función a las pendientes y velocidades sísmicas obtenidas. Seguidamente determinado las velocidades y/o espesores de cada capa se calculan los parámetros pseudo dinámicos (Ver Anexo de Parámetros Dinámicos).

Pero optimizar con mayor precisión la interpretación de cada perfil (RS) se inserto la topografía de cada perfil y se correlaciono con información complementaria tales como: perfiles de calicatas, observaciones geológicas de campo, evaluación geológica detallada, Resistividad y Georadar.

5.3.2 Georadar (GPR)

El levantamiento se realizo empleando el sistema RAMAC Georadar (GPR), fabricado en Mala, Suecia. El sistema RAMAC incluye una unidad de control con un procesador de 32 bytes, aparatos electrónicos de transmisión/recepción, antenas y una computadora notebook personal. En el lugar, estuvo disponible antena blindada de 100MHz, un sujetador para el arrastre de la antena y accesorios para su mejor funcionamiento.

El sistema RAMAC utiliza tecnología de 16 bytes para crear datos claros y de alta resolución. Con una frecuencia de repetición de pulso de 100kHz, se puede recolectar más de 200 rastreos por segundo, mejorando de esta manera la relación señal a ruido. La resolución horizontal se optimiza utilizando una alta densidad de muestra a lo largo del perfil. Los perfiles fueron levantados a una distancia de muestreo horizontal de 0.10 m con antena de 100MHz. La activación y la medida de la distancia se efectuaron con una rueda de soporte sujeta a la antena.

El monitoreo adecuado de los 36 registros se realizó en tiempo real en una computadora notebook que llevaba el operador; se ajustó de forma adecuada la velocidad de levantamiento para evitar la saturación del sistema en el campo.

PARAMETROS DE LEVANTAMIENTO DE CAMPO	
Muestras	480
Frecuencia	Variable por tipo de roca
Posición de la señal	0.44 (ms)
Ventana de tiempo	Variable por perfil de investigación
Fuente de activación	Rueda
Intervalo	0.10 (m)
Antenas	100Mhz
Velocidad	0.1 (m/s)

PRESENTACIÓN DE LOS DATOS: La ubicación de los perfiles se presenta en el Plano PU-01, donde se indica la dirección y la distancia de recorrido de cada perfil.

5.3.3 Resistividad (SEV)

El equipo que se utilizó en los Sondeos Eléctricos Verticales fue un resistivímetro de marca GEOTRADE modelo GTR-03 que permite la medida del potencial espontáneo y resistividad del subsuelo con fines de realizar investigaciones de hasta mediana profundidad.

PARAMETROS DE LEVANTAMIENTO DE CAMPO	
Mediciones	Dominio de Tiempo
Configuración	Schlumberger
Extensión de cables AB	300 metros
Electrodo de corriente (AB)	2 electrodos metálicos
Electrodos de potencial (MN)	2 electrodos metálicos
Equipo de medición	Resistivímetro modelo GTR-03

PRESENTACIÓN DE LOS DATOS: Los datos de SEV se presentan en curvas logarítmicas y perfiles de interpretación (Ver Anexo de Curvas de Resistividad), la ubicación de estos se presentan en el Plano PU-01, donde a su vez se indica la dirección y la distancia de recorrido de cada perfil.

5.4 PROCEDIMIENTOS DE TRABAJO DE CAMPO

5.4.1 Refracción sísmica

Definida las líneas a realizarse en campo se procede a armar e instalar el equipo sísmico definiendo intervalo entre geófonos (10 y 15 m), número de disparos (5 registros) y metraje de los disparos.

Se levanta en el eje de la presa y la bocatoma presentando distancias totales de:

LS-01	:	275 m
LS-02	:	165 m

5.4.2 Georadar

Se inicia con un análisis cualitativo de toda el área de estudio y sus influencias, seguidamente se define y discute las secciones para su respectivo levantamiento. Posteriormente, se procede a armar, verificar, ingresar parámetros de muestreo e instalar correctamente los accesorios del equipo a la antena de 100 Mhz. y el distanciometro (rueda de recorrido) con la unidad de control a la laptop. Antes del inicio se toma una muestra de registro con la finalidad de realizar una calibración de muestreo y determinar una velocidad para el alcance de penetración de las ondas electromagnéticas profundidad de investigación hasta 30 m).

Se realizó un total de 2 recorridos (secciones y/o perfiles de investigación), Ver PU-01.

5.4.3 Resistividad

Se inició ubicando los puntos de cada uno de los SEVs (Ver PU-01) seguidamente se procedió a armar e instalar los electrodos en el suelo a diversas distancias según la configuración schlumberger. Después, se induce intensidad de corriente y se toma los datos de resistividad aparente para cada distancia, hasta la distancia de AB/2 de 150m.

En el presente trabajo se realizó un total de 4 puntos de resistividad.

5 PROCESAMIENTO E INTERPRETACIÓN

Obtenido todos los registros de campo se procede a direccionarlas de Norte a Sur y de Este a Oeste dependiendo la ubicación de cada perfil trazado en campo, seguidamente se procede:

5.5.1 Refracción sísmica

ANÁLISIS DE REGISTROS: Se analiza, visualiza e identifica y se toma las pendientes que se forman en cada registro y se procede a construir las domocrónicas para determinar la velocidad de propagación de la onda sísmica P, y en función de estas determinar el número de capas con sus respectivos espesores.

PROCESAMIENTO DE DATOS: Para el análisis de registros se usa el software Pickwin, el cual permite determinar los tiempos de llegada de la onda P. Para la mejora de la lectura del tiempo de cada disparo se procesan registros de suma de múltiples ondas; obteniéndose a través de golpes/disparos con la finalidad de no tener interferencia entre la relación señal / ruido.

INTERPRETACIÓN: Obtenidas las domocrónicas de cada sección se realiza la corrección topográfica y se determina las pendientes; luego, se procede a interpretar mediante tomografía sísmica el número de capas en cada perfil cuyas velocidades varían (Ver Anexo Interpretación Sísmica y Discusión de Resultados) la cual corresponden a estratos diferentes.

Definida los estratos de cada perfil sísmico, consecuentemente para su mayor precisión en el rango de espesor se complementa información con los perfiles de calicatas, posibles perforaciones si lo obtuviera. Toda esta información es necesaria para poder complementar y ajustar mejor el cálculo de los parámetros pseudo dinámicos de cada perfil (Ver Anexo de Parámetros Dinámicos).

5.5.2 Georadar

ANÁLISIS DE LA VELOCIDAD: Para el análisis de los registros obtenidos se toma como base el tipo de material de cobertura que se presenta (fluvial, coluvial, eólico y tectónico), definiendo de esta manera la velocidad de 80 m/ηs para convertir el tramo de tiempo registrado en tramo de profundidad hasta una investigación de 30 m.

PROCESAMIENTO DE DATOS: Definida la velocidad, se procede en todos los datos registrados a definir filtros específicos con la finalidad de definir y calificar las anomalías que se presentaron, utilizando tales como, el filtro "Delete Mean Trace" para poder eliminar las múltiples reflexiones horizontales de la imagen del radar y los obstáculos de superficie. Luego se aplicaron los filtros "DC-adjustment", "AGC" y el de Respuesta de Impulso Finito "FIR", para compensar en cada registro la depresión de la señal y obtener la profundidad deseada con las variaciones geológicas.

Finalmente para obtener los perfiles reales se realizó el filtro "Time Gain". para eliminar el ruido y obtener una imagen nítida, se aplicó 1 vez el filtro "Average 3 x 3" a los diversos registros del radar.

INTERPRETACIÓN: Definida la topografía semi plana y el uso de filtros, se procede en cada perfil de PR la identificación de los estratos de acuerdo a las reflexiones de las ondas electromagnéticas; también fisura, contactos, continuidad del basamento rocoso (Ver Perfiles de Interpretación).

5.3 Método de resistividad

ANÁLISIS DE EQUIVALENCIA: De acuerdo a las resistividades obtenidas en el levantamiento de campo, se realiza una serie de modelos equivalentes, con la finalidad de obtener el "mejor" modelo de ajuste. Este modelo de ajuste es seleccionado en conjunción permanente con la información geológica, perfiles de georadar, perforaciones, calicatas y/o SPT.

PROCESAMIENTO DE DATOS: Los sondeos de (SEV) tipo Schlumberger se procesan utilizando el programa WINSEV, desarrollado por WGEOSOFT Ltd. El programa WINSEV es un programa de modelamiento directo e inverso para la interpretación de tierra estratificada. El modelamiento directo permite el cálculo de una curva sintética de sondeo de resistividad para modelar hasta 10 capas. Las curvas de resistividad son calculadas usando filtros lineales descrita por Davis et al (1980).

Asimismo el modelamiento inverso permite la estimación del modelo de tierra estratificada a partir de la curva de datos, usando un método similar al empleado por Koefoed (1976).

INTERPRETACIÓN: Para la interpretación se identifica en los datos y curvas logarítmicas obtenidas un esquema de modelo que "mejor" ajuste a los datos conjuntamente con la geología según mínimos cuadrados usando una regresión ridge (Inman, 1975). Obtenida el modelo y con fines de mejorar el ajuste de los parámetros del modelo inicial se correlaciona esta información con la geología obtenida en la zona de estudio, asimismo se podría correlacionar con los perfiles de georadar, refracción sísmica, perforaciones, calicatas y SPT en caso se tuviera dichos elementos.

5.6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.6.1 Refracción

La metodología empleada para la interpretación de las secciones sísmicas asume inicialmente en construir secciones domocrónicas y en función a estas determinar pendientes. Definida cada pendiente de cada línea sísmica se procesa estos datos con el software de interpretación Plotrefa y lo convertimos en tramos de velocidades sísmicas, cuyo principio se basa que la velocidad se incrementa con la profundidad y que éstas se mantienen constantes para cada capa.

Perfil Sísmico LS-01

LINEA SISMICA	CAPAS	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripciones
275 m	Estratos 01	816	0.5 – 6.0	Material Superficial húmedo compuesto por Topsol y Material Orgánico
	Estratos 02	2330	7.0 – 18.0	Gravas Compactas con Conglomerado
	Estratos 03	7003	> 35	Basamento Rocoso

Perfil Sísmico LS-01-02 B-B'

LINEA SISMICA	CAPAS	Vp (m/s)	Espesor (m)	Descripciones
66 m	Estratos 01	599	3.0 – 6.0	Material Superficial húmedo compuesto por Topsol y Material Orgánico
	Estratos 02	2419	5.0 – 15.0	Gravas Compactas con Conglomerado
	Estratos 03	4755	> 35	Basamento Rocoso

Cada perfil sísmico interpretado se presenta en el Anexo de Interpretación de Refracción Sísmica todas las capas y/o estratos de intersección y presenta velocidades distintas, debido al grado de heterogeneidad del suelo y al comportamiento geodinámica reciente y antigua del área de estudio. Las variaciones de tonalidad de color en los diversos perfiles representa de acuerdo a los diversos estudios de suelo la compacidad del suelo en profundidad, esto quiere decir que los colores más cercanos a la superficie son menos compactos en comparación a los que están más alejados

5.6.2 Georadar:

Para el apoyo de la interpretación de los perfiles se utilizaron líneas de colores resaltantes y siglas para marcar e identificar los reflectores de Georadar.

- a. *Verde*: Intersección entre el material superficial (Topsol con arenas y material inorgánico) con paquetes de grava compacta.
- b. *Negro*: Intersección entre la grava y conglomerado compacto con el basamento rocoso.
- c. *Amarillo*: Cambio repentina del área por la presencia de fisura, grieta y/o falla.
- d. *Rectángulo Blanco*: Identificación de apoyo geológico de cada estrato definido.

En todas las secciones de interpretación se han determinado estratos y/o capas de diversos espesores (materia de investigación), de acuerdo a su respuesta de frecuencia, amplitud de onda y patrón de respuesta. Asimismo el cambio de tonalidad de color oscuro a claro en los perfiles en los primeros metros (menores a 10 m) se debe a la compactación del suelo.

5.6.3 Resistividad

Los rumbos de cada perfil de SEV se eligieron lo más adecuado para que se evitaran los obstáculos y los cambios abruptos de topografía, obteniendo así una data precisa.

Los sondeos eléctricos de tipo Schlumberger representan de manera generalizada las capas Geo-Eléctricas de acuerdo a las normas de ASTM G57. También permite conocer la probable secuencia estratigráfica de las formaciones.

Perfil I (SEV 1, 2 y 3)			
Capas (Nro.)	Resistividades (ohm.m.)	Espesores (m)	Descripción
1	2200 – 480	1.5 – 8.0	Conglomerado y Molasa
2	220	1.0 – 20.0	TOPSOL con material orgánicos húmedos
3	65 – 90	2.0 – 3.5	Material Aluvial con alto contenido de agua
4	2500 – 4000	5.5 – 7.5	Grava Compacta
5	70 – 200	5.0 – 26.0	Suelo con Grava Húmeda
6	500 – 1150	> 35	Macizo Rocosó

Perfil II (SEV 1)			
Capas (Nro.)	Resistividades (ohm.m.)	Espesores (m)	Descripción
1	540	0.2	TOPSOL con material orgánicos húmedos
2	8000	9.5	Grava Compacta
3	88	2.7	Material Aluvial con alto contenido de agua
4	1050 – 1200	> 35	Macizo Rocosó

5.7 CONCLUSIONES

- El levantamiento geofísico de campo (Estudio de Refracción Sísmica), se completo dentro de la programación establecida, y los regímenes estándares de seguridad de la zona de estudio.
- En cada perfil de Refracción se inserto la sección topográfica y los tiempos de arribo adecuados con la finalidad de obtener lo más real la secuencia de las capas interpretadas e identificación de las anomalías correspondientes al objetivo del trabajo.
- De acuerdo al análisis cualitativo de todos los perfiles, ubicación de las mismas y con las pendientes identificadas apoyados con el estudio geológico de la zona se clasificaron e identificaron los estratos en cada perfil y/o sección (Ver discusión de Resultados).
- En todas las secciones de refracción sísmica se han determinado de forma consistente la presencia de 03 estratos y/o capas (materia de investigación de este estudio); y cuyo valor agregado de las secciones sísmicas es el cálculo de los parámetros pseudo dinámicos con una relación de V_p/V_s desde 1.55 hasta 1.76, dependiendo su uso de la razón de Poisson.
- El levantamiento de las secciones de GPR se realizó con una distancia de muestreo horizontal de 10 centímetros permitiendo delinear una clara respuesta de los reflectores mas saltantes (material superficial, contactos, presencia del basamento rocoso, anomalía de fisuras y/o grietas) a lo largo de cada uno de las perfiles.
- En cada perfil de GPR se inserto la sección de nitidez de imagen con la finalidad de obtener más real la secuencia de las capas interpretadas e identificación de las anomalías correspondientes al objetivo del trabajo.

De acuerdo al análisis cualitativo de todos los perfiles, contrastando los reflectores de las ondas electromagnéticas y el reconocimiento geológico de campo se clasificaron los estratos en cada perfil y/o sección de Georadar. Asimismo, se identificaron las anomalías a distintas distancias específicas según el recorrido de cada perfil en el área de estudio.

En general se presenta en toda la zona de estudio una capa superficial (material Topsol, fluvial, coluvial y eólico) no consolidado con inclusiones de material inorgánico con potencias en promedio menores a 6 m.

Se concluye que se ha podido definir la secuencia del basamento rocoso, y definiéndose con una geoforma de anticlinal y/o sinclinal

Se concluye que ha sido posible identificar zonas de probable presencia de fisuras y/o grietas.

En cada perfil de SEV se inserto la sección topográfica y los filtros adecuados con la finalidad de obtener lo más real la secuencia de las capas interpretadas e identificación de las anomalías correspondientes al objetivo del trabajo.

De acuerdo al análisis cualitativo de los perfiles, contrastando las resistividades del suelo y el plano geológico de la zona se clasificaron e identificaron los estratos en cada perfil y/o sección de SEV. Asimismo, se identificaron a distintas distancias específicas según el recorrido de cada perfil la presencia de suelos compactos.

Se concluye que en el macizo rocoso de toda la zona de estudio no presenta alguna falla definida.

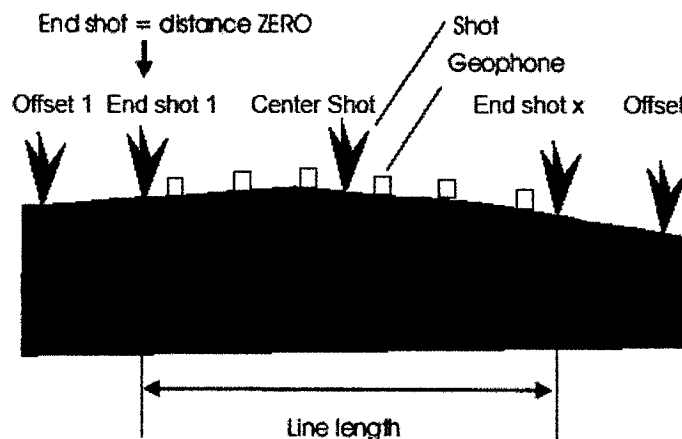
Se ha identificado en todas las secciones una capa con presencia de alta humedad que tiene rangos de 2.0 – 3.5 m de espesor con resistividades mínimas de 65 ohm.m

Se concluye que la interpretación del método geofísico ha alcanzado los objetivos trazados y que brindara información cualitativa para la Construcción del Sistema de Riego Carnicería Pampa.

5.8 RECOMENDACIONES

- Los métodos Geofísicos de Refracción Sísmica, Georadar y Resistividad son ensayos indirectos por medio de emisión y recepción de ondas acústicas, electromagnéticas y emisión de corriente por el suelo y que tienen un grado de aproximación aceptable, sin embargo requiere definir el grado de aproximación de los estratos encontrados a través de calicatas, perforaciones y determinar su grado de precisión.
- Asimismo, se recomienda durante el mapeo geológico en detalle, definir la compacidad del suelo hasta una profundidad de 6 m; con la finalidad de evaluar de un posible riesgo y generador continuo de esfuerzos y deformaciones activos de los suelos no compactos.
- También, se recomienda realizar calicatas hasta 5 m de profundidad como mínimo para caracterizar la compactación y/o capacidad material eólico y depósitos coluviales.

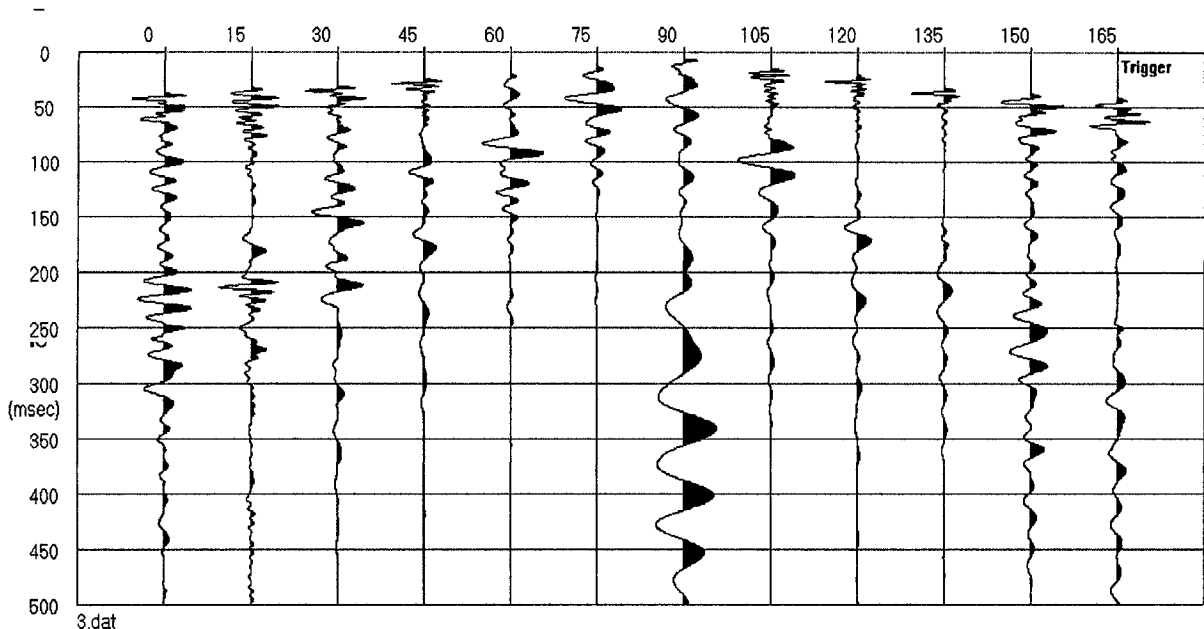
ESQUEMA DE DISPARO Y REGISTROS MODELO



- En el presente estudio se realizó por tendido de 165 metros con 5 disparos

Ejemplo: LS-01

Source: 82.5



ANEXO B: ESTUDIOS BASICOS

VI. ESTUDIO SISMICO

VI.- ESTUDIO SISMICO

6.1 INTRODUCCIÓN

El peligro de terremotos en el proceso de planificación de proyectos con las características de la represa de Carnicería Pampa en cuestión, requiere de dos tipos de evaluaciones para estimar el peligro sísmico. La primera evaluación, es referida a la severidad potencial de un terremoto; y la segunda evaluación, corresponde a la probabilidad de que ocurra un terremoto destructivo, durante el periodo de la vida útil del proyecto.

La severidad potencial usualmente es definida históricamente, es decir, el terremoto más grande que puede ocurrir o que ha ocurrido en determinada área. Se toma como el terremoto más grande, el que probablemente ocurrirá en ese lugar. La severidad de un terremoto se puede medir en términos de intensidad con la escala de Mercalli Modificada (MM) o en términos de magnitud con la escala Richter (Ms) que esta relacionada con la cantidad de energía liberada en el lugar de origen. Una intensidad MM VI o mayor, y una magnitud MS 4 o mayor se toman como índices de un peligro significativo.

6.2 OBJETIVO

El Objetivo Principal: Consiste en realizar la evaluación del Peligro sísmico del área de emplazamiento de la represa de Carnicería Pampa.

Objetivos Secundarios: Son los siguientes:

- Identificación y delimitación de las fuentes sismo genéticas.
- Análisis de recurrencia y aplicación de la adecuada ley de atenuación.
- Estimación del peligro sísmico (aceleraciones máximas) en el área de estudio para distintos periodos de exposición (50 años, 100 años y 500 años).

6.3 METODOLOGÍA

La metodología empleada ha sido la siguiente:

- Revisión de la Información sísmica disponible para conocer la ocurrencia de terremotos históricos y características. Estos son: Catalogo sísmico publicado por CERESIS (1985) con sus Mapas de Sismicidad (Epicentros) y Grandes Terremotos de América del Sur.
- Revisión de la Información sismo tectónica para conocer los indicadores de la actividad sísmica. Para ello se recurrió al Mapa Neotectónico Preliminar de América del Sur publicado por CERESIS (1985), donde se muestran indicadores sísmicos como fallas, volcanes, fuentes termales, bloques tectónicos que se han levantado o hundido y otras características relevantes asociadas al sismo tectónico del área de estudio.
- Revisión de la información disponible sobre peligros sísmicos para contar con datos de los efectos de los terremotos. En el presente Estudio se contó con el Mapa de Máximas Intensidades de América del Sur, publicado por CERESIS (1985)

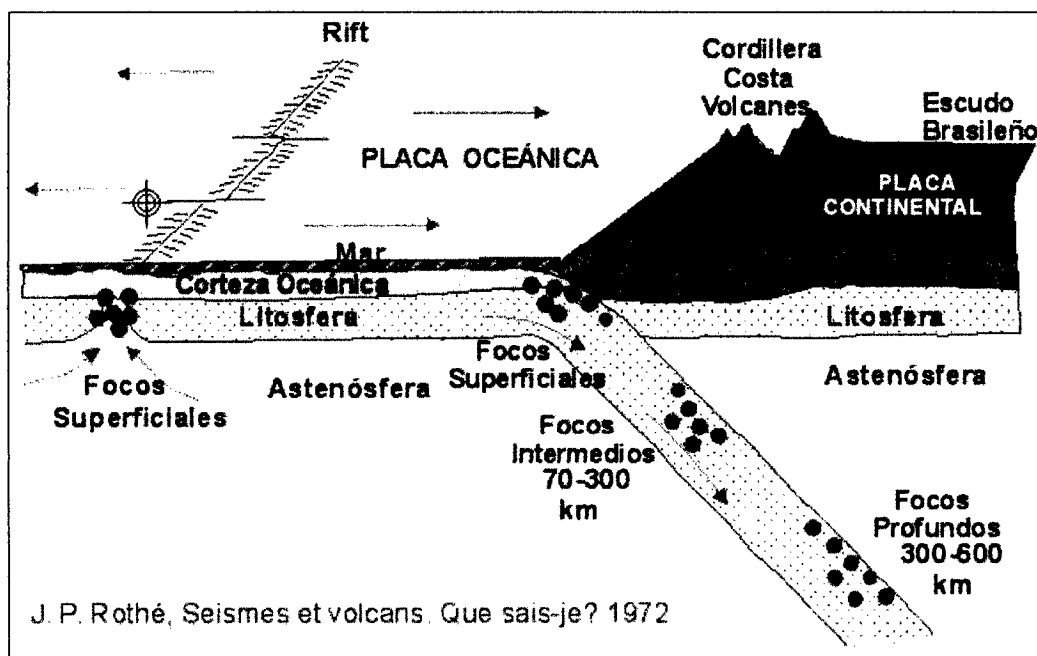
- Como medida de la severidad del movimiento sísmico se empleo la aceleración máxima o pico del terremoto.
- Para evaluar el peligro sísmico se empleo la teoría desarrollada por Cornell (1968 y 1971) y Merz y Cornell (1973).

6.4 EVALUACIÓN DEL PELIGRO SISMICO.

6.4.1 Marco sismo tectónico

Al Oeste de la costa del Departamento de Arequipa se localiza la Frontera de las Placas Sudamericana y Nazca, que se caracteriza por tener uno de los procesos de subducción más activos de la tierra. La placa de Nazca se sumerge con un buzamiento de unos 16° a 25° bajo la Placa Sudamericana, a una velocidad aproximada de 5 cm./año. Este proceso de subducción ha generado una cadena de volcanes en una gran extensión del sur del Perú.

Como producto del empuje de la Placa de Nazca, hacia la margen continental se han originado plegamientos y el levantamiento de la Cordillera de los Andes, produciéndose varios sistemas de fallas someras corticales. En el Sur del Perú existen muy pocos sistemas de fallamiento corticales, siendo el más importante el sistema de fallamiento de San Agustín, ubicado al noreste de la ciudad de Arequipa.

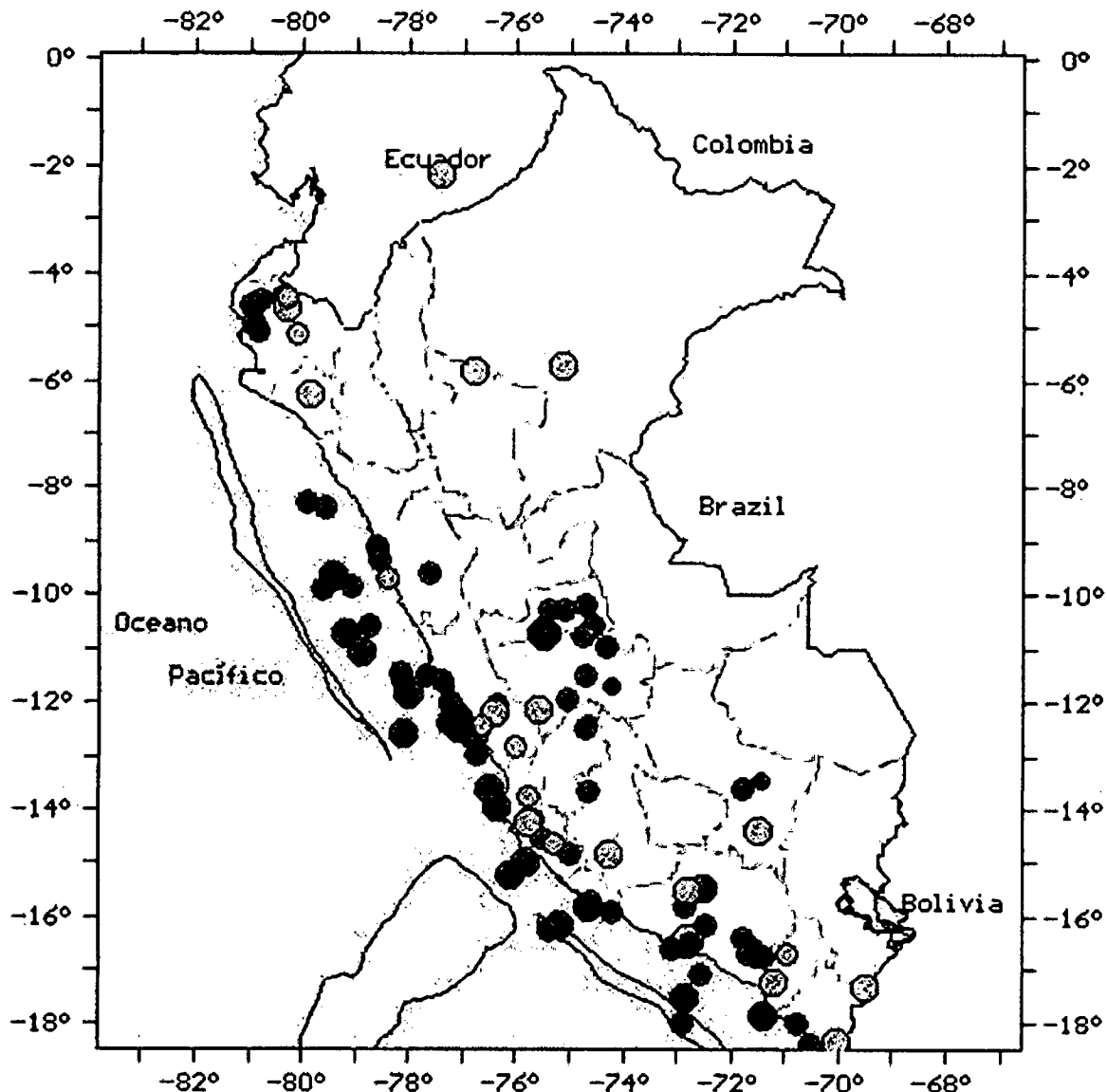


El sistema de Fallamiento de San Agustín indican que las magnitudes máximas de los sismos registrados en la región han sido menores de 7 Ms, lo que sugiere que las rupturas se producen en los segmentos individuales del sistema, de unos 75 Km. aproximadamente, pero no mayores.

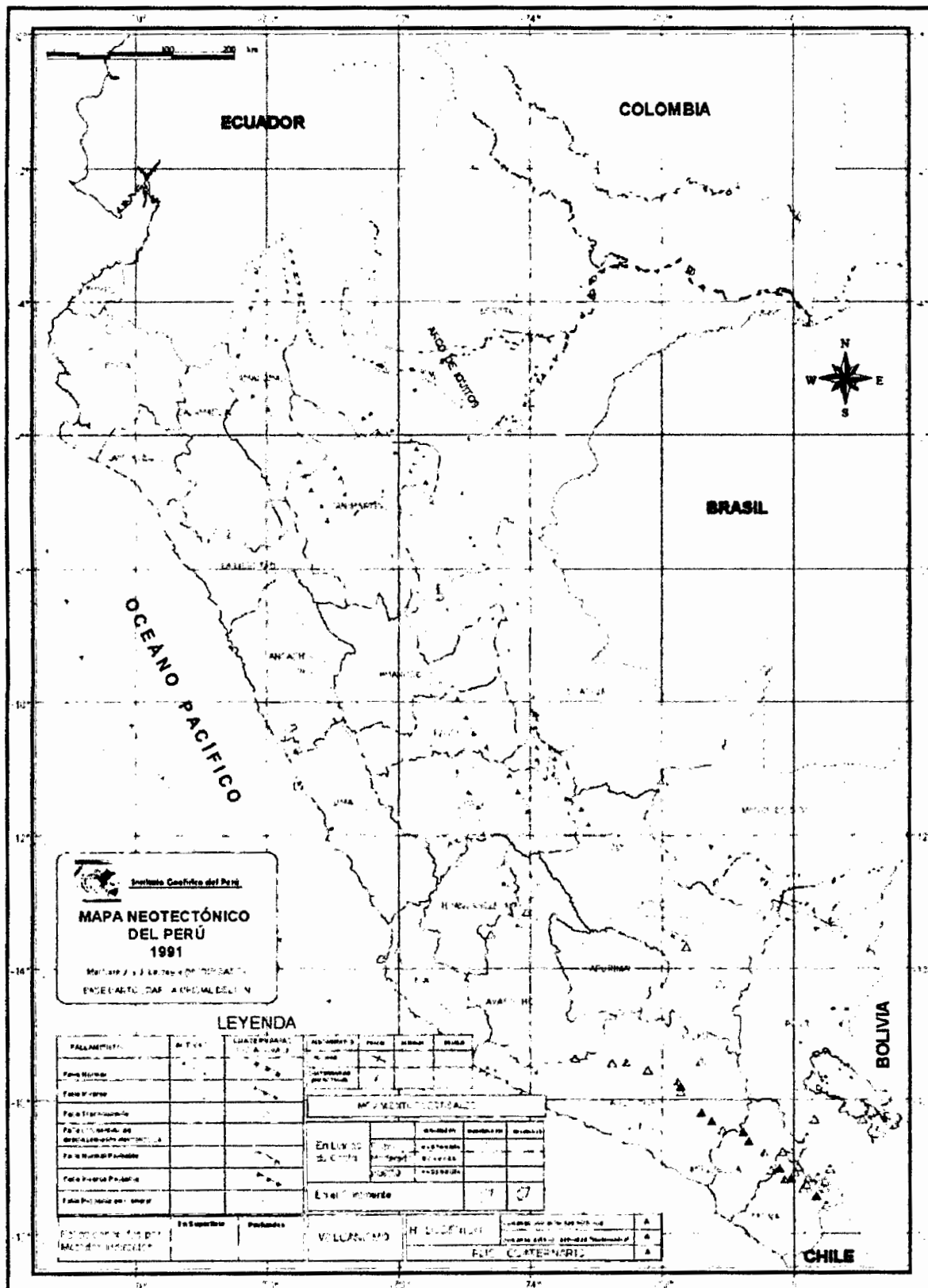
La sismicidad histórica de epicentros del Sur del Perú, donde se observa que el área de influencia del estudio predomina en actividad sísmica superficial (profundidades menores de 70 Km.) y una actividad sísmica intermedia (profundidades entre 70 Km. y 300 Km.). En la figura se presenta el Mapa de ocurrencia de grandes terremotos en el Sur del Perú,

donde se observa, que en el área de estudio han ocurrido terremotos de magnitudes que varían de 6.5 Ms a 8.0 Ms, con profundidades mayores de 70 Km. y menores de 300 km.

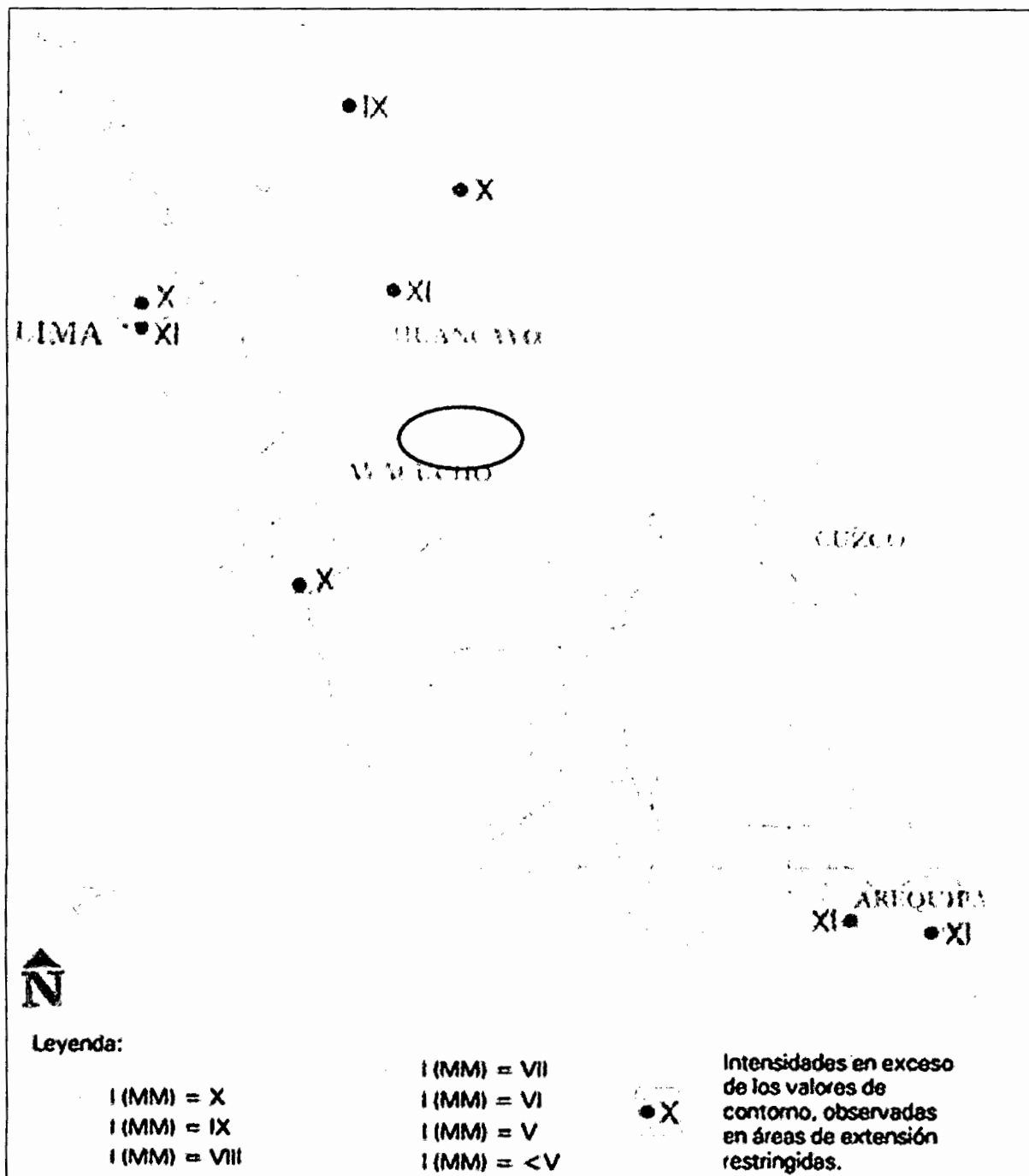
MAPA DE DISTRIBUCION EPICENTRAL DE SISMOS SENSIBLES



Según el Mapa Neotectónico, permite tener una idea de la evaluación geodinámica de los Andes Peruanos en los últimos 40 millones de años, que se caracteriza por largos periodos con actividad neotectónica relativamente leve y de tipo extensional, que han sido interrumpidos por fases tectónicas compresionales de corta duración. Actualmente, en comparación con lo que ha podido ocurrir en los últimos 40 millones de años, la actividad no es anormalmente intensa; además, desde el cuaternario medio es mayormente extensional. Las estructuras cuaternarias (pliegues, flexuras y fallas) se encuentran mayormente ubicadas en fajas que corresponden aproximadamente a límites de unidades morfo-estructurales. Por lo tanto, la zona costera y la zona entre la Cordillera Occidental y el Piedemonte Pacífico tienen mayor peligro sismo tectónico.

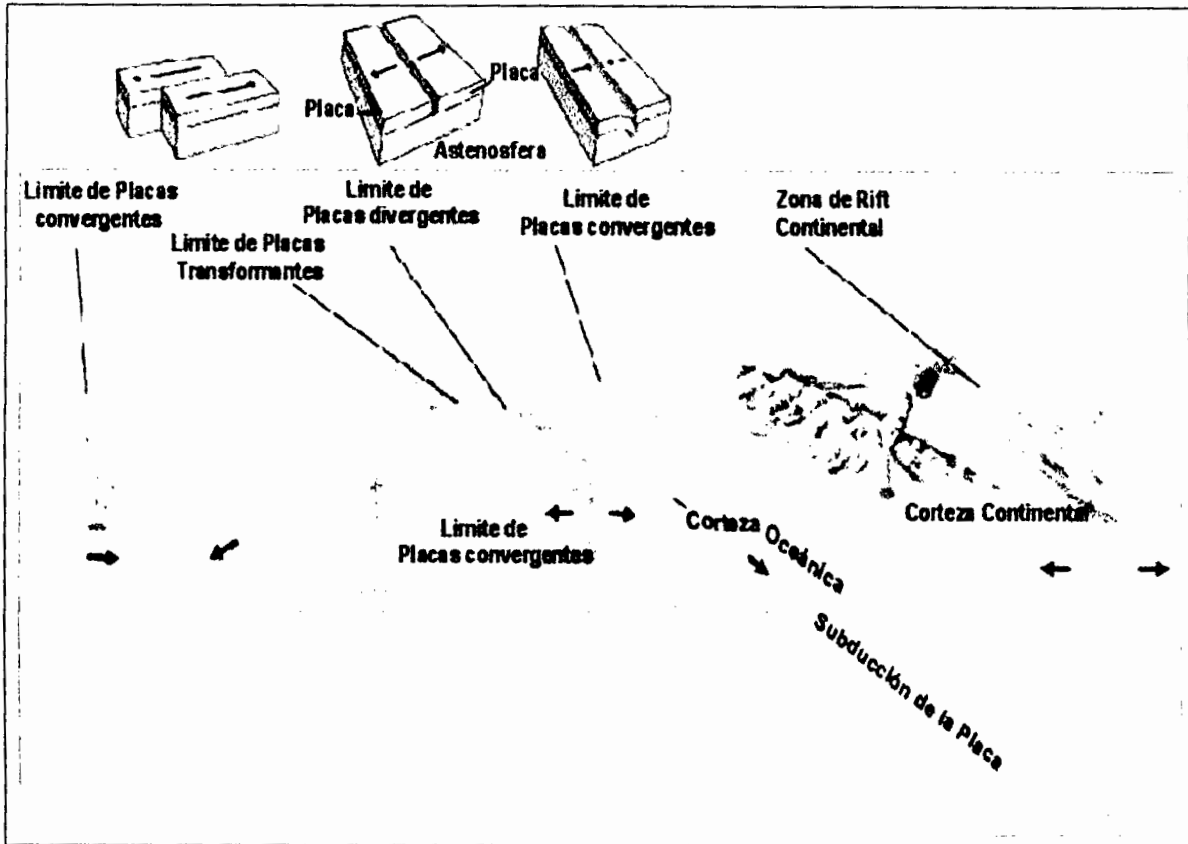


En la siguiente figura se muestra el mapa de intensidades máximas, donde se observa que los sitios de la represa de Carnicería Pampa (Huamanguilla – Ayacucho), se encuentran en la zona de intensidad máxima de VI en la escala de Mercalli Modificada.



6.4.2 Fuente sismogénica

La mayor actividad sísmica producida en las fuentes sismogénicas consideradas, es la producida por la interacción de las Placas de Nazca y Sudamericana. Las fuentes superficiales consideradas en el presente estudio, abarca la actividad sísmica con epicentros próximos a la Fosa Oceánica Perú – Chile, con profundidades menores de 70 Km, y las fuentes de profundidad intermedia entre 70 Km y 300 Km, ubicados dentro del continente y delineando la configuración en profundidad de la Placa de subducción. En el estudio no se han considerado Fuentes sismo génicas a profundidades mayores a 300 Km, dado que los sismos que ocurren a estas profundidades no producen efectos en la superficie.



Tipo de márgenes de placa y su movimiento

Para cada fuente sísmica se han considerado los siguientes parámetros:

- Magnitud mínima, M_0
- Magnitud Máxima (registrada en toda la historia sísmica de la fuente)
- $\beta = b \ln 10$ (b , obtenido a partir de la información de Richter)
- Tasa, es la tasa sísmica anual correspondiente a M_0 (número de sismos por año cuyas magnitudes sean $\geq M_0$). Siendo de la Tasa = $10 M_0/T$, donde T es el periodo sísmico.
- Profundidad para cada fuente sísmica.
- Atenuación, ecuación de atenuación según el área de estudio.
- Número de fuentes consideradas en el área de estudio
- Coordenadas geográficas de cada fuente.
- Los datos de salida del programa, para el presente estudio, son valores de aceleración expresado como productos de valores de gravedad (g), valores calculados para cada punto seleccionado, generalmente en coordenadas geográficas.

6.4.3 Análisis de recurrencia

La recurrencia de terremotos se determina de acuerdo a la expresión de Richter (1958):

$$\log N = a - bM$$

Donde:

N Número de sismo de magnitud M ó mayor por unidad de tiempo.

A, b , Parámetros que caracterizan la fuente (dependen de la Región)

La expresión anterior también se pueden escribir como:

$$N = V_0 e^{(-bM)}$$

Donde:

$$V_0 = 10 (\exp(a))$$

$$B = b \ln 10$$

6.4.4 Leyes de atenuación

Se han utilizado leyes de atenuación de aceleraciones, velocidades y desplazamientos propuestas por Vargas (1979), Casa verde y Vargas (1980). Estas leyes están basadas en los registros de acelerogramas de las componentes horizontales de sismos Peruanos (Brady y Pérez 1977) registrados en Lima y alrededores.

6.5 ANÁLISIS DEL PELIGRO SISMICO

El peligro sísmico es la descripción probabilística de la severidad del movimiento sísmico del suelo de un lugar determinado y en un periodo de tiempo dado. En nuestro caso, interesa el peligro sísmico del área donde se emplaza la represa de Carnicería Pampa.

La severidad sísmica puede expresarse en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento del suelo, en grados de intensidad macro sísmica que pueda emplearse para especificar las características del movimiento del suelo, UNDRO (1982) y Akkas (1982).

El proceso de evaluación del nivel del peligro sísmico involucra:

- La determinación de la Geometría de las zonas sísmicas.
- La descripción estadística de la ocurrencia de los eventos sísmicos en cada zona.
- La determinación de la función de atenuación de la severidad de sacudimiento sísmico del suelo en función de la distancia hipo central.
- La selección de un método de cálculo del peligro sísmico.
- La selección de parámetros para la presentación de los resultados

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y de la teoría de las probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento A depende de la ocurrencia de otros eventos E_1, E_2, \dots , excluyentes y colectivamente exhaustivos, entonces de acuerdo al teorema de la "probabilidad total", se tiene para la probabilidad de ocurrencia de A:

$$P(A) = \sum_i^n P(A/E_i)P(E_i) \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde $P(A/E_i)$ es la probabilidad condicional que A ocurra cuando E_i ocurra. La intensidad generalizada (I) de un sismo en el lugar fijado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (intensidad epicentral) y de la distancia de la fuente al lugar de interés (distancia epicentral). Si el tamaño del sismo (S) y su localización (R) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_s(s)$ y $f_r(r)$; entonces el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad I sea igual o mayor que una intensidad, será $P(I \geq i)$ y esta dada por:

$$P(I \geq i) = \iint P[I/(s,r)] f_s(s) f_r(r) ds dr \quad \text{Ec. 5.2}$$

siendo:

$f_s(s)$: es la densidad de probabilidad de S, que se deduce considerando el número de sismos que tiene mayor que M_s en una fuente sísmica.

$f_r(r)$: es la densidad de probabilidad como función de distancia, que depende de la relación espacial entre la fuente y el sitio de observación.

La expresión Ec. (5.2) resume la teoría desarrollada por Cornell (1968 y 1971) y Merz y Cornell (1973), para analizar el peligro sísmico. La evaluación e integración numérica de la Ec. (5.2) ha sido realizada con el programa de cómputo RISK, desarrollado por Mc Guire (1976) para el cálculo del peligro sísmico.

Con la información calculada en el programa RISK podemos concluir:

- El estudio probabilístico proporciona valores máximos de aceleración, que pueden ser usados en la determinación de espectros sísmicos del diseño de la Presa de Carnicería.
- En el sitio de la Presa, los valores de aceleraciones máximas para tiempos de exposición de 50 años, 100 años y 500 años son de 0.15g, 0.23g y 0.29g respectivamente.
- La Presa Carnicería Pampa, fue evaluada con aceleraciones máximas correspondientes a un periodo de retorno de 50 años, por lo tanto se evaluó con una aceleración de 0.18g.

6.6 SEGURIDAD DE LA PRESA

Un efecto importante en el diseño de las presas, específicamente en el diseño de las estabilidades de los taludes cuando estos se encuentran completamente saturados, es la carga de sismo. Habitualmente la zona sísmica que le corresponde a esta zona es la I, es decir las aceleraciones máximas pueden llegar a alcanzar hasta los 0.20g, lo cual ya es un riesgo latente. Sin embargo el riesgo mucho más perjudicial es que la zona de estudio se encuentra bastante próxima a la falla de Nazca la cual es una de las más activas de nuestro País y tal vez del Sector Sudamericano, por lo tanto la selección del tipo de Presa tiene que tomar en cuenta este aspecto tan crucial.

Una Presa de material suelto es capaz de soportar y absorber mejor los movimientos elásticos, debido a que sus elementos estructurales pueden soportar cierto reacomodo sin sufrir daños demasiado severos. Si en el caso la presa quedara dañada a consecuencia del reacomodo de su estructura esta no colapsaría súbitamente porque primero deberán de resentarse una serie de fallas menores que al menos darán mucho mayor tiempo en comparación a una presa de concreto.

5.9 ANEXOS



Foto 01.- Desplazamiento del Georadar en una de las Líneas



Foto 02.- Instalación del equipo Sísmico

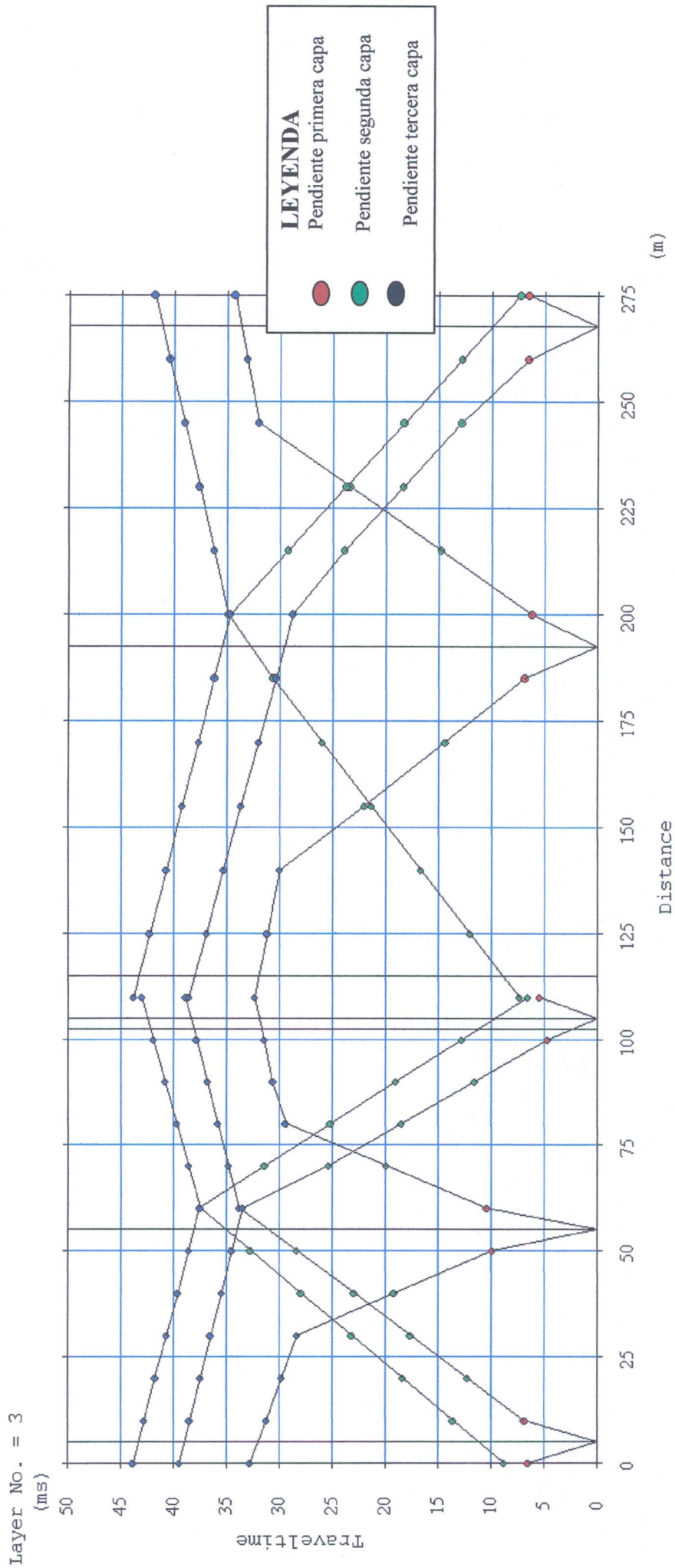


Foto 03.- Instalación del Equipo de Resistividad

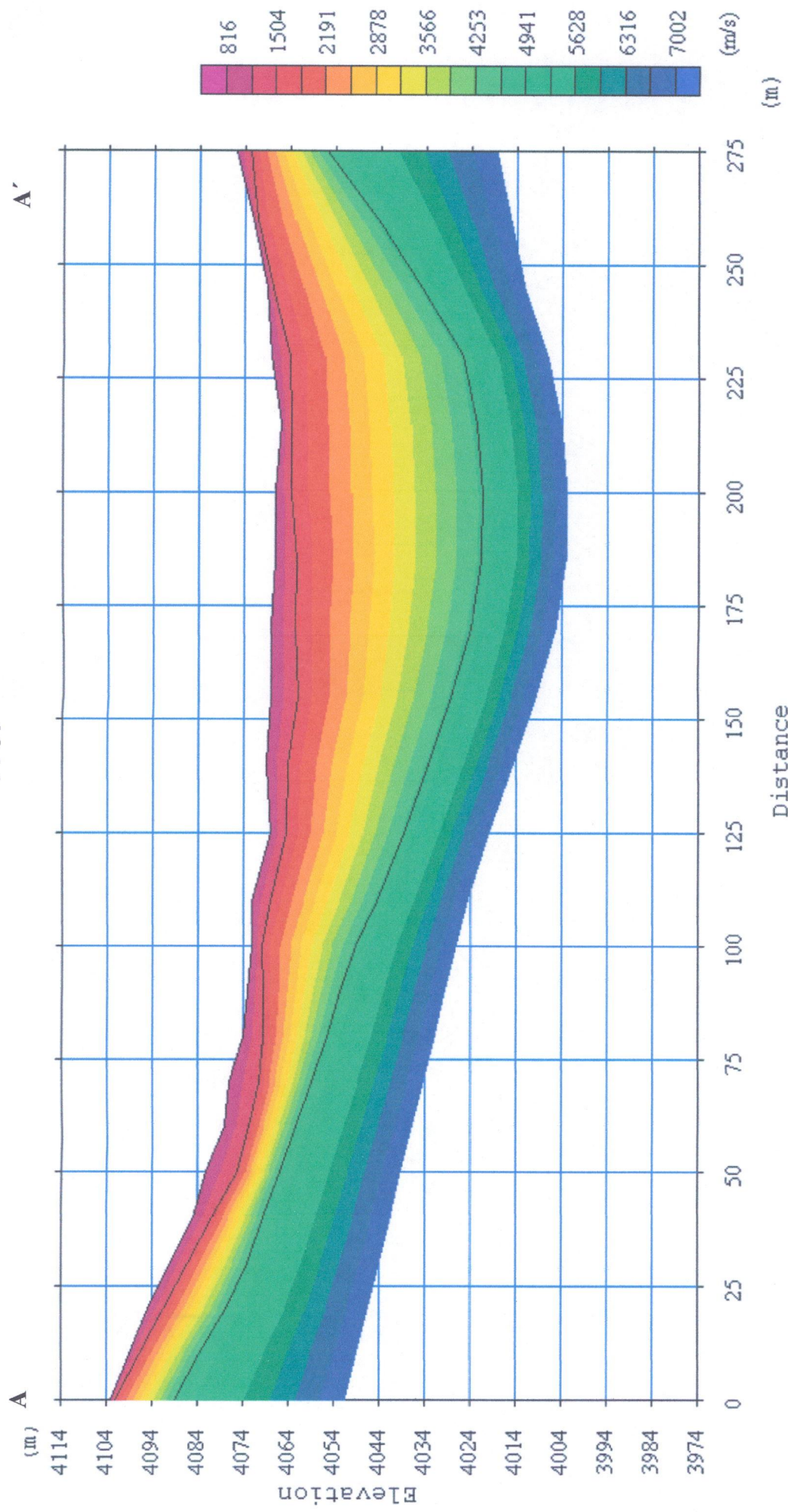


Foto 04.- Personal encargado del Levantamiento

DOMOCRONICA SISMICA LS-01 (Carnicería Pampa) PI-01

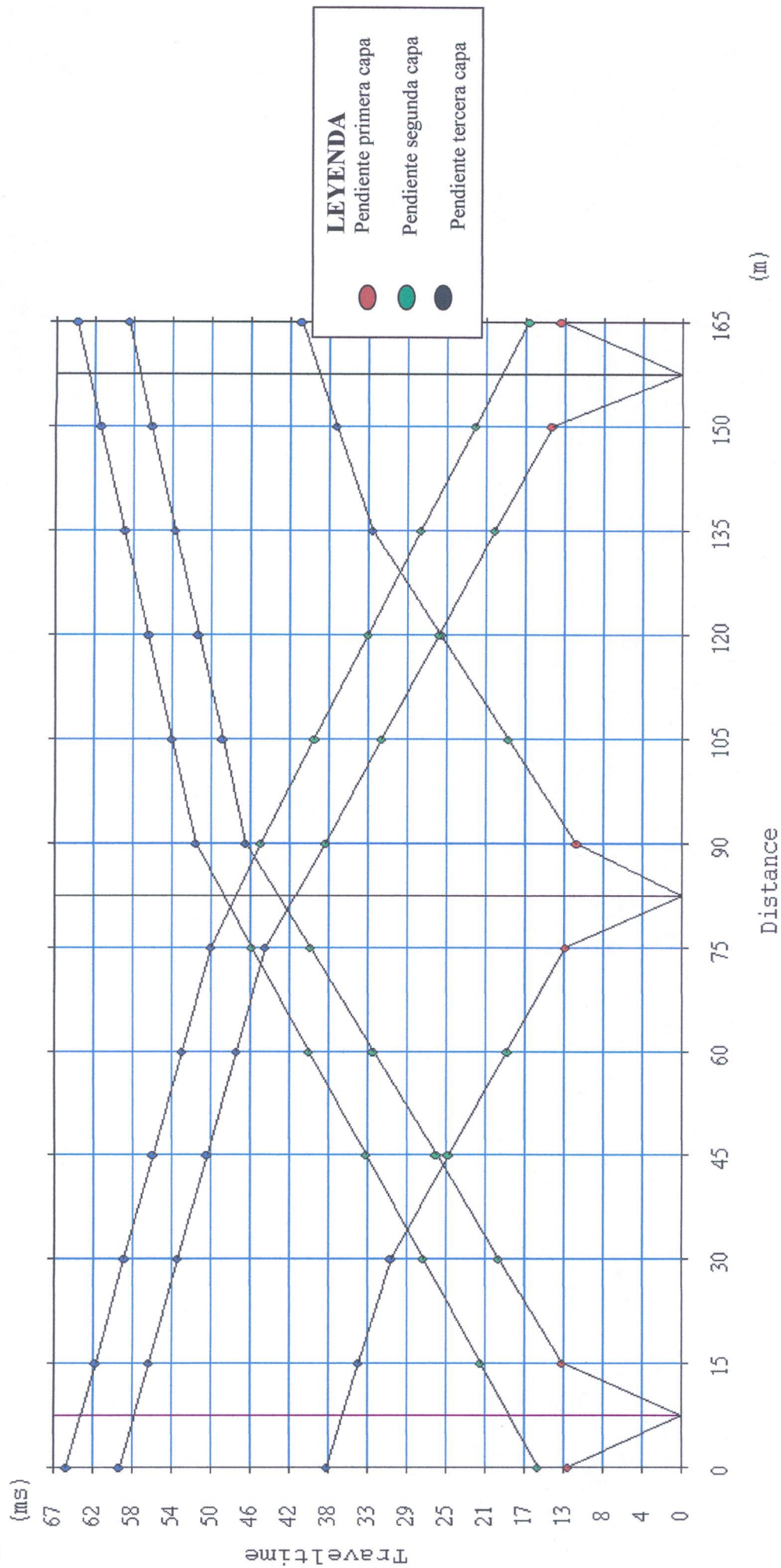


PERFIL SISMICO LS-01(Carnicería Pampa)
PI-01

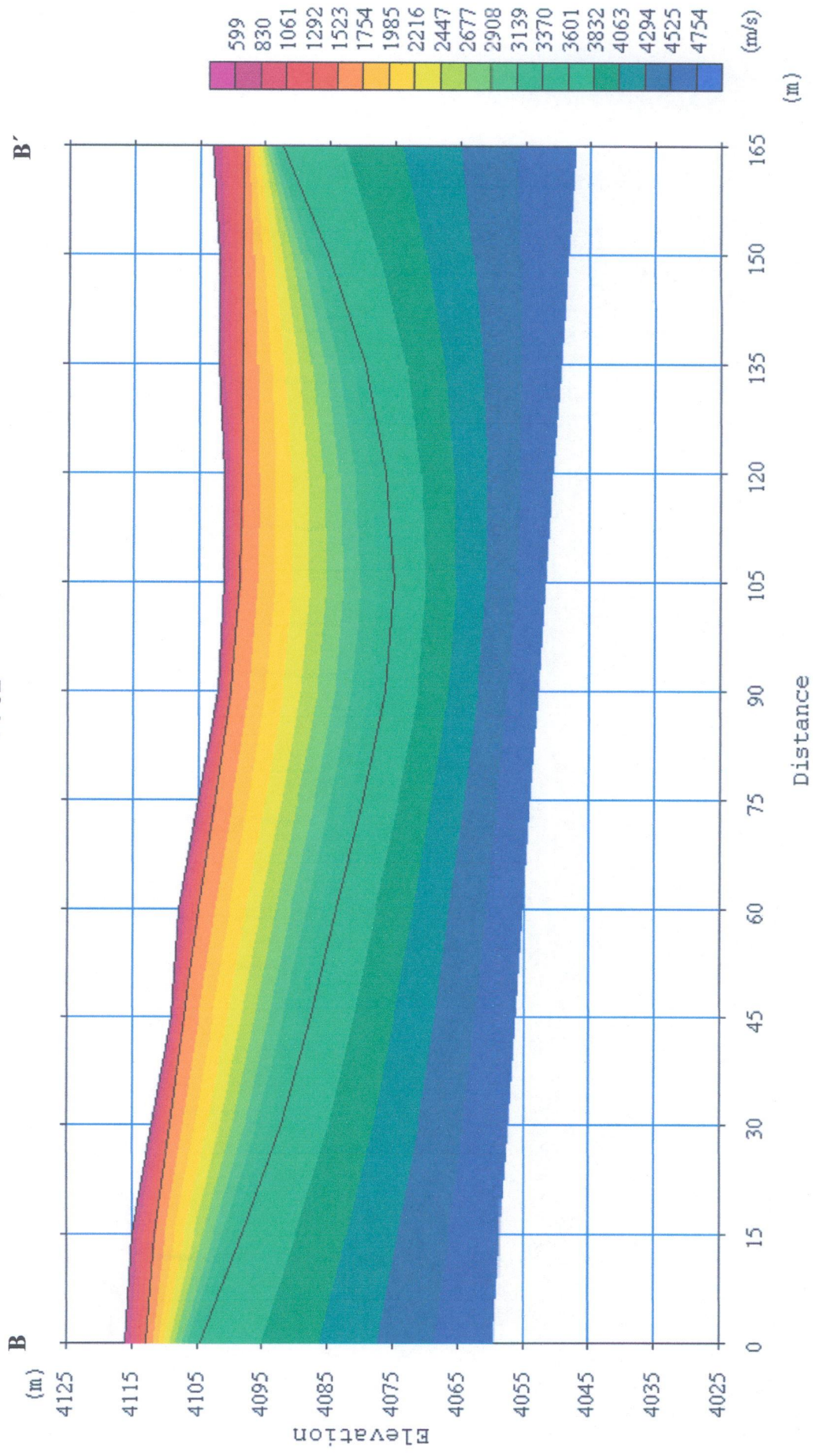


DOMOCRONICA SISMICA LS-02 (Monococho)
PI-02

Layer No. = 3

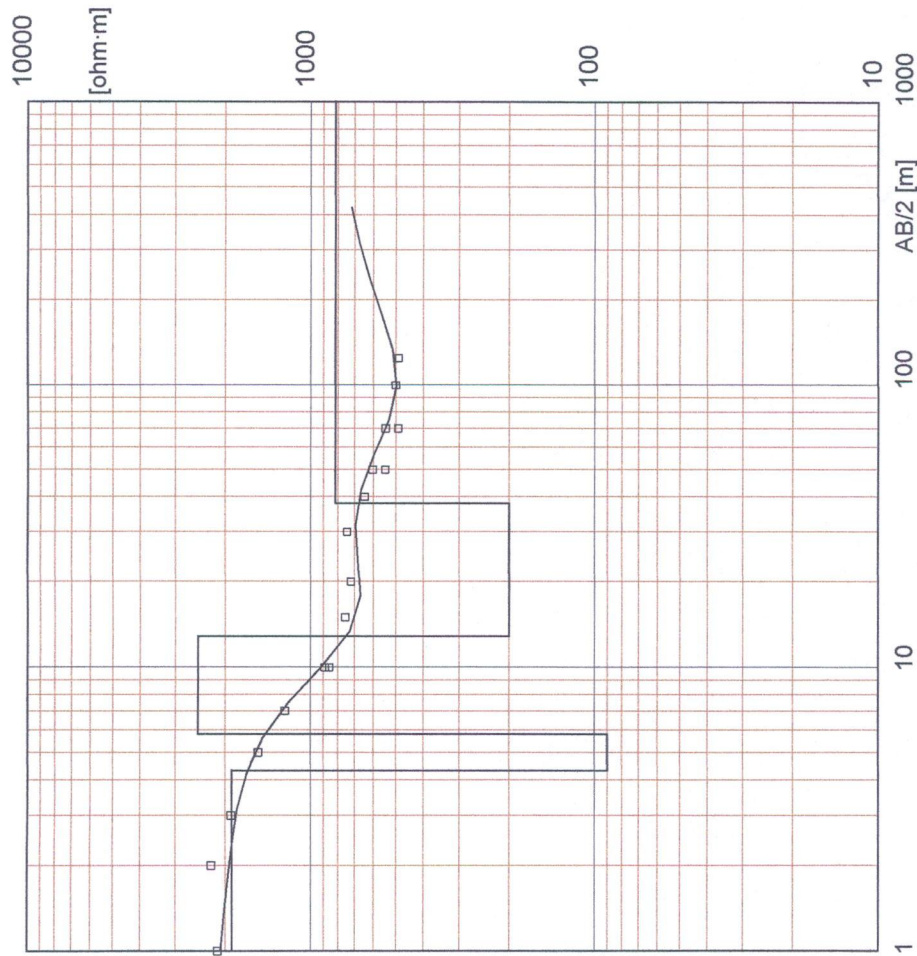


PERFIL SISMICO LS-02 (Monococho)
PI-02



Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-01-C.ws3

Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-01-C.ws3



Datos de campo y valores calculados

MN/2 [m]	AB/2 [m]	DeltaV [mV]	I [mA]	K [-]	Resistivity [ohm·m]
.5	1	900	1	2.36	2124
.5	2	190	1	11.78	2238
1	3	220	1	12.57	1907
1	5	40.5	1	37.7	1527
1	7	16.3	1	75.4	1229
1	10	5.7	1	156	889
5	10	36.4	1	23.56	858
5	15	12	1	62.83	754
5	20	6.1	1	118	720
5	30	2.7	1	275	742
5	40	2.6	2	495	644
5	50	1.4	2	778	545
10	50	3.2	2	377	603
5	70	1.6	5	1532	490
10	70	3.6	5	754	543
10	100	.4	1	1555	501
10	125	.2	1	2439	488

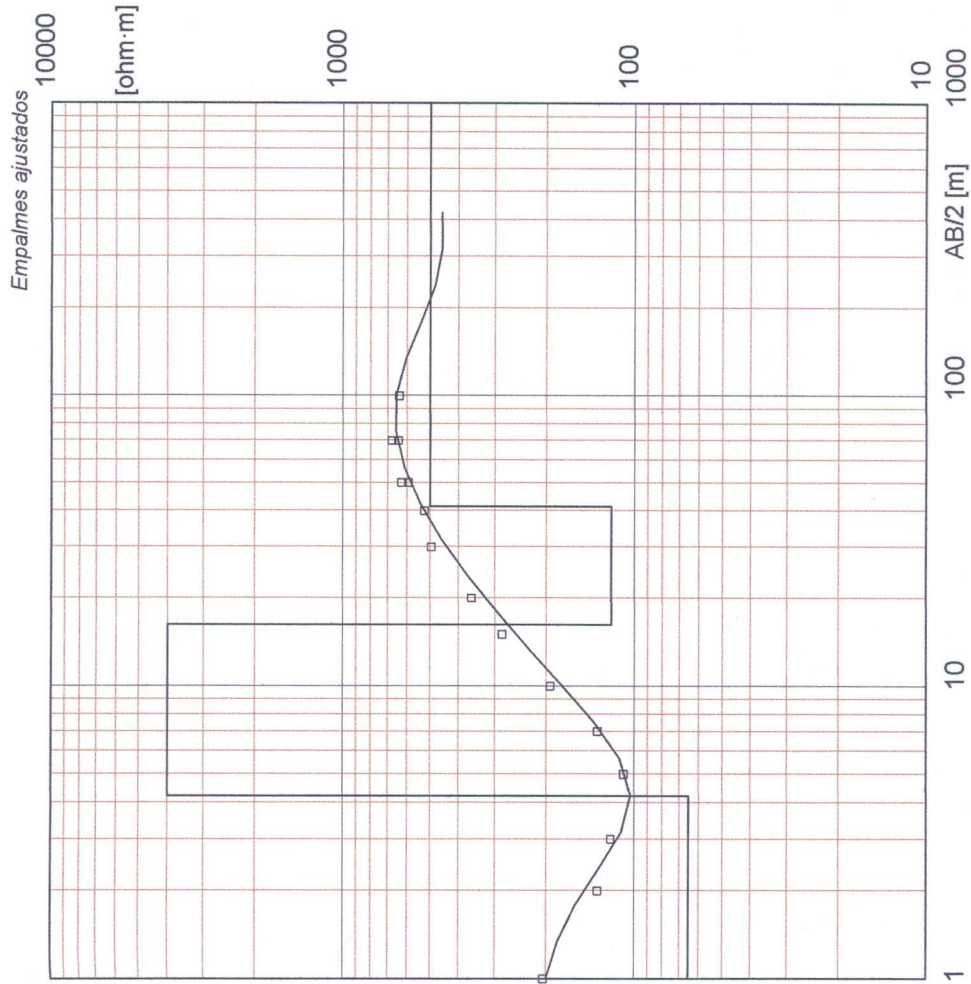
Ubicación del SEV X = 595514 Y = 8564915 Z = 4095

Modelo	Resistividad [ohm·m]	Esesor [m]	Profundidad [m]	Altitud [m]
	2200	.5		4095
	1900	3.8	.5	4094.5
	90	1.5	4.3	4090.7
	2500	7	5.8	4089.2
	200	25	13	4082
	820		38	4057

Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-02-C.ws3

Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-02-C.ws3

Empalmes ajustados



Datos de campo y valores calculados

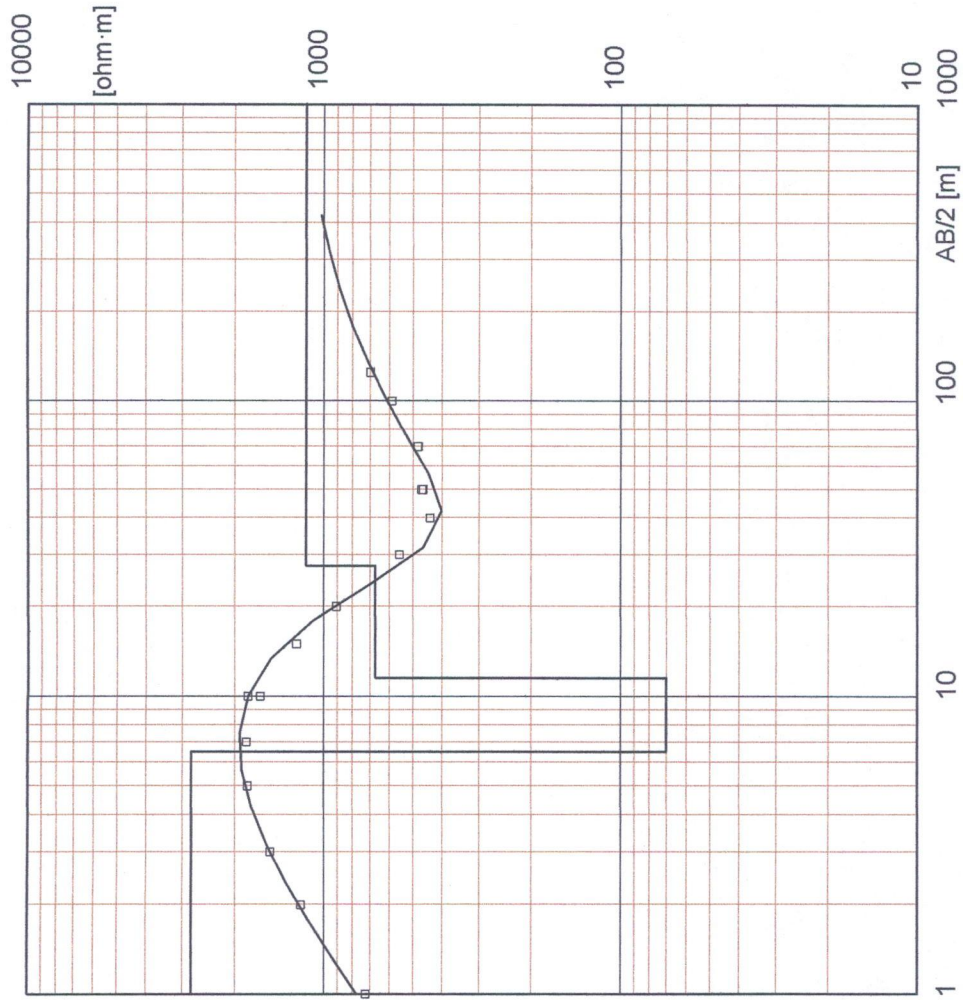
MN/2 [m]	AB/2 [m]	DeltaV [mV]	I [mA]	K [-]	Resistivity [ohm·m]
.5	1	1060	12	2.36	204
.5	2	165.6	15	11.78	133
1	3	132	14	12.57	120
1	5	51.6	18	37.7	108
1	7	38.7	22	75.4	133
1	10	28.5	23	156	193
5	10	163.4	24	23.56	193
5	15	86	23	62.83	283
5	20	58	23	118	359
5	30	44.8	30	275	495
5	40	3.5	4	495	522
5	50	8.2	13	778	592
10	50	15.9	13	377	625
5	70	1.1	3	1532	677
10	70	2	3	754	642
10	100	.5	2	1555	638

Ubicación del SEV X = 595447 Y = 8564988 Z = 4068

Modelo	Resistividad [ohm·m]	Espesor [m]	Profundidad [m]	Altitud [m]
	220	1		4068
	65	3.2	1	4067
	4000	12	4.2	4063.8
	120	25	16	4052
	500		41	4027

Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-03-C.ws3

Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-03-C.ws3



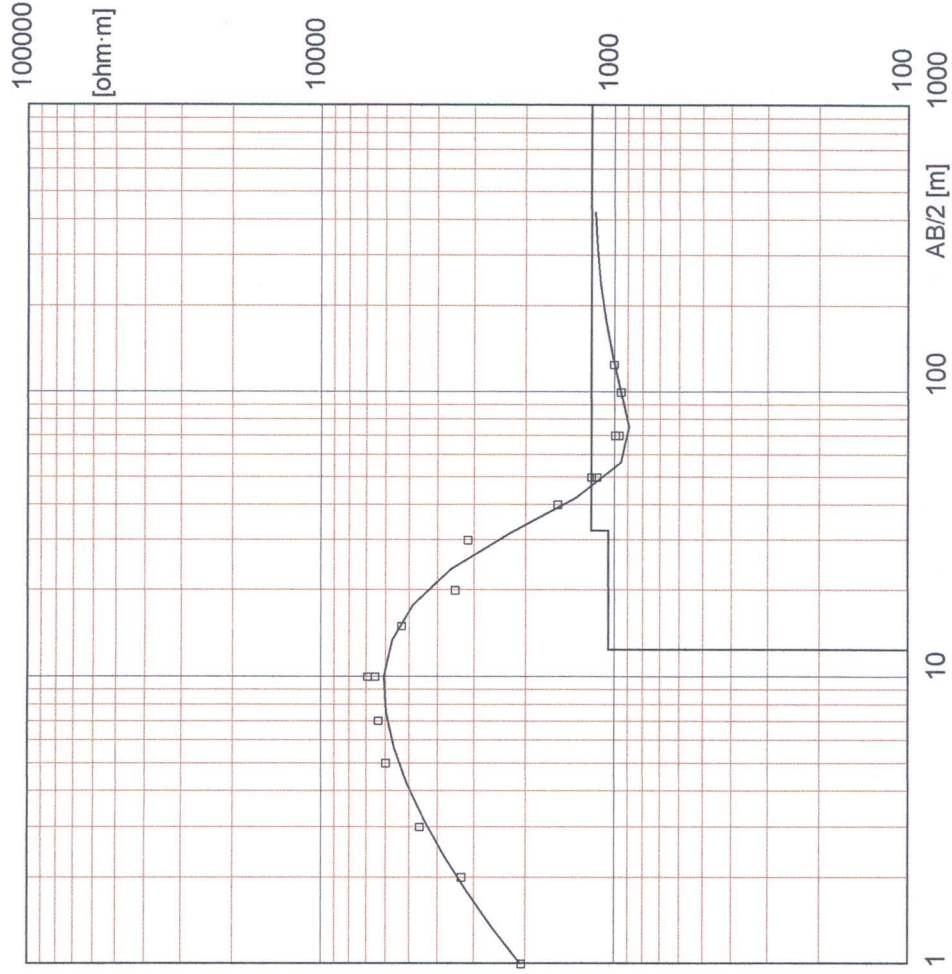
Datos de campo y valores calculados

MN/2 [m]	AB/2 [m]	DeltaV [mV]	I [mA]	K [-]	Resistivity [ohm-m]
.5	1	1900	6	2.36	723
.5	2	623.4	6	11.78	1194
1	3	478.1	4	12.57	1518
1	5	301.8	6	37.7	1806
1	7	140	6	75.4	1820
1	10	47.6	5	156	1632
5	10	348.9	5	23.56	1799
5	15	49.5	3	62.83	1234
5	20	26.7	3	118	905
5	30	2.8	1	275	556
5	40	1.6	2	495	438
5	50	1.7	3	778	462
10	50	3.5	3	377	467
5	70	2.1	7	1532	481
10	70	4.3	7	754	483
10	100	.9	2	1555	589
10	125	.7	2	2439	696

Ubicación del SEV X = 595345 Y = 8565051 Z = 4069

Modelo	Resistividad [ohm-m]	Espesor [m]	Profundidad [m]	Altitud [m]
	480	.5		4069
	2800	6	.5	4068.5
	70	5	6.5	4062.5
	670	16	12	4057
	1150		28	4041

Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-01-M.WS3



Sondeo Eléctrico Schlumberger - Sev-01-M.WS3

Datos de campo y valores calculados

MN/2 [m]	AB/2 [m]	DeltaV [mV]	I [mA]	K [-]	Resistivity [ohm·m]
.5	1	2500	3	2.36	2063
.5	2	699.8	2	11.78	3297
1	3	847.2	2	12.57	4590
1	5	252.2	2	37.7	5980
1	7	145.3	2	75.4	6333
1	10	47.9	1	156	6496
5	10	333.6	1	23.56	6894
5	15	90.9	1	62.83	5288
5	20	39.4	1	118	3470
5	30	12	1	275	3143
5	40	3.2	1	495	1553
5	50	1.6	1	778	1194
10	50	3.1	1	377	1146
5	70	1	1	1532	990
10	70	1.9	1	754	963
10	100	.7	1	1555	944
10	125	.4	1	2439	998

Ubicación del SEV X = 595560 Y = 8564770 Z = 4102

Modelo	Resistividad [ohm·m]	Espesor [m]	Profundidad [m]	Altitud [m]
	540	.2		4102
	8000	9.5	.2	4101.8
	88	2.7	9.7	4092.3
	1050	20	12	4090
	1200		32	4070

ANEXO C: ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL

IMPACTO AMBIENTAL

1. INTRODUCCION

El Proyecto “Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa Sector Anta en el Distrito de Huamanguilla Provincia de Huanta Departamento de Ayacucho”, dentro de sus objetivos plantea el desarrollo productivo para los asentamiento humanos ubicados dentro del entorno del Distrito de Huamanguilla, mediante la implementación de obras Hidráulicas, que permitan mejorar las condiciones de vida de estas poblaciones asentadas en la cuenca de la laguna Carnicería; asimismo, a este proyecto se incorporará la dimensión ambiental en sus diseños, planteando para ello el desarrollo de estudios de Impacto Ambiental, que permita el desarrollo de proyectos económicamente viables y ambientalmente compatibles.

El presente Estudio de Impacto Ambiental (EIA) se ha preparado para determinar, evaluar los impactos que pueda generar el Proyecto “Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa”, ubicado en el distrito de Huamanguilla, Región Ayacucho.

El Estudio de Impacto Ambiental (EIA), es un conjunto de actividades encaminadas a identificar, predecir y evaluar los impactos positivos y negativos que pueda producir un determinado proyecto sobre el medio ambiente, entendiéndose como medio ambiente al conjunto de factores físicos, biológicos, económicos con los cuales el ser humano es parte interactuante. Asimismo, el EIA, debe ser capaz de identificar y proponer las acciones, preventivas, mitigadoras y compensatorias.

Sobre todo el EIA no es un tratado científico de descripción del medio ambiente relacionado con el proyecto, sino la identificación y calificación de un conjunto de relaciones causa-efecto que explican la interacción entre el proyecto y su medio.

En este entender, el EIA requiere el desarrollo de un gran número de actividades, las que deberán seguir un orden y una secuencia determinada, de manera que permita el cumplimiento de los objetivos planteados en el estudio.

Debido a la baja disponibilidad del recurso hídrico y al sistema de riego por gravedad utilizada en estos terrenos la superficie regada es poca, la misma que tiene repercusión negativa directa en la producción y productividad y consecuentemente en los ingresos económicos de la población local.

A todo esto se añade otro problema que requiere una atención inmediata, la erosión de los suelos como producto de una inadecuada aplicación del riego, por las pendientes de las parcelas y el uso de tecnología inapropiada que vienen ocasionando la pérdida de fertilidad natural del suelo y por consiguiente el mayor uso de fertilizantes químicos que significa finalmente altos costos de producción.

Finalmente la falta de un manejo sistémico de cuencas debilita cualquier posibilidad de hacer sostenibles los proyectos de desarrollo, manejo que debe darse desde la parte alta donde se genera el recurso hídrico hacia la parte baja donde el agua es la variable más importante de la producción y los niveles de ingresos.

La puesta en marcha del presente proyecto permitirá ampliar la frontera agrícola, intensificar el uso del suelo, diversificar la cédula de cultivo, etc.

La actual configuración normativa del estado Peruano con referencia al medioambiente, determina que todo proyecto que implique el manejo de recursos naturales, debe tener un estudio de impacto ambiental, el cual estará ubicado al sector correspondiente de acuerdo a la naturaleza del proyecto, en el caso particular del presente proyecto en evaluación, este se ajusta a la normatividad del sector Agricultura, cuya instancia, ha generado Términos de Referencia (TDRs) que permiten guiar la

ejecución de estos estudios. Sin embargo, por las condiciones del proyecto, estos TDRs son ajustados y adaptados.

El presente estudio, se realiza a nivel de un Estudio de Impacto Ambiental a detalle, teniendo como meta la evaluación ambiental de la zona de influencia directa e indirecta del proyecto y sus implicancias sobre esta, concentrando su análisis en los factores ambientales más susceptibles de ser afectados. La metodología se ajusta a las exigencias del sector haciendo uso de listas de chequeo y matrices de interacción simple así como valoraciones cualitativas de los impactos generados.

2. ASPECTOS METODOLOGICOS

Para el desarrollo del presente estudio se siguió la siguiente metodología.

Análisis del proyecto: los documentos base para el desarrollo del estudio de impacto ambiental fueron: Estudio de prefactibilidad del proyecto “Construcción Sistema de riego Carnicería Pampa”, cuyo contenido en acciones, propuestas y especificaciones técnicas se analizan para determinar las posibilidades de impacto generados por el proyecto.

Estudio de Línea Base: Se considera el estudio de Línea Base a las descripciones y análisis de algunos aspectos del medio ambiente físico, biológico y social que podrían ser afectados por el proyecto, antes de iniciarse las obras. Esta descripción se realizó tomando principalmente información generada por los estudios específicos para el desarrollo del Estudio a Nivel de Factibilidad y otra información secundaria. Otro aspecto importante en la recolección y análisis de la información fue la observación y toma de datos en campo de los aspectos de suelos, condiciones de cultivo, sistema de riego actual, organización flora y fauna.

Determinación de los impactos potenciales del proyecto: Se desarrolló un modelo de Estudios de Impacto Ambiental, basado en la utilización de matrices causa - efecto derivadas de la matriz de Leopold, a partir de esta se genera la matriz de importancia, la cual valora los impactos de acuerdo a un algoritmo matemático en función al tipo de impacto, su intensidad, persistencia, sinergia y otros factores, este algoritmo es netamente cualitativo. Por otro lado, una vez determinado los impactos más relevantes, se utilizó una valoración de los mismos mediante la matriz de Batelle modificado (procedimiento Delphi) para determinar el valor neto del impacto del proyecto. Luego se describen los impactos más relevantes, tratando de encontrar la cuantificación del impacto.

2.1 DIAGNOSTICO AMBIENTAL

El diagnostico ambiental, señala las condiciones ambientales sobre las que el proyecto inicia sus acciones, permitiendo determinar los impactos que este genera; asimismo, describe las características del proyecto e identificando los impactos que puedan generar. De acuerdo a las condiciones de realización del estudio, el diagnostico ambiental centrara su atención sobre los factores que serán más afectados.

El ámbito de estudio se encuentra dos áreas, así como el entorno en el que los distintos posibles impactos pueden ser apreciados. Esta zona se determina como la ZONA DE INFLUENCIA DIRECTA, es decir el espacio geográfico en el cual se expresarán directamente los impactos del proyecto, el espacio circundante a dicha área con límites políticos administrativos se considera el área de influencia indirecta, en el cual los impactos repercutirán indirectamente.

2.1.1 Clima

Evaluando la información meteorológica a nivel regional, el área del proyecto, según la clasificación de Kopen posee un clima de alta montaña con características frías (Clima Frío o Boreal), característico de los valles mesoandinos entre los 3000 y 4000 msnm. Este clima presenta como rasgo fundamental precipitaciones anuales promedio de 700 mm y temperaturas

medias anuales de 8 °C; registrándose generalmente veranos lluviosos e inviernos secos con fuertes heladas.

2.1.2 Información básica disponible

Para la caracterización del clima del ámbito de estudio, se utilizó información meteorológica de la estación Ayacucho. Información que fue recabada en el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI).

Los datos de precipitación de la Estación de Ayacucho cuentan con un registro de 10 años, los cuales han sido extendidos utilizando la ecuación de regresión mes a mes que están comprendidos del año 1992 al 2001.

2.1.3 Análisis de elementos meteorológicos

Precipitación

Las Estaciones pluviométricas seleccionadas para el estudio hidrológico son aquellas las que tienen altitudes semejantes, para ello se han utilizado las estaciones de Huanta, Tambillo, Allpachaca, Chontaca, Cuchoquesera y Choccoro que están ubicadas a una altitud de 3800 msnm que será empleado para evaluar el rendimiento hídrico de la microcuenca de la quebrada de Carnicería Pampa en el punto de ubicación de la boquilla, así mismo para determinar la demanda de agua se ha utilizado los registros de precipitación de estas estaciones.

Analizando los registros de las Estaciones se puede concluir que se presentan dos épocas bien definidas la de lluviosa de Octubre a Abril y la de estiaje de Junio a Agosto, los meses de Mayo y Septiembre son meses donde la precipitación en uno se va alejando y en el otro va llegando.

Temperatura

En el sector arriba de los 4,200 a los 3,800 msnm la temperatura promedio anual desciende a menos de 7° u 8°C. Este sector conforma el piso frío de la zona alto andina, el cual presenta heladas frecuentes a lo largo del año.

2.1.4 Geomorfología

De acuerdo al desarrollo geomorfológico de la zona, pertenece a la unidad de contrafuertes de la cordillera oriental, presenta un valle típico glaciar en forma de "U" en donde se ha depositado una potente de secuencias glaciofluviales, en la zona de cuenca hidrológica hacia la quebrada Lluncuna y en la parte distal la penillanuras en roca volcánica de la formación Ayacucho y suelos aluviales en el sector Anta para el riego.

Se ha identificado varias unidades geomorfológicas, en cuyo modelado externo han participado agentes como los glaciares, lluvias y los cambios climáticos; estas geomorfas también erosionadas al tipo litológico de la Formación Ayacucho, dándose la erosión por abrasión y desglaciación que la han rebajado en un 80% de su nivel volumétrico, dando una topografía de cuenca cuya estructura configurada por el manto de las lavas en esta ínter secuencia.

Las principales geoformas que presentan:

Cerros: prominentes de la parte alta de la Ciudad de Huamanguilla como Moyorina, Quichicapata, Condorcunca, Curo Orcco están desarrolladas en la cota 4000 a 4450 m.s.n.m. que se distingue en una cadena de cerros que tiene una orientación de NE a SW.

Lomadas.- En las partes bajas de los cerros mencionados.

El mapa geomorfológico presenta, además de la diferenciación fisiográfica de nivel macro, un conjunto de rasgos fisiográficos complementarios, que ayudan a la descripción y caracterización del relieve. Entre esos rasgos cabe destacar los siguientes:

3ofedales altoandinos: son sectores característicos de las zonas altoandinas, en los fondos de valle de nuestras cuencas lagunares de Yanacocha, Uscococha, Toctococha. En estos lugares, la

horizontalidad del relieve, y la constitución del suelo, con elevadas proporciones de arcilla y materia orgánica, tiende a concentrar las escorrentías provenientes de sectores laterales, y de afloramientos de aguas subterráneas locales, determinando la formación de ambientes hidromórficos, anegados, de especial importancia ecológica e hidrológica.

Derrubios inestables Son acumulaciones de material coluvial gravitativo, a partir de desprendimientos de rocas meteorizadas de los afloramientos y escarpes rocosos de la Formación Ayacucho y del grupo Mitu, en las cuales están asentadas la ciudad de Huamanguilla.

La geomorfología sobre los 4,200 m.s.n.m. está caracterizada por un típico relieve de fuerte modelado, se pueden diferenciar dos unidades geomorfológicas:

- Unidad de Planicies y Lomadas
- Unidad de Cursos Fluviales transversales.

2.1.5 Geología

En el área de influencia de la presa de Carnicería pampa se ha distinguido las siguientes unidades geológicas: Rocas paleozoicas, rocas cuaternarias, depósitos morrenicos y materiales glaciofluviales.

En las proximidades del dique de cierre afloran las siguientes unidades estratigráficas

- *Grupo Mitu (Ps-m)*

Aflora en el Cerro Moyorina y está conformado por volcánicos ignimbríticos de color marrón rojizo, dura, menos fracturada, muy soldada que le da aspecto de brecha, en algunas se presenta como bancos gruesos con la siguiente orientación Rumbo en 75° SE; buzamiento en 10° SO.

- *Formación Ayacucho (Nm-ay1)*

Aflora en planicies bajas como la Pampa la Vega, Pampa Huari, Pampa Rachi: comprende secuencia de tobas lapillíticas (ignimbritas) de color grisáceas masiva en alternancia con horizontes de tobas retrabajadas y sedimentos lagunares como limoarcillitas y diatomitas estas se presentan como estratos que muestran color blanquecino estas se manifiestan en quebradas menos profundas por la localidad de Pacaycasa.

DEPOSITOS CUATERNARIOS

Estos depósitos tienen un gran desarrollo en el área de estudio y comprende materiales morrenicos, glaciofluviales, bofedales y coluviales-deluviales. La presa se fundará en roca volcánica ignimbrita. A continuación se describen cada una de estas unidades litoestratigráficas:

- *Depósitos morrenicos (Qh-mo)*

Se encuentran expuestos en ambos márgenes hacia el dique propuesto y conforman el dique natural que permitió el almacenamiento temporal del agua en épocas pasadas. Son productos de la acción glaciaria y están constituidos por bloques, gravas, guijarros englobados en una matriz arenosa limosa y/o arcillosa no presentan estratificación y alcanza un alto grado de compactación, presentan bloques erráticos con diámetros máximos hasta de 1,50 y son de naturaleza andesítica.

- *Depósitos Glacio-Fluviales (Qh-gf)*

Se encuentran rellenando el cauce actual del río Lluncuna, están constituidos por gravas arenosas limosas y/o arcillosas con bolonera y fragmentos rocosos de naturaleza volcánica y de formas mayormente subangulosos.

La erosión fluvial es mínima en el área, como así los ingresos pequeños tributarios a la cuenca hidrográfica.

- *Depósitos Bofedales (Qh-bo)*

En la mayoría de los casos se encuentran sobreyaciendo a los depósitos glaciofluviales, demarcan áreas de represamientos temporales del pasado y cursos de aguas, están constituidos por una secuencia estratificada de limos arcillosos y en algunas arena limo arcilloso con poca gravas.

- *Depósitos Coluviales-deluviales (Qh-cd)*

Se encuentran depositados en las laderas de la laguna y quebrada lluncuna, constituido por materiales heterométricos subangulosos a angulosos de fragmentos rocosos de naturaleza volcánica del Grupo mitu (ignimbritas) algunas presenta limpias en otros tramos con arena limosas, en la actualidad se encuentran cubiertas por vegetación de pastos, son estables.

2.1.6 Hidrología

DELIMITACIÓN

Se designa como delimitación la línea que separa las precipitaciones que caen en cuencas inmediatamente vecinas, y que encaminan la escorrentía resultante para uno u otro sistema fluvial. La divisoria sigue una línea rígida, atravesando el curso de agua solamente en el punto de salida: La divisoria une los puntos de máxima cota entre cuencas, lo que no impide que en el interior de una cuenca existan picos aislados con una cota superior a cualquier punto de la divisoria.

PROCEDIMIENTO PARA DELIMITACION

- Se identifica la red de drenaje o corrientes superficiales, y se realiza un esbozo muy general de la posible relimitación.
- Invariablemente, la divisoria corta perpendicularmente a las curvas de nivel y pasa estrictamente posible, por los puntos de mayor nivel topográfico.
- cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta a las curvas de nivel por su parte convexa.
- cuando la altitud de la divisoria va decreciendo, corta a las curvas de nivel por la parte cóncava.
- como comprobación, la divisoria nunca corta una quebrada o río, sea que esta haya sido graficado o no en el mapa, excepto en el punto de interés de la cuenca.

ÁREA

El cálculo del área de la cuenca de la laguna de Carnicería fue calculada a partir de la delimitación digitalizada como se muestra en las laminas N° PH 01 los resultados son los siguientes el cual es la proyección en un plano horizontal.

Área laguna Carnicería = 2.81 m².

Área de la Quebrada = 1.62 m²

PERÍMETRO

El perímetro de la cuenca de la Lagunas Carnicería es:

Perímetro = 6.47ml.

PENDIENTE DE LA CUENCA

La pendiente de la cuenca es un parámetro muy importante en el estudio de ella, debido a que influye en el tiempo de concentración de las aguas en un determinado punto del cauce, y su determinación no es de una sencillez manifiesta, existiendo para ello una serie de criterios debido a que dentro de una cuenca existen innumerables pendientes.

ANÁLISIS DE LA SERIE HISTÓRICA

La no homogeneidad e inconsistencia en secuencias hidrológicas representa uno de los aspectos más importantes del estudio en la hidrología contemporánea, particularmente en lo relacionado a la conservación, desarrollo y control de recursos hídricos, ya que, cuando no se identifica, elimina ni se ajustan a las condiciones futuras la inconsistencia y no homogeneidad en la muestra histórica, un error significativo puede introducirse en todos los análisis futuros que se realicen obteniendo resultados altamente sesgados.

2.1.7 Suelos

GENERALIDADES

El objetivo fundamental de una clasificación técnica de los suelos, según su aptitud para el riego, es determinar la cantidad y la calidad de las tierras para los fines de una política racional de regadío permanente. El fin más inmediato es el de separar las tierras aptas de las no aptas para el riego.

El concepto de Tierra Apta para el Riego se aplica a aquellas que, proporcionándole las prácticas o mejoras necesarias, tiene una capacidad productiva suficiente como para mantener una agricultura bajo riego económicamente favorable.

Tierra No Apta es aquel la que, a pesar de las mejoras que se le introduzcan (nivelaciones, drenaje, correctores, facilidades de riego, etc.) no tiene una capacidad productiva como para sostenerse económicamente, es decir, no tiene capacidad de pago dentro de una política de regadío permanente.

Teniendo como información básica el aspecto edáfico precedente, es decir, la naturaleza morfológica, física y química de los suelos identificados, así como el ambiente ecológico en que se han desarrollado, se ha determinado la máxima vocación de las tierras y con ello las predicciones del comportamiento de las mismas.

El sistema de clasificación adoptado es el propuesto en el Technical Guide For Irrigation Suitability Land Classification del U.S. Departamento of The Interior. Bureau of Reclamation (2005), establecido en el reglamento de clasificación de tierras del Perú, según se indica en la metodología.

APTITUD PARA EL RIEGO DEL ÁREA ESTUDIADA

El sistema establece como parámetros de clasificación tres categorías (tierras aptas para el riego, tierras de aptitud limitada y tierras no aptas), Estos grupos generales se subdividen en clases de aptitud que son unidades básicas de acuerdo a su adaptabilidad a una agricultura de riego. La primera categoría se subdivide en tres clases de aptitud, de la 1 a la 3, la segunda categoría presenta una sola clase de aptitud, la 4. y la tercera categoría en dos clases de aptitud, la 5 y 6 que son consideradas como no aptas para el riego.

Las clases se subdividen en sub clases que señalan el tipo de limitación o deficiencia dominante, las que son suelo, topografía y drenaje.

Se ha reconocido solamente tres clases de aptitud para el riego:

- Clase 2.
- Clase 3.
- Clase 4
- Clase 6.

No se ha reconocido a las clases 1 y 5.

A continuación se describen las clases de suelos identificados dentro del ámbito de influencia del proyecto, debiéndose localizar las unidades cartográficas en el plano de aptitud de riego.

CLASE 2 APTA

Los suelos de esta clase abarcan una superficie de 779.39 Has. que corresponde al 37.86 % del área neta evaluada. Están en las serie Pampayaja, Condormarca, Quriparo, Pampahuasi y Rayampampa. Ubicadas en terrazas bajas, entre las cotas 3,000 a 3,350 m.s.m. Con muy pocas limitaciones que restrinjan su uso, excepto su acidez donde deberá instalarse cultivos que son tolerantes a este pH.

CLASE 3. APTA

Los suelos de esta clase abarcan una superficie de 175.24 Has. que corresponde al 8.51 % del área evaluada. Esta en las series: Antacocha y lluchucpampa suelos moderadamente profundos a profundos, erosión ligera a moderada, pendiente inclinada, drenaje bueno a moderado entre las

cotas 3,000 a 3,450 m.s.m.. Su limitación principal es su fertilidad natural que fluctúa de media a baja y su erosión es de ligera a moderada.

Los suelos de esta clase poseen condiciones para el riego, pero por sus características edafológicas es mucho más restringida que los suelos de la clase 1 y 2 por presentar limitaciones referentes a suelo, topografía y drenaje. Adicionalmente demanda una fertilización, complementada con prácticas de mejoramiento de los suelos.

CLASE 4. APTITUD LIMITADA.

Evaluadas las características descritas a nivel de campo y los resultados de los análisis de laboratorio, los que han sido correlacionados con el sistema de clasificación de tierras por aptitud para el riego, se ha encontrado que se tiene 248.97 Has, equivalentes al 12.09 % del área total. En esta clase se encuentran los suelos de la series Quiturara baja, suelos moderadamente profundos a superficiales, erosión ligera a moderada, pendiente moderadamente empinado a empinado, drenaje bueno a moderado entre las cotas 2,900 a 3,150 m.s.m.. Su limitación principal es su fertilidad natural que fluctúa de media a baja.

Estas tierras son adaptables para un tipo de riego específico como es riegos presurizados, pudiendo ser el de aspersión, el que estará supeditado a los estudios correspondientes.

→ LIMITACIONES DE USO

Los suelos de esta clase tienen limitadas potencialidades productivas, debido a las deficiencias en los factores suelo y topografía. Requieren prácticas correctivas a fin de situarlos dentro de un marco productivo económicamente favorable.

Estas tierras comprenden tierras cuyo aprovechamiento agrícola es muy limitado, debido a severas deficiencias de los factores de suelo. Las fuertes limitaciones impiden que estos suelos alcancen los niveles de productividad de las tierras de mejor calidad. Requieren de prácticas correctivas muy intensas, a fin de situarlos dentro de un marco productivo económicamente favorable.

Las limitaciones comprenden la presencia de suelos con alta acumulación de elementos gruesos, tanto en la superficie como en el perfil, reacción ligeramente alcalina y presencia de sales.

Dentro de esta clase se ha reconocido las siguientes sub clases: s (deficiencia por suelo).

→ LINEAMIENTOS DE USO Y MANEJO

La aplicación de prácticas de manejo harán que el suelo pase a una clase inmediata superior, asimismo, debe entenderse que previamente se tendrá que evaluar la disponibilidad del recurso hídrico.

Las prácticas correctivas deben considerar una fertilización racional, rotación de cultivos, incorporación de materia orgánica, prácticas agronómicas y de conservación de suelos, riego por gravedad a curvas de nivel y siendo el riego por aspersión el más recomendado.

CLASE 6: NO APTA.

Comprende una superficie aproximada de 855.02 has, esto es el 41.53 % del área estudiada. Están reunidos dentro de esta clase los suelos de las tierras misceláneas.

Los suelos que comprenden esta clase, son inapropiadas para propósitos de irrigación, debido a que no presentan los requerimientos mínimos exigidos para las clases de aptitud señaladas anteriormente.

Los suelos de esta clase se caracterizan por presentar limitaciones muy severas, impuestas por la naturaleza del suelo (suelo, topografía, principalmente). Se trata de suelos de que se encuentran en el cauce de los ríos, laderas ubicadas en pendientes empinadas a muy empinadas; factores que hacen inapropiadas para uso agrícola.

Estos suelos podrán ser utilizados para actividades recreacionales o para instalar cultivos nada exigentes en suelo, previo acondicionamiento del mismo, así mismo debe evaluarse la disponibilidad del recurso hídrico.

2.1.8 Medio biótico

COBERTURA VEGETAL

La cuenca del río Lluncuna se sitúa fitogeográficamente entre la región mesoandina y altoandina; presentando a lo largo de su territorio una variedad de características fisiográficas, climáticas y edáficas, las cuales favorecen el desarrollo de diversas formaciones vegetales; desde una vegetación de puna compuesta por pastizales, matorrales arbolados que se desarrollan sobre las laderas que conforman el valles, intercalada con una vegetación intervenida por la acción antrópica (áreas de cultivo, plantaciones forestales, etc.)

Los estudios sobre la clasificación y caracterización de la vegetación son necesarios y sirven como marco para la planificación de innumerables actividades de investigación y de desarrollo por estas razones es que se emplea a la vegetación como herramienta para estas actividades, la cual nos ayuda a tener una idea mas clara sobre la utilidad de estas ya sean con fines agropecuarios, forestales, urbanísticos y de conservación.

Es importante señalar las diferencias entre un mapa de cobertura vegetal y uso actual de la tierra. El mapa de cobertura vegetal, representa el tipo de vegetación o asociación de plantas que cubren un determinado espacio del territorio, mientras que el mapa de uso actual representa las diferentes formas de uso que el suelo soporta actualmente; en zonas de alta intervención antrópica como lo es la cuenca del río Lluncuna.

Pastizal o Césped de Puna

Este tipo de vegetación se desarrolla sobre terrenos con pendientes suaves a muy empinadas y en condiciones climáticas adversas. Se ubica sobre los pisos altitudinales mas altos de la cuenca, desde los 3.600 hasta aproximadamente los 4.100 metros de altitud.

La diversidad florística que presenta este tipo de vegetación es de un nivel medio a bajo, sobre todo en especies de estrato herbáceo; Las variaciones climáticas que se presentan en esta unidad de vegetación favorecen la presencia de diferentes formas de vida vegetal.

Césped de Puna

Este tipo de vegetación se ubica en las partes más altas y se caracteriza por presentar asociaciones de gramíneas y hiervas achaparradas, localizadas entre las partes más abrigadas. En la actualidad estos pastizales y césped de puna vienen soportando una alta presión antrópica como: quema de pastos, sobre pastoreo y la actividad agrícola, etc.

Humedales-Bofedales

Los humedales son ecosistemas hidromórficos que se caracterizan por ubicarse y desarrollarse en áreas que se inundan permanente o temporalmente. Estos humedales son de gran importancia por ser el hábitat natural de una gran diversidad de especies de flora y por el rol que estos desempeñan en los procesos hidrológicos y ecológicos de las cabeceras de cuencas, se ubican altitudinalmente desde los 3,100 a 4,500 m. de altitud. Se caracterizan por presentar densas asociaciones de especies de estrato herbáceo, los cuales ocupan lugares con pendientes suaves a ligeramente inclinadas y sobre suelos cubiertos de agua, debido a la presencia de arroyos provenientes de fuentes de aguas de origen glaciario o de acuíferos.

En la actualidad estos bofedales no se encuentran en un buen estado de conservación por que soporta un pastoreo intensivo, dicha actividad se realiza sin un plan de manejo adecuado.

Áreas de Cultivos en Secano

Estas áreas de cultivo se caracterizan por el cambio de uso de los matorrales y pastizales naturales por una agricultura en descanso o barbecho en base a cultivos criofílicos como las diversas variedades de papa (*Solanum tuberosum*). Los agricultores de estas zonas dejan estas áreas de cultivo en descanso por un periodo de 2 a 5 años, tiempo en el cual se desarrolla un tipo de vegetación atípica, los que permiten recuperar la fertilidad de estos suelos. Estas áreas de cultivo se ubican altitudinalmente desde los 3.300 a 4.000 metros.

2.1.9 Fauna

La fauna silvestre es un recurso natural de mucha importancia por el papel que estas desempeña en los procesos ecológicos al interior de los ecosistemas, por los beneficios directos e indirectos que reporta a las poblaciones humanas para el aprovisionamiento alternativo de proteínas, por su valor intrínseco (riqueza, belleza y diversidad) y por la función vital que desempeña en el equilibrio del ambiente natural.

La fauna que habita dentro de los límites de la cuenca de las quebradas de Carnicería Pampa y Lluncuna se encuentra enmarcada dentro de los Dominios Andino y Zoogeográficamente se sitúa en las ecozooregiones: Puneña (puna).

Los registros de fauna silvestre nos permiten determinar la diversidad de organismos animales así como también las condiciones de los lugares donde estos habitan, ya sean de mayor alteración o carentes de ella.

Es importante recalcar que la fauna silvestre no constituye una variable estática dentro de las relaciones ecológicas de sus ecosistemas, por ello se incluye en el registro de fauna a las especies más típicas de cada unidad de fauna y que muchas de estas especies es posible encontrarlas en otros hábitat, debido a que estas están en constante movimiento por la búsqueda de alimento o por estar en procesos de reproducción.

Fauna Típica de Humedales

Los humedales son ecosistemas hidromórficos que se caracterizan por ubicarse y desarrollarse en áreas que se inundan permanente o temporalmente. Estos humedales son de gran importancia por ser el hábitat natural de una diversidad de avifauna silvestre.

Se hallan ubicados altitudinalmente desde los 3.000 a 4.800 m. y se extienden geográficamente entre los valles mesoandinos y altoandinos.

Los bofedales se caracterizan por ubicarse en áreas con pendientes suaves y sobre suelos hidromórficos mientras que las lagunas se caracteriza por presentar un espejo de agua y rodeado de una vegetación acuática.

Hábitat: indican los ambientes en los que habitan los animales, ya sean estos terrestres (T), Acuáticos (AC) y Volador (V).

Datos de actividad: indican si los animales son nocturnos (N), diurnos (D) o indistintamente diurnos o nocturnos (M).

Cuadro: Fauna en el Area del Proyecto

Especies Aves	Nombre común	Hábitat	Actividad
Podiceps rolland	Zambullidor	AC	D
Podiceps occipitales	Zambullidor	AC	D
Bubulcus ibis	Garza bueyera	T	D

Especies Aves	Nombre común	Hábitat	Actividad
<i>Nycticorax nycticorax</i>	Mayusonso	T,AC	D
<i>Plegadis ridwayii</i>	Yanavico	T	D
<i>Chloephaga melanoptera</i>	Huallata	T	D
<i>Anas puna</i>	Pato	AC	D
<i>Anas flavirostris</i>	Cocha pato	AC	D
<i>Oxyura ferruginea</i>	Pucca pato	Ac	D
<i>Gallinula chloropus</i>	Polla de agua	AC	D
<i>Fulica ardesiaca</i>	Choca	AC	D
<i>Porphyryla martinica</i>	Polla sultana	AC	D
<i>Rallus sanguinolentus</i>	Gallineta	AC	D
<i>Vanellus resplendens</i>	Lekecho	T	D
<i>Gallinago andina</i>	Becasina	AC,T	D
<i>Larus serranus</i>	Keulla	T,AC	D
<i>Geosita tenuirostris</i>	Pampero	T,V	D
<i>Cinclodes fuscus</i>	Churrete	T,V	D
<i>Podiceps rolland</i>	Zambullidor	AC	D
<i>Cinclodes atacamensis</i>	Churrete	T,V	D
<i>Phleocryptes melanops</i>	Totorerito	V	D
ANFIBIOS			
<i>Bufo spinulosus</i>	Sapo	AC	M
<i>Gastroteca marsupiata</i>	Rana	AC	M
<i>Thelmathobius marmoratus</i>	Rana	AC	M

Fuente: Elaboración Propia – Equipo de Consultoría

Fauna Típica de Matorrales

Se caracteriza por el predominio de una vegetación arbustiva sub xerofítica ubicados entre los pequeños valles interandinos de la cuenca.

Las especies de fauna más importantes son las aves seguidos en importancia de los anfibios y reptiles. La fauna que habitan en estos matorrales se muestran en el cuadro siguiente, además de estos registros se adjuntan los siguientes datos:

Hábitat: indican los ambientes en los que habitan los animales, ya sean estos terrestres (T), Arborícolas (AR) y Volador (V).

Datos de actividad: indican si los animales son nocturnos (N), diurnos (D) o indistintamente diurnos o nocturnos (M), Hábitat especial: ríos (R):

Cuadro: Fauna en el Área del Proyecto (matorrales)

Especies	Nombre común	Hábitat	Actividad
MAMÍFEROS			
Spp/fam MURIDAE	Ratones	T	M
AVES			
<i>Falco sparverius</i>	Quillichu	V	D
<i>Falco femoralis</i>	Alcon	V	D

Especies	Nombre común	Hábitat	Actividad
<i>Streptoprocne zonaris</i>	Vencejo	V	D
<i>Columba maculosa</i>	Paloma	V,T	D
<i>Columba livia</i>	Paloma	V,T	D
<i>Zenaida auricularia</i>	Cuculi	V,T	D
<i>Metropelia melanoptera</i>	Cuculi	V,T	D
<i>Metropelia ceciliae</i>	Cuculi	V,T	D
<i>Bolborrinchus orbynesius</i>	Loro	V	D
<i>Colibrí coruscans</i>	Picaflor	V	D
<i>Lesbia nuna</i>	Picaflor	V	D
<i>Colaptes rupicola</i>	Jacacho	T,V	D
<i>Cinclodes fuscus</i>	Hornero	V,T	D
<i>Cranioleuca albicapilla</i>	Hornero	V	D
<i>Ochthoeca leucophrys</i>	Atrapamoscas	V	D
<i>Notiochelidon murina</i>	Golondrina	V	D
<i>Troglodites aedon</i>	Cucarachero	V,T	D
<i>Cinclus leucocephalus</i>	Mirlo	V/R	D
<i>Turdus chiguanco</i>	Chihuaco	V	D
<i>Zonotrichia capensis</i>	Gorrion	V	D
<i>Catamenia analis</i>	Semillero	V	D
<i>Grallaria andicola</i>	Polloloco	V/T	D
<i>Phrygilus plebejus</i>	Frigilo	V	D
<i>Phrygilus punensis</i>	Frigilo	V	D
<i>Phrygilus fruticeti</i>	Frigilo	V	D
<i>Saltator aurantirostris</i>	Picogruoso	V	D
<i>Traupis bonaerensis</i>	Tangara	V	D
<i>Diglossa brunneiventris</i>	Roba nectar	V	D
<i>Conirostrum ferrufineiventre</i>		V	D
<i>Carduelis magellanica</i>	Jilguero	V	D
<i>Carduelis crassirostris</i>	Jilguero	V	D
<i>Pheucticus aureoventris</i>	Picogruoso	V	D
REPTILES			
<i>Tachimenis peruviana</i>	Culebra	T	D
<i>Proctopurus bolivianus</i>	Lagartija	T	D

Fuente: Elaboración Propia – Equipo de Consultoría

Fauna Típica de Puna

La fauna silvestre que habita en estos territorios está adaptada a las altas altitudes en la que se halla ubicada la Puna, así como también a los cambios bruscos de temperatura y humedad que imperan durante el día. Se caracteriza por la presencia de gramíneas, que se desarrollan sobre laderas y áreas con pendientes moderadas, en las partes más altas de estos pastizales es posible encontrar requeríos los que sirven como lugares de anidamiento y abrigo de muchas especies de fauna.

Las especies de fauna (mamíferos, aves, anfibios y reptiles) que habitan en los pajonales se muestran en el cuadro siguiente, además de estos registros se adjuntan los siguientes datos:

Hábitat/microhábitat: indican los ambientes en los que habitan los animales, Pastizales (P), Requeríos (RQ), como microhábitat: terrestres (T), y Volador (V).

Datos de actividad: indican si los animales son nocturnos (N), diurnos (D) o indistintamente diurnos o nocturnos (M).

Cuadro: Fauna en el Area del Proyecto (Puna)

Especies	Nombre común	Habitat/ microhábitat	Actividad
MAMÍFEROS			
<i>Pseudolapex colpaeus</i>	Zorro	P,BP/T	M
<i>Conepatus semiatratus</i>	Zorrino	P,BP/T	M
<i>Puma concolor</i>	Puma	P,RQ,/T	M
<i>Odocoileus virginianus</i>	Venado	P,RQ,/T	D
<i>Akodon spp</i>	Ratones	P,RQ /T	M
<i>Lagidium peruvianum</i>	Vizcacha	P,RQ /T	D
AVES			
<i>Notoprocta ornata</i>	Perdiz	P/T	D
<i>Plegadis ridwayii</i>	Yanavico	P/T	D
<i>Vultur griphus</i>	Condor	RQ/V	D
<i>Geranoetus melanoleucus</i>	Aguila	RQ/V	D
<i>Buteo poecilocrous</i>	Gavilán	RQ/V	D
<i>Buteo polyosoma</i>	Gavilán	RQ/V	D
<i>Falco femoralis</i>	Halcón	RQ/V	D
<i>Falco sparverius</i>	Cernicalo	RQ/V	D
<i>Phalcoboenus megalopterus</i>	Caracara	P,RQ/T,V	D
<i>Vanellus resplendens</i>	Lekechu	P/T,V	D
<i>Metropelia melanoptera</i>	Tórtola	P/TV	D
<i>Streptoprocne zonaris</i>	Vencejo	RQ/V	D
<i>Colaptes rupícola</i>	Jacachu	P /V,T	D
<i>Cinclodes fuscus</i>	Hornero	P /V,T	D
<i>Geositta sp</i>	Minero comun	P /V,T	D
<i>Asthenes ottonis</i>	Canastero	P /V	D
<i>Asthenes modesta</i>	Canastero	P /V	D
<i>Asthenes humilis</i>	Canastero	P,RQ/V	D
<i>Zonotrichia capensis</i>	Gorion	P /TV	D
<i>Phrygilus punensis</i>	Frigilo	P /TV	D
<i>Phrygilus unicolor</i>		P /TV	D
<i>Carduelis magellanica</i>		P/V	D
REPTILES			
<i>Proctoporus bolivianus</i>	Lagartija	P /T	D
<i>Tachimenis peruviana</i>		P/T	D

Fuente: Elaboración Propia – Equipo de Consultoría

2.2 MEDIO PERCEPTUAL

2.2.1 Ruido

La zona de influencia directa del proyecto según las fuentes de ruido existentes, se clasifica en dos zonas:

Emplazamientos rurales: nivel de ruido día noche de 30 a 35 dBA (Áreas agrícolas y centros poblados rurales)

Lugares solitarios: nivel de ruido día noche menos de 20 dBA (pastizales y montañas)

Residencial periférica silenciosa: con un nivel de ruido día - noche, Ldn, dB = 50 dBA (núcleo urbano de Huamanguilla y comunidades aledañas).

2.2.2 Paisaje

El paisaje visual corresponde al de un espacio rural profundamente humanizado, considerándose como un paisaje rural cuya calidad visual es de Distinguido.¹ El conjunto paisajístico está conformado por montañas, laderas moderadamente empinadas, bosques exóticos y nativos así como áreas de cultivos y núcleos urbanos rurales.

2.2.3 Medio socioeconómico

La caracterización socioeconómica del ámbito de influencia directa se realiza en base a los estudios socioeconómicos del Estudio definitivo del proyecto de riego, a continuación se presenta una caracterización resumida.

2.3 ACTIVIDAD AGRICOLA

“La actividad agrícola constituye la principal actividad económica de la zona, sobre la base de la cual se sustenta el ingreso económico familiar, esta se desarrolla de acuerdo a tecnologías propias de los andes”.

La actividad agrícola se basa en el uso temporal de terrenos agrícolas en secano y otros con riego.

La producción agropecuaria registrada se refiere solamente al área de influencia del proyecto, los productores agrícolas en su gran mayoría manejan predios minifundios, la misma que es fuente de producción para el autoconsumo en un 86% y comercialización en un 14 %.

El área de influencia del proyecto abarca el distrito de Huamanguilla, en el sector de Anta.

La población localizada en el área de influencia del Proyecto, tienen como actividad principal la agricultura, complementado por la ganadería, siendo de dedicación al 100% a estas actividades.

Niveles Tecnológicos

La tecnología de producción agrícola varía según los sistemas de riego, en forma general se puede señalar dos niveles tecnológicos.

➤ *Tecnología Tradicional*

Asociado a productores pequeños y comuneros, caracterizado por productores no articulados al mercado de escala, el cultivo principal es la papa, cuya producción está destinada al mercado, presentan cierto nivel tecnológico, especialmente en el cultivo del maíz choclo, alfalfa y frutales. La aplicación de fertilizantes y control fitosanitario para estos cultivos varía entre bajo a medio.

La cédula de cultivos bajo riego está compuesta por el cultivo de alfalfa de siembra temprana, maíz grano, frutales, maíz choclo y hortalizas.

La actividad pecuaria está basada en la crianza de ganado criollo y animales menores.

Los terrenos en su gran mayoría son de secano y muy pocos están bajo riego.

➤ *Tecnología Agropecuaria Avanzada*

Asociado a medianos productores ubicados en el piso de valle de la quebrada Lluncuna, que están articulados al mercado de escala, principalmente en cuanto a la producción de maíz y frutales, con un nivel medio a alto de tecnología en su cultivo y con niveles medio a alto de aplicación de fertilización química y productos de control fitosanitario, especialmente en el cultivo de frutales y el maíz. Las labores agrícolas exigen la contratación de mano de obra suplementaria.

La cédula de cultivo bajo riego esta representada por el cultivo de, frutales de siembra temprana, maíz grano, maíz choclero y con hortalizas, alfalfa y avena forrajera.

La actividad pecuaria esta ligada al cultivo de pastos en grandes extensiones y crianza de ganado mejorado.

ACTIVIDAD PECUARIA

La actividad pecuaria es una actividad complementaria a la agricultura, sustentada básicamente por la crianza de ganado criollo y pastos cultivados, bajo pastoreo extensivo y corrales.

La alimentación del ganado vacuno esta en base a pastos naturales y residuos de cosecha de maíz, trigo, cebada, haba, complementada por pastos cultivados y avena forrajera. El déficit de forraje para el ganado se observa en la época de seca, la cual tiene que ser cubierta con productos suplementarios, como residuos de chacra.

3. ANÁLISIS DEL PROYECTO

3.1 UBICACION

El proyecto se ubica en la cuenca de las quebradas de Carnicería Pampa y Lluncuna.

Políticamente el proyecto se ubica en el:

Distrito : Huamanguilla
 Provincia : Huanta
 Departamento : Ayacucho

3.2 ACCESO

Al lugar se llega por la Red vial transversal asfaltada desde la Panamericana Sur.

Ruta	Carretera	Km	Horas
SanClemente-Ayacucho (Huamanga)	Asfaltada	311	8 horas
Huamanga – Huamanguilla	Asfaltada	37	1.30 horas
Huamanguilla – Presa Carnicería Pampa	Trocha	6	30 minutos
Total		354 Km	10 horas

3.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO

El presente proyecto tiene como finalidad la construcción de la Presa de Carnicería Pampa, la cual almacenará el agua de escorrentía procedente de la quebrada de Carnicería Pampa que viene a ser la cuenca reguladora, el aporte del agua será en los meses de Diciembre a Marzo, siendo estos meses

los de avenidas máximas en la cual almacenará un volumen de agua de 2.497 MMC, siendo la altura efectiva hasta el nivel de aguas máximas ordinarias de 30.64 m y considerando un borde libre de 2.00 m hace una altura total de 32.64 m, este volumen de agua regulado será descargado durante los meses de estiaje Abril a Noviembre con un caudal que varía alrededor de 0.24 m³/seg, entregando el agua al río Lluncuna, de este río las aguas son derivadas a los diferentes canales que se encuentran a ambos márgenes a lo largo de dicho río, en el recorrido hasta llegar a las captaciones de cada canal existirán pérdidas del agua por infiltración y evaporación, sin embargo esto no afectará porque será compensado con el caudal permanente que circula por dicho río.

Respecto al abastecimiento del agua, este se hará mediante el sistema de riego presurizado (aspersión o microaspersión), llegando a una eficiencia de riego de 75% y así poder abarcar más áreas.

Para evitar desbordamientos por sobre el terraplén se construirá el vertedero de demasías que servirá para evacuar hasta 14.21 m³/s de agua de excedencias producidos durante la época de avenida.

3.4 ANALISIS DE LOS OBJETIVOS DEL PROYECTO

Los objetivos planteados por el proyecto en forma general, determinan como todo proyecto de riego en condiciones de sierra, un proyecto de carácter social, el cual sin embargo, deberá de ser compatible con la conservación del medio ambiente de la zona así como el uso racional de los recursos suelo y agua.

3.5 MARCO POLITICO, NORMATIVO E INSTITUCIONAL

Las primeras regulaciones sobre Estudios de Impacto Ambiental en el país se encuentran contenidas en el Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales. Dicha Norma estableció a partir de septiembre de 1990 la obligación para todo proyecto de obra o actividad que pudiera provocar daños no tolerables al ambiente se presenta un Estudio de Impacto Ambiental, estableciéndose un listado de los proyectos que requerían estudios de impacto ambiental; posteriormente dicho artículo y los concernientes a impacto ambiental fueron derogados para favorecer la inversión de capitales extranjeros.

Posteriormente con el Decreto Legislativo N° 757, se determinó que las autoridades sectoriales determinen las actividades de riego ambiental para el desarrollo de un estudio de impacto.

En el año de 1997, con la Ley N° 26786 se modifica el artículo 51 del DL N° 757, en el sentido que los sectores deben proponer al CONAM la relación de actividades que por su riesgo ambiental requieren la presentación de un EsIA, A partir de esta modificatoria, cada sector comenzó a proponer los Términos de Referencia y requerimientos para el desarrollo de los EsIA.

A partir del año 1999, los Estudios de Impacto Ambiental (EsIA) se encuentran normados por Código del Medio Ambiente, y la Ley N° 27446 “Ley del Sistema de Evaluación del Impacto Ambiental”; que indican la necesidad de categorizar los EsIA de acuerdo al riesgo ambiental de la obra a ejecutarse o ejecutada; se debe considerar que para cualquier obra de infraestructura que implique la remoción de bosque, suelos o alteración de las condiciones naturales de un paisaje se debe realizar el EsIA.

De acuerdo a lo anterior y a la propuesta del reglamento del CONAM, el proyecto se califica como un proyecto que genera impactos leves o moderados, por lo tanto le corresponde la realización de un EsIA a nivel de semidetalle. Para el desarrollo del estudio se asume el marco de referencia propuesto por el reglamento.

Por las características del proyecto, el sector encargado de la evaluación del estudio y posterior Declaración de Impacto será el Ministerio de Agricultura, por tratarse un proyecto que incide

directamente sobre el recurso agua. Sin embargo, deberán realizarse consultas al INRENA, específicamente a la Dirección General de Aguas, así como al Distrito de Riego de la Zona.

El proyecto en mención, por sus características, pertenece a un proyecto agrícola y como tal debe enmarcarse dentro de las normas propuestas por el sector correspondiente, sector Agrario, como tal, el proyecto se ajustará a la Resolución Jefatural N° 021-95-INRENA, el cual aprueba la "Guía para la formulación de términos de referencia para los estudios de impacto ambiental en el Sector Agrario", dicha norma proporciona las pautas necesaria para la elaboración de esta en proyectos agrarios, sin embargo, esta guía se ajusta a proyectos en zonas de costa y de gran envergadura, por lo que para el presente estudio, fue necesario realizar algunas modificaciones, que permitan ajustar el nivel del estudio así como el tamaño del proyecto.

La evaluación de los estudios de impacto ambiental, aun no se tiene definido la institución responsable, pero por DS N° 056 97 PCM, establece casos en que la aprobación de los EIA y PAMA requieren la opinión técnica del INRENA, alteración en el flujo y/o calidad de las aguas superficiales y subterráneas, represamientos y canalización de cursos de agua; remoción del suelos y de la vegetación, alteración de hábitat de fauna silvestre y otros.

3.6 ACCIONES E INFRAESTRUCTURAS DEL PROYECTO SUCEPTIBLES DE PRODUCIR IMPACTOS AMBIENTALES

En esta etapa de estudio, se identifican y analizan las acciones del proyecto que puedan ser origen de impactos sobre el medio natural, para detectar de mejor manera las acciones que causan impactos negativos y positivos, se realizará un análisis del Estudio a Nivel de Factibilidad de la obra de construcción, clasificando las actividades de acuerdo a las etapas del proyecto, ver cuadro siguiente:

Actividades
Limpieza de sitio
Construcción de infraestructura provisional
Despeje, desbroce
Trazo y replanteo
Construcción, mantenimiento y mejoramiento de vías de acceso
Explotación de canteras (extracción y apilamiento de material)
Carguío de material
Transporte de materiales
Movimiento de tierras
Encofrado
Vaciado de infraestructuras, solado, MAMPOSTERIA
Revestido, tarrajeo, emboquillado, impermeabilización con geomembrana
Eliminación de material excedente

Fuente: Estudio de Definitivo del Proyecto

En la fase de operación se desarrollaran las siguientes acciones:

- ✓ Funcionamiento de campamentos
- ✓ Almacenamiento de agua
- ✓ Conducción y distribución del agua
- ✓ Captación de agua

- ✓ Aplicación parcelaria por gravedad
- ✓ Aplicación parcelaria por aspersión
- ✓ Intensificación de uso de suelo
- ✓ Diversificación de cultivos
- ✓ Fertilización química
- ✓ Control fitosanitario
- ✓ Capacitación
- ✓ Organización

3.7 ZONIFICACION DEL PROYECTO

El área de influencia se considera a aquel espacio físico en donde se observarán las repercusiones sobre el aspecto biótico, físico y social de las actividades del proyecto, determinándose un área de influencia directa e indirecta.

La zona de influencia directa se considera aquella en la cual se desarrollan las actividades propias del proyecto que repercuten directamente sobre su entorno; se considera la cuenca del río Carnicería Pampa.

La zona de intervención indirecta se considera a todo el espacio territorial que recibe indirectamente los impactos del proyecto, considerándose en nuestro caso al espacio comprendido en los límites distritales de Huamanguilla.

Es en la zona de influencia directa, donde se realizan la identificación y valoración de impactos así como las descripciones del medio físico, biológico y socioeconómico.

4. ANÁLISIS DE LOS IMPACTOS AMBIENTALES

4.1 IDENTIFICACION DE IMPACTOS

Para la identificación de impactos se utilizará la matriz de causa – efecto, en la cual se interrelacionarán en una matriz de doble entrada los factores ambientales de la zona de influencia del proyecto versus las actividades del proyecto. La identificación de impactos se realizará de acuerdo a la siguiente relación:

■ = Impacto Negativo
 ■ = Impactos Positivos

La identificación se realiza conjuntamente que el equipo de profesionales responsables de la elaboración del proyecto.

4.2 VALORACION DE IMPORTANCIA DE IMPACTOS

CARACTERIZACION DE IMPACTOS

Los siguientes párrafos explican de manera cualitativa las condiciones de impacto en cada una de las variables afectadas por el proyecto, esta caracterización es netamente descriptiva para entender la naturaleza de los impactos y los factores que los producen.

Impacto sobre El Aire

El impacto sobre el aire está referido principalmente a la generación de partículas suspendidas (PM10), producto de los trabajos de movimiento de tierras y transporte de materiales, este último debido a que el transporte de materiales se realizarán en camiones de alto tonelaje sobre una superficie de rodadura de tierra poco coherente.

Igualmente se prevé que las voladuras afectarán el aire de la zona, en vista que las voladuras en condiciones de humedad generan gases tóxicos, compuestos principalmente de Oxido Nítrico, que puede llegar a formar ácido nítrico que afectaría suelos y agua.

Igualmente se considera que el aire será afectado negativamente por la generación de gases tóxicos en los campamentos (circulación de vehículos) y quema de desechos.

Impacto sobre El Agua

No se presentan mayores impactos sobre el agua superficial, es posible que los movimientos de tierras, construcción de infraestructuras y la excavación de zanjas en lecho de río, alteren la calidad del agua por el incremento de sedimentos en el río Lluncuna, sin embargo estos impactos serán de baja intensidad y fugaces.

La aplicación de materiales como el cemento e impermeabilizantes en la construcción de las infraestructuras y obras de arte, afectarán la calidad del agua, pero estos también son impactos de baja intensidad y fugaces; así mismo, el incremento de fertilizantes y pesticidas en la fase de operación, podrá generar problemas de contaminación acuática, sin embargo, este tendrá un comportamiento diferenciado, mientras que en las zonas donde se aplique riego por gravedad, es posible que las aguas lixivien estos productos hacia los cauces principales; en el caso de riego por aspersión estos impactos se ven reducidos grandemente, en ambos casos la aplicación de programas de capacitación, reducirán este impacto.

Se prevé que los mayores impactos sobre el agua se dará en la fase de operación, así tendremos impactos negativos en la captación del agua del cauce del río Lluncuna, dicha acción producirá primero la alteración del caudal natural del río, especialmente en el tramo comprendido entre la bocatoma. La captación del agua y su conducción hacia las zonas de riego, especialmente en las zonas de riego por gravedad, generan pérdidas de diversa magnitud.

Pero también cuando el proyecto comience a operar, generará beneficios en cuanto a la disponibilidad hídrica, se tendrá una mayor cantidad de agua en la cuenca, la cual servirá para mantener un régimen de agua constante en gran parte de la cuenca del río Lluncuna, las acciones de mejoramiento en los canales, evitará grandes pérdidas, al mejorarse la capacidad de conducción. Igualmente, la aplicación de riego y la capacitación como respaldo, permitirá grandes ahorros de agua.

Impacto sobre El Medio Biótico

El mayor impacto sobre el medio biótico lo generará la construcción y mejoramiento de las represas y la construcción de obras de arte complementarias a la presa.

La construcción de la represa provocara en primera instancia la perdida de cobertura vegetal en la zona de construcción y los lugares de abastecimiento de tierra; así mismo, una vez comience a operar la presa, se afectara directamente por inundación las áreas de pastizales circundantes al cauce del río de Carnicería Pampa.

La fauna del lugar, principalmente la asociada a las quebradas, sufrirá un fuerte impacto en cuanto a la alteración de sus habitas y perturbación de sus hábitos y costumbres, al menos en el periodo de construcción de la infraestructura, provocando con ello un alejamiento temporal de la zona.

La vegetación también será afectada por las acciones de mejoramiento y Rehabilitación de las vías de acceso, especialmente en los tramos del que atraviesan formaciones vegetales naturales de tipo arbustivo y semiarbustivo, en el cual la vegetación presenta condiciones de naturalidad importantes. Gran parte de la vía de acceso atraviesa principalmente áreas de cultivo y pastizales, pero en sus alrededores se ha establecido una formación vegetal natural de tipo ruderal, compuesta principalmente de arbustos y herbáceas, que en algunos sectores presentan una diversidad

importante, las cuales se verán afectados por las acciones de construcción y mejoramiento de las vías de acceso.

La construcción de infraestructuras como canal de aproximaciones, aliviadero de demasías y obras de arte, supondrá la eliminación total de la vegetación en el lugar de su emplazamiento; así mismo, el entorno de estas zonas se verán afectados por el movimiento del personal y maquinaria así como la acumulación y eliminación de materiales (lechada de cemento, impermeabilizante, combustible, aceites, grasas y pinturas).

La eliminación de la vegetación y los movimientos de tierra en las áreas de vegetación natural, desposeerán a la fauna silvestre de lugares de alimentación y refugio, afectando principalmente a los consumidores primarios e indirectamente a los secundarios (por la eliminación de sus presas), como consecuencia de estas acciones se prevé la pérdida de la fauna silvestre residente de estas zonas o en el mejor de los casos su desplazamiento a otras zonas, lo cual significará un descenso sensible en las poblaciones de fauna de la zona de intervención del proyecto. Este mismo efecto tendrá los ruidos producidos por la utilización de maquinaria y las voladuras.

En la fase de operación no se esperan mayores impactos sobre el medio biótico, sin embargo, el desarrollo agrícola de la zona así como la mayor disponibilidad hídrica en zonas secas, posibilitará el desarrollo no solo de la vegetación cultivada sino también de la vegetación natural.

En cuanto a la fauna, la implementación de áreas de cultivo, permitirán una mayor disponibilidad de alimento, especialmente para la fauna asociada a los terrenos de cultivo.

Impacto sobre el Medio Perceptual (Calidad Visual y Ruido)

En la etapa de construcción las características paisajísticas de la zona se verán alteradas por la eliminación de cobertura vegetal natural y alteración de la topografía (cortes y rellenos), así como la introducción de infraestructuras que afectan las líneas naturales.

En la fase de funcionamiento la implementación de cultivos y el reverdecimiento de la zona permitirán el mejoramiento paisajístico de la zona.

Los niveles de ruido en la zona serán alterados de forma fugaz y de manera moderada a intensa; los lugares donde se producirán mayores ruidos serán aquellos donde se construya infraestructura de gran magnitud (represa), mientras que en el resto los niveles de ruido generado serán bajos.

Impacto sobre la Roca

En la fase de construcción la roca será el factor más seriamente afectado, debido a las pérdidas de lecho rocoso generado por los movimientos de este material así como la ocupación permanente por las infraestructuras construidas.

En el trazo principal de vías de acceso, en su situación actual padece de procesos erosivos de diferentes tipos e intensidades, las fuertes pendientes y las características litológicas de esta zona, hacen que sean muy susceptibles a la erosión. Dentro de las zonas más susceptibles a la erosión se encuentra en las cercanías al eje de presa, las cuales, donde se encuentran eventos geodinámicos que pueden ser reactivados o potenciados por las acciones de mejoramiento de la vía.

La contaminación química de la roca por la aplicación de fertilizantes y pesticidas es otro impacto previsto, el uso de fertilizantes químicos así como productos fitosanitarios, pueden llegar a contaminar el suelo así como las aguas, sin embargo las condiciones de aplicación de agua en la parcela, permiten asumir que los desperdicios de estos productos en el suelo serán mínimos.

Impacto sobre El Medio Socioeconómico

El impacto socioeconómico del proyecto se refleja en tres aspectos fundamentales: rendimientos, ingresos económicos y creación de puestos de trabajo, lo cuales repercutirán sobre el nivel de vida de la población beneficiada.

El aumento de los rendimientos de los diferentes cultivos con riego generará un aumento directo sobre los ingresos económicos de la población beneficiaria, asimismo, indirectamente el proyecto generará el incremento de la disponibilidad monetaria y dinamizando la economía de la zona.

Las construcciones de las obras así como la dinamización de la actividad agrícola, permitirá el aumento de los niveles de empleo, ya que se generan empleos temporales y permanentes que deberán ser cubiertos no solo por pobladores de la zona y lugares cercanos.

Otro impacto importante, sobre el medio socioeconómico se da sobre los niveles de organización de la población, lo cual no solo repercutirá en la gestión del proyecto si no también en potenciar los impactos positivos que generará el proyecto.

4.3 DETERMINACION DEL IMPACTO GLOBAL DEL PROYECTO

En el anterior acápite hemos cuantificado la importancia de los impactos producidos por las acciones del proyecto sobre el medio ambiente, a partir de esta matriz extraemos los factores ambientales más impactados y los expresamos en forma de impactos, luego hallamos el impacto final, el cual es la diferencia entre la situación del medio ambiente modificado por causa del proyecto y la situación natural de como habría evolucionado sin la presencia del proyecto.

Para esto se utilizará una matriz de valoración cualitativa, mediante el método de Batelle modificado.

Para la elaboración del cuadro se considera que un sistema ambiental completo bajo estudio, tiene un peso total de 1000 unidades, la asunción de los pesos sobre las variables ambientales esta en función a la importancia relativa que tiene el factor ambiental frente a las condiciones naturales y socioeconómicas que presenta la zona; los valores de ponderación para cada uno de estos valores:

5. CONCLUSIÓN

El análisis del proyecto indica que el proyecto genera un impacto neto positivo de 42 de una total de 1000, con fuertes impactos negativos sobre el recurso suelo, roca, el agua y la cobertura vegetal, pero también, impactos positivos muy altos en el aspecto socioeconómico en cuanto al mejoramiento de los niveles de vida de la población beneficiada lo cual esta relacionado al aumento de los rendimientos de las parcelas agrícolas e ingresos económicos de los pobladores. Será necesaria la implementación de un programa de manejo ambiental, el cual permita mitigar los impactos negativos y potenciar los positivos.

6. PLAN DE MANEJO AMBIENTAL

El Plan de Manejo Ambiental (PMA) para el proyecto Construcción Sistema de Riego Carnicería Pampa, proporciona una conexión esencial entre los impactos predichos y las medidas de mitigación especificadas entre los reportes de la EA, implementaciones y las actividades operacionales.

El PMA presentado precisa en forma esquemática las actividades/medidas ambientales preventivas, de mitigación, de compensación, de contingencia organizada en programas y subprogramas, la división de programas se da en base a las diferencias entre las diferentes actividades programadas y los subprogramas surgen para abordar cada uno de los impactos priorizados anteriormente.

6.1 DESCRIPCION DEL PLAN DE MANEJO

Recuperación de Topsoil

En las zonas de pastizales y áreas agrícolas, previo al movimiento de suelos se deberá recuperar la capa superior de los suelos (40 cm de profundidad) mediante el uso de maquinaria. Este suelo deberá ser transportado hacia zonas de almacenamiento, dichas zonas deberán ser preparadas con la construcción de canales de derivación.

Los costos que genere esta actividad estarán incluidos en las operaciones de movimiento de material (excavación, extracción, aplicación y transporte de material de préstamo), simplemente tendrá que cambiarse la estrategia operativa.

Almacenamiento y Protección de Topsoil

La tierra será acumulada en pilas no mayores a los 5 metros de altura con taludes de 1:2, las pilas deberán ser protegidas de la erosión ya sea mediante el uso de un geotextil.

Los costos que genere esta actividad estarán incluidos en las operaciones de movimiento de suelos (Apilación y transporte de material de préstamo), simplemente tendrá que cambiarse la estrategia operativa.

Disminución de las Pérdidas de Agua

Consiste en mejorar la eficiencia de conducción de los canales, así como la eficiencia de distribución y aplicación, para esto se tendrá que diseñar un sistema de monitoreo constante para evitar pérdidas por infiltraciones, así como la capacitación en técnicas de riego a los productores.

No implica costos adicionales, los costos deberán estar incluidos en el programa de capacitación.

Mantenimiento del Caudal Ecológico de la Cuenca del Río Lluncuna

Es necesario fijar un régimen de caudales ecológico con el fin de proteger el hábitat fluvial en la cuenca del río Lluncuna, para esto será necesario modificar el sistema de operación de la represa y regular las descargas para que después de la captación de agua para satisfacer las necesidades de riego, debe quedar al menos el 10% del caudal medio mensual para que discurra por el cauce, con esto se espera mantener las condiciones ecológicas de todo el tramo.

Control de Ruidos

El control de ruidos se realizará mediante la implementación de horarios de trabajo, en las zonas de nivel sonoro bajo, se implementará horarios de trabajo que no coincidan con las horas de máxima actividad de la fauna, así se evitará iniciar operaciones entre las 5 y 7 de la mañana.

No implica costos, simplemente cambio de estrategias de construcción.

En el caso inevitable de generar ruidos a lo largo de todo el día, se deberán establecer barreras sonoras, simplemente se construye cercos de unos 1,50 a 2,00 de alto utilizando arpilleras sujetas con fierros de construcción.

No representa costos adicionales al proyecto, se utilizarán los materiales de desecho de la construcción.

Capacitación y Organización de la Población y Personal de la Obra

Estas actividades ya se encuentran programadas y presupuestadas en el Estudio a Nivel de Factibilidad del proyecto. Solamente habrá que ampliar la capacitación al personal obrero y técnico de la obra en temas como seguridad ocupacional, control de emergencias y protección del medio ambiente. Esta capacitación y sensibilización facilitará la implementación de las acciones de mitigación y control ambiental.

Implementación de un Sistema de Gestión de Desechos de Obra

El personal técnico elaborará con la ayuda de un asesor en gestión ambiental un sistema de manejo de desechos de obra (alambres, maderas, bolsas plásticas, bolsas de papel, restos de hormigón, etc), el cual deberá ser difundido entre todo el personal y deberá ser de cumplimiento estricto.

El costo está ligado al establecimiento de normas claras en cuanto a la eliminación de residuos de obra, evitándose dejar residuos sólidos o líquidos en la zona de obra, para ello se ubicarán

botaderos provisionales para su acumulación y posterior eliminación de la zona de obra. El sistema de gestión contemplará actividades de recolección, separación, reuso y tratamiento de los desechos generados en la obra.

Ubicación y Adecuación de Lugares de Eliminación de Desmontes

Se ubicarán y adecuarán lugares apropiados para recibir los residuos provenientes de obra, dicha zona deberá estar ubicado fuera de la zona de influencia de las obras, contar con vías de acceso y que no represente riesgo para la generación de mayores problemas ambientales.

Manejo de Desechos de Campamento

Al igual que los desechos de obra, los residuos sólidos generados en los campamentos se ajustarán a un plan de gestión de residuos.

Este plan se basa en el reuso y reciclaje de los diferentes residuos producidos en el campamento, para esto la propuesta contempla, se comenzará con la segregación en origen, mediante la ubicación de contenedores, en el cual se permita segregar más detalladamente los residuos sólidos producidos, así se evitara mezclar los residuos orgánicos de los inorgánicos y dentro de estos separar los residuos de papeles, plásticos, maderas y metales. Otro criterio fundamental del plan será de evitar que los residuos domésticos producidos en las zonas administrativas (oficinas) y de servicios (comedores y servicios higiénicos), se mezclen con los residuos de tipo doméstico producido en las áreas de mantenimiento mecánico y almacenes.

Una vez segregados los residuos, su tratamiento y disposición final se facilitará, pudiéndose tener residuos susceptibles de reuso o reciclaje. Los residuos peligrosos como aceites, restos de combustibles, pilas, baterías usadas, serán transportados hacia un relleno industrial.

Los residuos inorgánicos no peligrosos (plásticos, maderas, papeles, telas, metales) deberán ser segregados y enviados para su reciclaje.

Los residuos orgánicos (restos de alimentos) podrán ser tratados directamente en la zona a través de micro rellenos o composteras.

Los residuos líquidos de los campamentos (aguas residuales domésticas y aguas residuales industriales), deberán pasar por un proceso de plantas de sedimentación, una vez concluido el periodo de ocupación del campamento estas áreas serán rellenadas y revegetadas.

Los costos de implementación de este plan deberán ser asumidos en la etapa constructiva, y se deben realizar modificaciones al proceso de operación de campamentos.

Adecuación de Sitios de Obra

Una vez concluidas las obras, se procederá a la restitución de la zona aledaña, para eso se comenzará con las acciones de reposición de la capa orgánica del suelo y su revegetación.

En caso de presentarse suelos contaminados con aceites, cemento o concreto, se removerá la capa superior de este suelo hasta una profundidad de 10 cm, se reemplazará con una capa de suelo orgánico y se revegetará.

En los suelos compactados se rastrilla, se cubre con una capa de suelo orgánico y se revegeta.

Cierre de Campamentos

Una vez concluida la construcción de las obras y se retire el campamento, se procederá a eliminar los suelos contaminados, rastrillar los suelos compactados cubrirlos con una capa de suelo orgánico y revegetarlos.

6.2 IDENTIFICACION DE GRUPOS DE INTERES EN EL AREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

Con base a los estudios antropológicos del Estudio a Nivel de Factibilidad del proyecto, se realizó una tipificación de las diferentes categorías que engloban las actividades de los distintos grupos, de manera tal, que se pudo delinear la estructura social en el área de influencia del proyecto. Esta tipificación por categorías permitirá establecer una adecuada planificación y estrategias para el desarrollo de las reuniones de consulta.

Las categorías encontradas fueron las siguientes:

- *Política*: Corresponde a las autoridades políticas a cargo del gobierno municipal, formado por el alcalde, regidores del municipio provincial de Huamanguilla.
- *Comunal*: Corresponde a los representantes de las comunidades campesinas involucradas en el proyecto, que incluye todos sus comités referidos al uso y manejo de los recursos naturales específicamente agua, suelos, bosques y pastos.
- *Económica*: Corresponde a los diferentes agentes productivos particulares y organizados en gremios, como productores, comerciantes, pescadores, industriales, servicio de transporte.
- *Administración pública*: corresponde a funcionarios estatales encargados de las funciones de fomento, control y supervisión de la agricultura, salud, educación, industria, comercio y turismo.
- *Organizaciones privadas*: Corresponde a los encargados de servicios privados como banca, telefonía, transporte, servicios y comercio.
- *Organizaciones Sociales base*: Correspondiente a los representantes de grupos sociales que se organizan en torno a diversos temas como junta de regantes, asociaciones de productores, clubes de madres, comité de vaso de leche, comedores populares.
- *ONGs*: Corresponde a organizaciones no gubernamentales que desarrollan acciones de manejo y conservación de recursos naturales así como fomento de la educación y salud.
- *Religiosa*: Corresponde a los representantes de los diferentes credos que se practican en la zona de influencia directa e indirecta del proyecto.

A continuación se presenta un cuadro que representa en forma general los actores involucrados en el proyecto y su papel en el sistema general del proyecto

Categoría	Aector activiada regional y local	Fundamento para su elección
Política	Gobierno Nacional : Ministerio de Agricultura, INRENA, DIGESA, Regional : Gobierno Regional de Huancavelica Municipal : Municipalidad provincial de Huaytará.	Responsables de la aprobación del EIA Autoridades regionales y locales, responsables de elaborar y conducir los planes de desarrollo en el ámbito local
Comunal	Comunidades campesinas	Propietarios de la mayoría de las áreas agrícolas y pecuarias así como las zonas de captación de agua.
Económico	Servicios como tiendas de insumos agrícolas, abarrotes, mercados, restaurantes y comercio en general	Venta de insumos para la actividad agropecuaria así como sus productos
	Productores agrícolas, pecuarios, individuales, microempresas de transformación y artesanales	Responsables de la producción agrícola, pecuaria,
Administración	Productores pesqueros	Producción pesquera de la zona
	Productivos (Agencia agraria, Agencia de	Responsables de manejo y conservación

publica	INRENA, Dirección Regional de Pesquería, Comité de regantes)	de los recursos naturales
	Servicios Sociales	Responsables de la seguridad y brindar servicios de educación ya salud
	Organizaciones educativas: Universidades, Institutos, Profesores.	Formadores y capacitadores, líderes de opinión
Organismos privados	Banca	Responsables de la actividad comercial, financiamiento, pago y crédito.
	Electricidad, Telefonía y Transporte	Responsables del servicio de electricidad, telefonía y transporte que colabora a la actividad agropecuaria
Medios de comunicación	Prensa local, radio y televisión	Responsables de la difusión de la información local y formadores de opinión
Organizaciones de base	Junta de regantes	Control del agua de riego
	Comedores populares, vaso de leche	Alimentación popular
	Colegios Profesionales	Asociaciones profesionales que emiten opinión técnica sobre aspectos concernientes a su especialización.
	Clubes de madres	Alimentación familiar y promotoras de cambio en las costumbres alimenticias
ONGs		Fomento de actividades de desarrollo rural y conservación de recursos naturales
Religiosas	Iglesia católica y evangélica	Formadora de conciencia, valores
	Grupos de jóvenes	Formadores de conciencia y valores en personas jóvenes.

Para concluir, se presenta los grupos de interés de acuerdo a una priorización para incorporarlos en el proceso de consulta y determinar estrategias particulares para cada grupo:

Grupo de interés local: comprende todas aquellas personas u organizaciones que podrían ser afectada de manera directa por alguna actividad del proyecto o que podrían interactuar de manera contraria a la implementación del mismo, por sentirse vulnerados en algunos de sus derechos.

El área de afectación directa: se refiere al espacio geográfico en donde se ubican elementos físicos, biológicos o socioeconómicos que interactúan con cualquiera de las actividades de implementación del proyecto.

Entre los grupos de interés local están: los gobiernos locales, las comunidades campesinas, las organizaciones de productores, las organizaciones políticas, la iglesia y los medios de comunicación.

El trabajo con estos grupos debe ser directo e intenso, debiéndose adoptar estrategias de participación que permitan identificar y solucionar los conflictos generados por el proyecto.

Grupos de interés regional: Comprende todas aquellas personas u organizaciones que perciben de manera indirecta algunos efectos derivados de la implementación del proyecto y que también pueden interactuar de manera opuesta a la implementación del mismo.

Se ha considerado en este nivel el Gobierno Regional de Ayacucho como el principal actor, específicamente a través de sus gerencias de Planificación y desarrollo así como Recursos Naturales.

También se consideran dentro de este grupo las universidades, institutos y colegios profesionales, los cuales podrán actuar como asesores técnicos y emitir opinión técnica sobre cualquier aspecto técnico que interese a la comunidad.

El trabajo con estas organizaciones deberá ser netamente consultivo y técnico

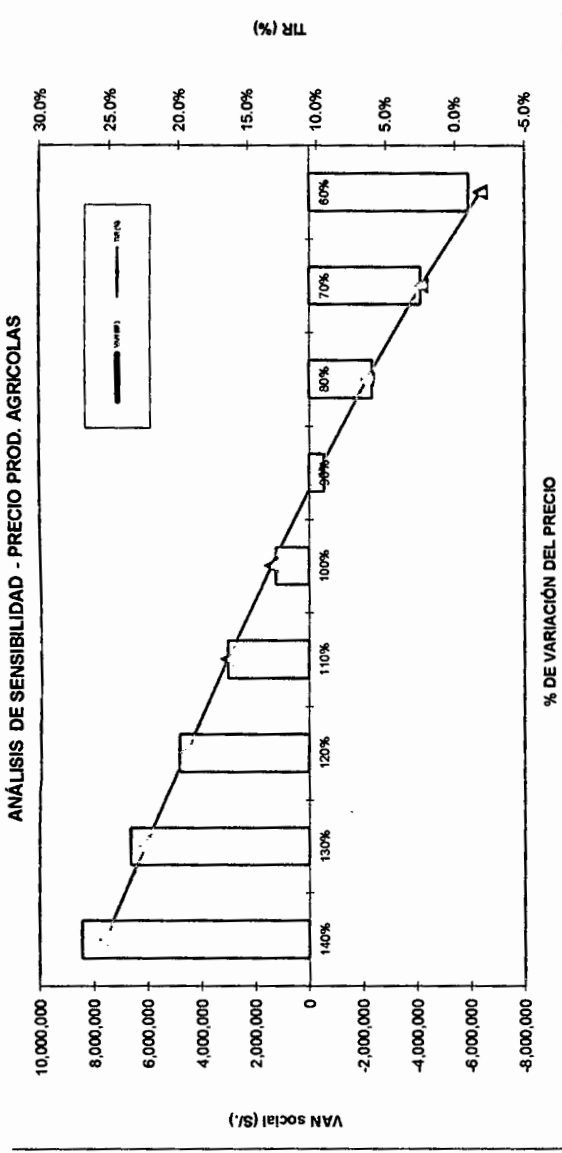
Grupos de interés nacional: se han considerado dentro de este grupo a las entidades del gobierno nacional relacionadas con la aprobación de actividades del proyecto y fiscalización del mismo, tales como el Ministerio de Agricultura, El Instituto de Manejo de Recursos Naturales (INRENA), Ministerio de Salud (Dirección General de Salud – DIGESA). Dichas instituciones estarán representadas por su representación regional o local, así se convocara a la Dirección Regional de Agricultura y sus Agencias Agrarias correspondientes, Dirección Regional de Salud, Dirección Regional de Pesquería.

Las labores con estas instituciones serán de fiscalizador, deberán observar el cumplimiento de la normatividad vigente referida a los EIA en el Sector correspondiente.

ANEXO D: ESTUDIOS DE ANALISIS DE SENCIBILIDAD

PARA HALLAR PUNTO DE EQUILIBRIO

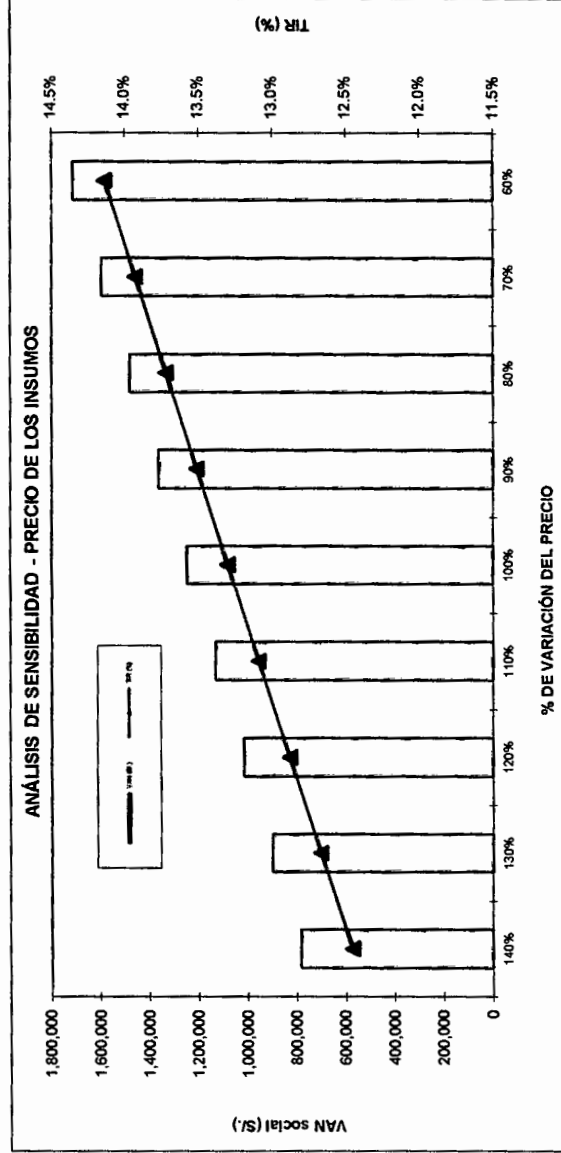
10%	1,794,808.53
X	(5,931,986.22)
	(0.33)
	0.93



VARIACIÓN (%)	VAN (S/.)	TIR (%)	B/C
140%	8,426,482.03	25.32%	0.67
130%	6,631,673.50	22.46%	0.52
120%	4,836,864.97	19.52%	0.38
110%	3,042,056.44	16.48%	0.24
100%	1,247,247.91	13.30%	0.10
90%	(547,560.62)	9.96%	-0.04
80%	(2,342,369.16)	6.39%	-0.18
70%	(4,137,177.69)	2.51%	-0.33
60%	(5,931,986.22)	-1.82%	-0.47

Fuente: Elaboración propia

10%	(115,920.32)
X	1,710,929.19
	(1.48)
	2.08



FACTOR PRECIO DE LOS INSUMOS

VARIACIÓN (%)	VAN (S/.)	TIR (%)	B/C
140%	783,566.62	12.46%	0.06
130%	899,486.94	12.67%	0.07
120%	1,045,407.27	12.88%	0.08
110%	1,131,327.59	13.09%	0.09
100%	1,247,247.91	13.30%	0.10
90%	1,363,168.23	13.51%	0.11
80%	1,479,088.55	13.72%	0.12
70%	1,595,008.87	13.93%	0.13
60%	1,710,929.19	14.14%	0.14

Fuente: Elaboración propia

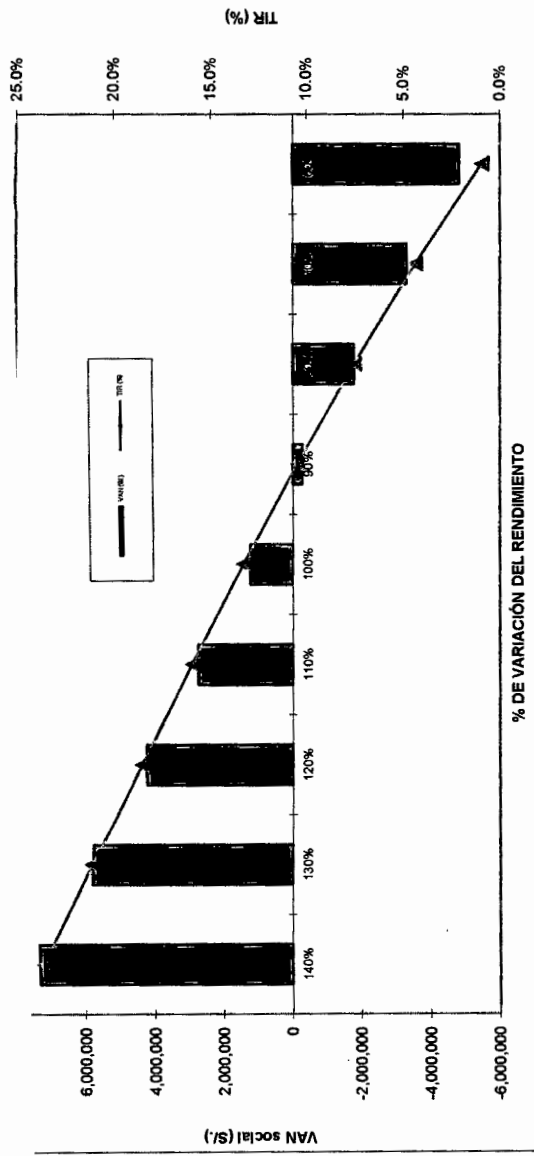
Variación (%)	VAN (S/.)	TIR (%)	B/C
140%	7,311,297.06	23.55%	0.58
130%	5,795,284.77	21.10%	0.46
120%	4,279,272.48	18.59%	0.34
110%	2,763,260.19	15.99%	0.22
100%	1,247,247.91	13.30%	0.10
90%	(268,764.38)	10.49%	-0.02
80%	(1,784,776.67)	7.53%	-0.14
70%	(3,300,788.96)	4.37%	-0.26
60%	(4,816,801.25)	0.94%	-0.38

Fuente: Elaboración propia

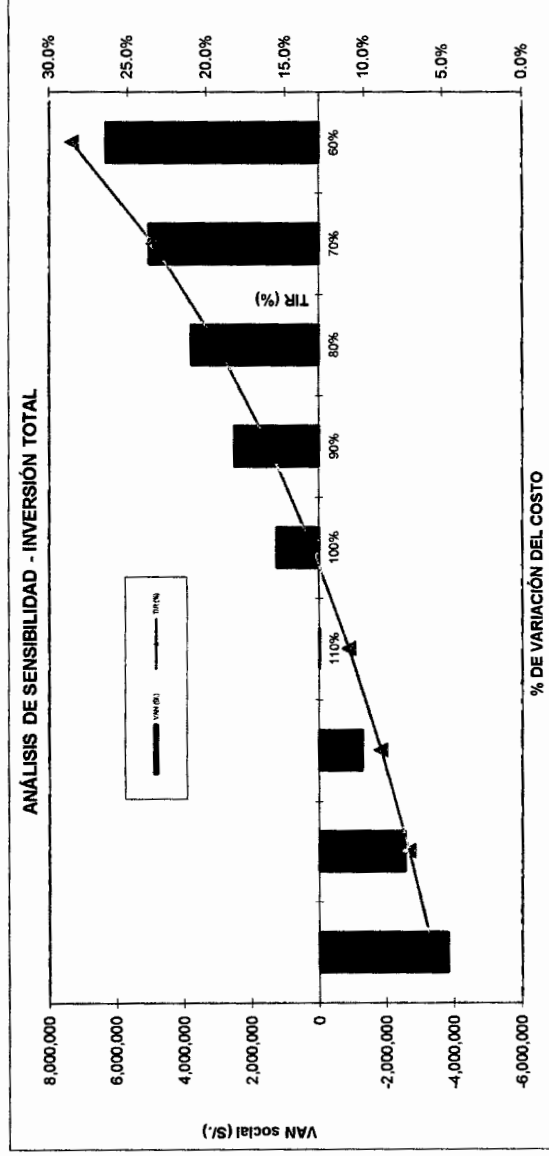
FACTOR INVERSIÓN TOTAL DEL PROYECTO

Variación (%)	VAN (S/.)	TIR (%)	B/C
140%	(3,819,238.76)	5.59%	-0.22
130%	(2,552,617.09)	7.17%	-0.16
120%	(1,285,995.43)	8.94%	-0.08
110%	(19,373.76)	10.97%	0.00
100%	1,247,247.91	13.30%	0.10
90%	2,513,869.57	16.04%	0.22
80%	3,780,491.24	19.33%	0.37
70%	5,047,112.91	23.39%	0.57
60%	6,313,734.57	28.57%	0.83

Fuente: Elaboración propia



10%	1,516,012.29
X	(4,816,801.25)
	(0.32)
	0.92



10%	(1,266,621.67)
X	6,313,734.57
	(0.50)
	1.10

ANEXO E: PRESUPUESTO ESTIMADO

Presupuesto

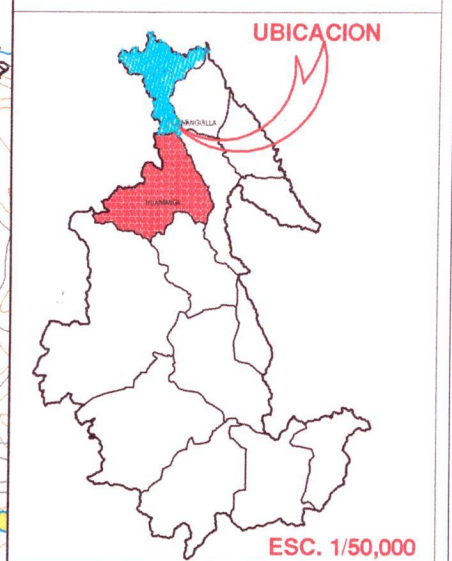
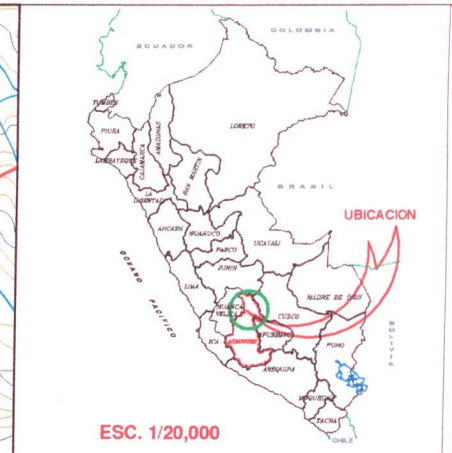
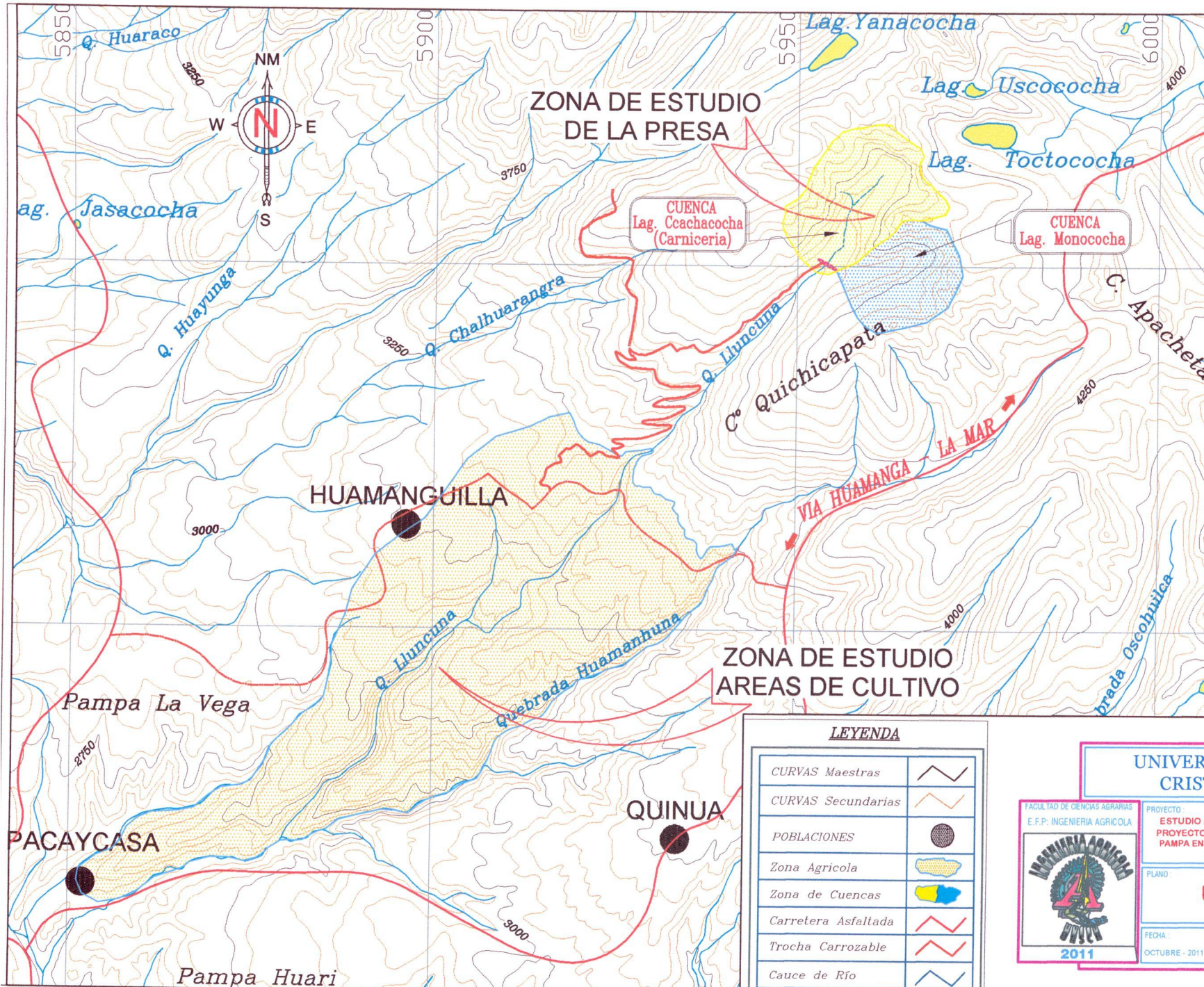
Descripción	Und.	Metrado	Costo al	
			Precio \$/.	01/03/2011 Parcial \$/.
OBRAS PRELIMINARES				132,253.47
CARTEL DE IDENTIFICACION DE LA OBRA DE 3.60M X 2.40M.	und	1.00	822.11	822.11
MOVILIZACION, Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS	GLB	1.00	67,120.00	67,120.00
CONSTRUCCION DE CAMPAMENTO	m2	372.00	172.88	64,311.36
OBRAS PROVISIONALES				56,905.24
HABILITACION DE CANCHA DE ALMACENAMIENTO				18,018.00
EXPLANACION DE TERRENO CON EQUIPO	m3	3,080.00	5.85	18,018.00
MANTENIMIENTO DE CAMINOS DE ACCESO				38,887.24
MANTENIMIENTO DE CAMINOS DE ACCESO	KM	13.43	2,895.55	38,887.24
CONTROL ALTIMETRICO Y PLANIMETRICO				43,869.25
TRAZO Y REPLANTEO DE LA PRESA	HA	3.16	1,331.32	4,206.97
CONTROL ALTIMETRICO Y PLANIMETRICO DE LA PRESA	mes	9.00	4,406.92	39,662.28
CONSTRUCCION DE PRESA				8,213,777.84
MOVIMIENTO DE TIERRAS				960,404.51
EXCAVACION Y ELIMINACION EN MATERIAL ORGANICO	m3	145,358.52	5.69	827,089.98
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO PARTE INTERIOR (Guardar Para Terraplen)	m3	62,296.51	2.14	133,314.53
CONSTRUCCION DE TERRAPLEN				5,427,068.77
CORTE DE MATERIAL ORGÁNICO EN CANTERAS 1 Y 2	m3	7,500.00	2.84	21,300.00
CORTE, APILAMIENTO Y CARGUIO DE MATERIAL SUELTO EN CANTERA 01	m3	77,784.22	2.13	165,680.39
CORTE, APILAMIENTO Y CARGUIO DE MATERIAL SUELTO EN CANTERA 02	m3	208,924.66	2.13	445,009.53
CARGUIO Y TRANSPORTE DE MATERIAL SUELTO EN CANTERA DE PRESA	m3	62,296.51	4.27	266,006.10
TRANSPORTE DE MATERIAL A PRESA DE CANTERA 01	m3	77,784.22	5.84	454,259.84
TRANSPORTE DE MATERIAL A PRESA DE CANTERA 02	m3	208,924.66	8.03	1,677,665.02
CONFORMACION Y COMPACTADO DE TERRAPLEN	m3	348,207.76	6.26	2,179,780.58
COLOCACION DE RIP RAP ESP=0.50 M	m3	5,400.43	40.25	217,367.31
FILTRO Y DRENAJE				312,429.93
MATERIAL PARA FILTRO PREPARADO	m3	8,429.76	4.05	34,140.53
TRANDEO Y CARGUIO DE MATERIAL PARA FILTRO	m3	8,429.76	5.96	50,241.37
TRANSPORTE DE MATERIAL	m3	8,429.76	4.29	36,163.67
CONFORMACION DE FILTRO	m3	7,024.80	14.27	100,243.90
TEXTIL (INCLUYE COLOCACION)	m2	4,926.00	9.66	47,585.16
TUBERIA PCV DE DIAMETRO 200 MM PERFORADA	m	295.00	149.34	44,055.30
PERMEABILIZACION Y PROTECCION DE TALUDES				1,254,019.60
INSTALACION DE CONCRETO ARMADO	m3	1,816.13	690.49	1,254,019.60
DENTELLON IMPERMEABLE				104,779.46
CONSTRUCCION DE CAJA C/EQUIPO	m3	2,438.80	5.83	14,218.20
REMOCCION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	2,926.56	3.92	11,472.12
TRACCION Y APILAMIENTO DE MATERIAL EN CANTERA	m3	3,528.05	2.84	10,019.66
TRANDEO APILADO Y ELIMINACION DE EXCEDENTES EN CANTERA	m3	3,528.05	2.28	8,043.95
CARGUIO DE MATERIAL DE PRESTAMO (CANTERA)	m3	3,528.05	2.65	9,349.33
TRANSPORTE DE MATERIAL A PRESA DE CANTERA	m3	3,528.05	5.84	20,603.81
CONFORMACION Y COMPACTADO DE DENTELLON C/ARCILLA	m3	2,901.25	10.71	31,072.39
CONTROL DE CAMPO				5,177.81
CONTROL DE COMPACTACION EN CAMPO	und	457.00	11.33	5,177.81
CONSTRUCCION DE CORONA, PARAPETO Y BARANDA EN PRESA				149,897.76

BASE DE CONCRETO SIMPLE FC=175 KG/CM2	m3	177.00	407.70	72,162.90
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	118.00	36.82	4,344.76
BARANDA DE TUBO FG 2" Y PASAM. 1/2" (INC. T/COSTO)	m	590.00	83.95	49,530.50
COBERTURA ASFALTICA 0.04 M	m2	1,770.00	13.48	23,859.60
TUBERIA DE DESCARGA				372,767.15
SUMIN. E INSTALACION DE TUBERIA SCH-40 DE 24"	m	150.00	1,877.96	281,694.00
ARENADO Y PINTADO DE TUBERIA	m	150.00	43.05	6,457.50
DADOS DE ANCLAJE P/TUBERIA F'C=210 KG/CM2	m3	125.13	446.89	55,919.35
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE DATOS DE ANCLAJE	m2	441.88	36.82	16,270.02
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	2,731.05	4.55	12,426.28
SISTEMA DE CAPTACION CONTROL Y SALIDA				97,630.51
TOMA DE TUBERIA (ESTRUCTURA DE INGRESO)				2,390.86
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	13.47	36.82	495.97
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	125.68	4.55	571.84
PREPAR. Y VACEADO CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	1.98	450.53	892.05
REJILLA METALICA DE FIERRO LISO	und	1.00	431.00	431.00
CASETA DE VALVULAS				31,302.13
EXCAVACION MANUAL	m3	5.12	9.94	50.89
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	84.77	36.82	3,121.23
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	541.02	4.55	2,461.64
CONCRETO CICLOPEO C:H 1:10 + 30 % PG.	m3	3.50	332.99	1,165.47
PREPAR. Y VACEADO CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	10.87	450.53	4,897.26
VALVULA MARIPOSA DE FIERRO FUNDIDO DE D=24"	und	1.00	18,654.74	18,654.74
MANOMETRO DE CONTROL DE 1/2" NPT 3.5 BAR	und	1.00	447.76	447.76
PUERTA METALICA C/MARCO 0.90 x 2.0 m	und	1.00	366.66	366.66
VENTANA TIPO REJILLA EN CASETA DE VALVULAS(1.00X0.60M)	und	1.00	136.48	136.48
CAMARA ROMPEPRESION				63,937.52
EXCAVACION MANUAL	m3	40.92	9.94	406.74
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	345.00	36.82	12,702.90
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	3,285.40	4.55	14,948.57
CONCRETO CICLOPEO C:H 1:10 + 30 % PG.	m3	11.25	332.99	3,746.14
REPAR. Y VACEADO CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	60.76	450.53	27,374.20
CONCRETO F'C= 280 KG/CM2 (DISIPADOR)	m3	7.32	543.63	3,979.37
JUNTA WATER STOP DE 4"	m	35.86	21.74	779.60
ORTINA DE IMPERMEABILIZACION EN PRESA				1,636,840.84
PERFORACION PARA INYECCIONES	m	1,926.00	324.69	625,352.94
INYECCION DE MORTERO CEMENTO	ton	487.00	1,515.70	738,145.90
ALIGERADO DE CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	600.00	455.57	273,342.00
LIVIADERO				477,436.29
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO C/EQUIPO	m3	2,645.60	3.54	9,365.42
RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE REEMPLAZO	m3	3,648.60	36.78	134,195.51
ALIMENTACION DE MAT.EXCEDENTE C/EQUIPO	m3	1,203.60	2.83	3,406.19
ALPEDRADO DE PROTECCION	m2	64.03	143.46	9,185.74
ALBOQUILLADO DE PIEDRA FC = 140 KG/CM2 + 70% P.M.	m2	103.79	264.86	27,489.82
CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	342.30	455.57	155,941.61
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	19,756.99	4.55	89,894.30
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	912.80	36.82	33,609.30
JUNTA WATER STOP DE 4"	m	660.00	21.74	14,348.40
INSTUMENTACION				122,772.01
ZOMETROS				52,527.71
PERFORACION PARA PIEZOMETRO	m	130.50	333.47	43,517.84
INSTALACION DE PIEZOMETROS	und	3.00	3,003.29	9,009.87
TIPOS DE CONTROL				70,000.00
INSTUMENTACION Sonda Piezométrica	und	70.00	1,000.00	70,000.00

BMS DE CONTROL TOPOGRAFICO				244.30
BMS DE CONTROL	und	2.00	122.15	244.30
FLETE TERRESTRE				204,429.17
FLETE TERRESTRE DE MATERIALES.	GLB	1.00	204,429.17	204,429.17
CONSTRUCCION DE RESERVORIO				269,705.73
TRABAJOS PRELIMINARES				4,910.64
LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL	m2	2,430.80	0.93	2,260.64
TRAZO Y REPLANTEO	m2	2,500.00	1.06	2,650.00
MOVIMIENTO DE TIERRAS				42,405.66
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO C/EQUIPO	m3	2,332.47	4.08	9,516.48
EXCAVACION EN ROCA SUELTA	m3	777.49	10.10	7,852.65
RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	3,109.97	3.41	10,605.00
RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	1,173.31	3.41	4,000.99
RELLENO Y COMPOSICIÓN DE TERRAPLEN CON MATERIAL DE PRESTAMO	m3	2,744.88	3.80	10,430.54
OBRAS EN EL VASO DEL RESERVORIO				15,799.43
PISO/SUELO CEMENTO E=0.15 M"	m2	912.25	4.77	4,351.43
TALUDES C/COBERTURA DE ARCILLA E=0.30 M	m2	1,151.71	9.94	11,448.00
INSTALACIÓN DE GEOSINTÉTICOS				89,862.00
SUMIN. E IMPERMEABILIZACIÓN GEOMEMBRANA HDPE 1	m2	3,400.00	26.43	89,862.00
INSTALACIÓN DE RED DE DRENAJE				77,197.28
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO A MANO	m3	97.28	9.27	901.79
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	121.60	4.20	510.72
RELLENO CON GRAVA FILTRANTE	m3	97.28	61.85	6,016.77
TUBERIA PCV UF/ ISO 4422 DN 110 MM/PN-5 PERFORADA D=5 MM	m	608.00	114.75	69,768.00
CANAL DE DRENAJE				2,277.98
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO A MANO	m3	36.55	9.27	338.82
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	45.69	4.20	191.90
CANAL SUELO CEMENTO E= 0.15 M	m2	153.00	11.42	1,747.26
TUBERIA Y ESTRUCTURA DE ENTREGA A RESERVORIO				6,378.42
DESCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	33.12	30.36	1,005.52
CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	6.60	445.28	2,938.85
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	87.88	4.55	399.85
TUBERIA PCV UF/ ISO 4422 DN 200 MM/PN-5	m	20.00	101.71	2,034.20
TOMA DE FONDO				1,192.00
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO A MANO	m3	1.80	9.27	16.69
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	2.25	4.20	9.45
REJILLA DE PROTECCIÓN	und	1.00	261.54	261.54
CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	1.80	445.28	801.50
ACCESORIOS EN TOMA DE FONDO RESERVORIO	GLB	1.00	102.82	102.82
CAJA DE VALVULAS				13,591.30
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO A MANO	m3	4.00	9.27	37.08
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	5.00	4.20	21.00
DESCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4.20	30.36	127.51
CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	1.61	445.28	716.90
ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	21.00	4.55	95.55
ARRAJEO INTERIOR C/IMPERMEABILIZANTE	m2	6.74	15.20	102.45
ARRAJEO EN EXTERIORES MESCOCLA 1:4	m2	7.40	14.03	103.82
ACCESORIOS EN CAJA DE VALVULAS RESERVORIO	GLB	1.00	12,364.64	12,364.64
REVESTIMIENTO MURO EXTERIOR	m2	7.40	3.02	22.35
INSTALACIÓN DE TUBERIAS DE DESCARGA				2,542.75
TUBERIA PCV UF/ ISO 4422 DN 200 MM/PN-5	m	25.00	101.71	2,542.75
RESERVA DE DEMASIAS				6,583.78

EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO A MANO	m3	4.00	9.27	37.08
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	5.00	4.20	21.00
ENCOFRADO Y DESENCOFADO	m2	29.75	30.36	903.21
CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	11.50	445.28	5,120.72
TARRAJEO INTERIOR C/IMPERMEABILIZANTE	m2	26.00	15.20	395.20
TARRAJEO EN EXTERIORES MESCLA 1:4	m2	6.25	14.03	87.69
PINTURA MURO EXTERIOR	m2	6.25	3.02	18.88
DESARENADOR				3,897.89
EXCAVACION EN MATERIAL SUELTO A MANO	m3	6.60	9.27	61.18
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 30 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	8.25	4.20	34.65
ENCOFRADO Y DESENCOFADO	m2	40.80	30.36	1,238.69
CONCRETO F'C= 210 KG/CM2	m3	3.28	445.28	1,460.52
TARRAJEO INTERIOR C/IMPERMEABILIZANTE	m2	28.80	15.20	437.76
TARRAJEO EN EXTERIORES MESCLA 1:4	m2	20.50	14.03	287.62
COMPUERTAS FIERRO CON VOLANTE DE 1.00*0.85 M	und	1.00	377.47	377.47
PROTECCIÓN DEL RESERVORIO				3,066.60
CERCO PERIMETRICO C/ALAMBRE DE PUAS	m	190.00	16.14	3,066.60
MITIGACION AMBIENTAL				74,173.50
ACONDICIONAMIENTO DE DEPOSITOS DE MATERIAL EXCEDENTE	m2	2,200.00	2.45	5,390.00
RESTAURACION DE AREA AFECTADA POR CAMPAMENTO	m2	372.00	2.85	1,060.20
RESTAURACION DE LOS TERRENOS DE CANTERAS	m2	5,000.00	3.04	15,200.00
REVEGETALIZACION	HA	10.00	1,666.72	16,667.20
RESTAURACION DE AREA AFECTADA POR EL PATIO DE MAQUINAS	m2	1,200.00	2.82	3,384.00
SELLADO DE LETRINAS	und	5.00	284.42	1,422.10
PROGRAMA DE EDUCACION AMBIENTAL	mes	9.00	3,450.00	31,050.00
CONTROL DE CALIDAD				64,400.00
PRUEBA DEL GRADO DE COMPACTACION	und	530.00	100.00	53,000.00
ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO	und	280.00	30.00	8,400.00
PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO	und	100.00	30.00	3,000.00
COSTO DIRECTO				11,766,961.00
COSTOS GENERALES (2.13%)				251,105.00
COSTOS DE SUPERVISION (0.84%)				98,550.00
COSTOS DE ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO (1.88%)				221,500.00
RESUMEN TOTAL				12,338,116.00

ANEXO F: PLANOS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA

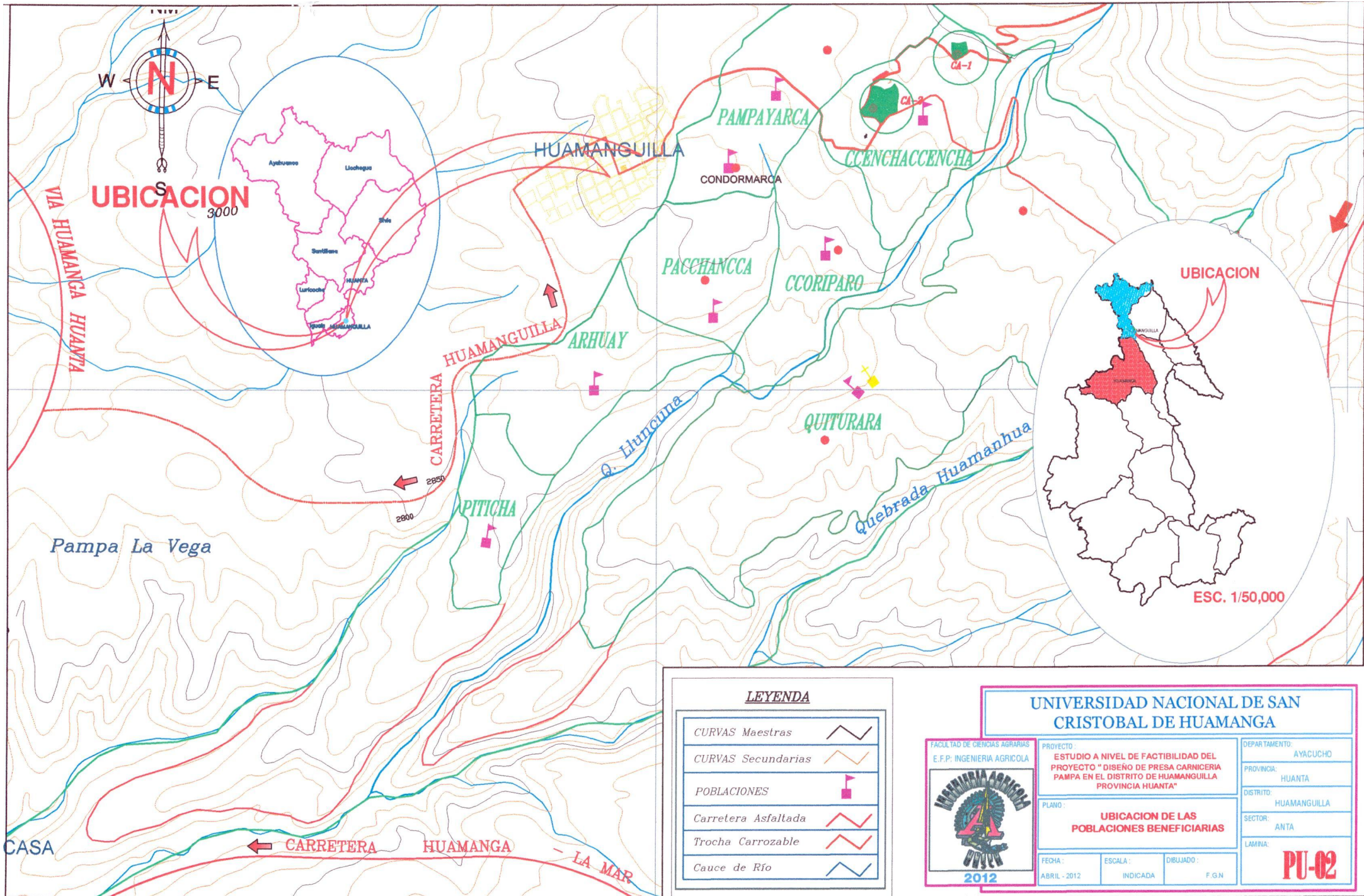
PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"

DEPARTAMENTO: AYACUCHO
PROVINCIA: HUANTA
DISTRITO: HUAMANGUILLA
SECTOR: ANTA
LAMINA: **PU-01**

PLANO: **UBICACION**

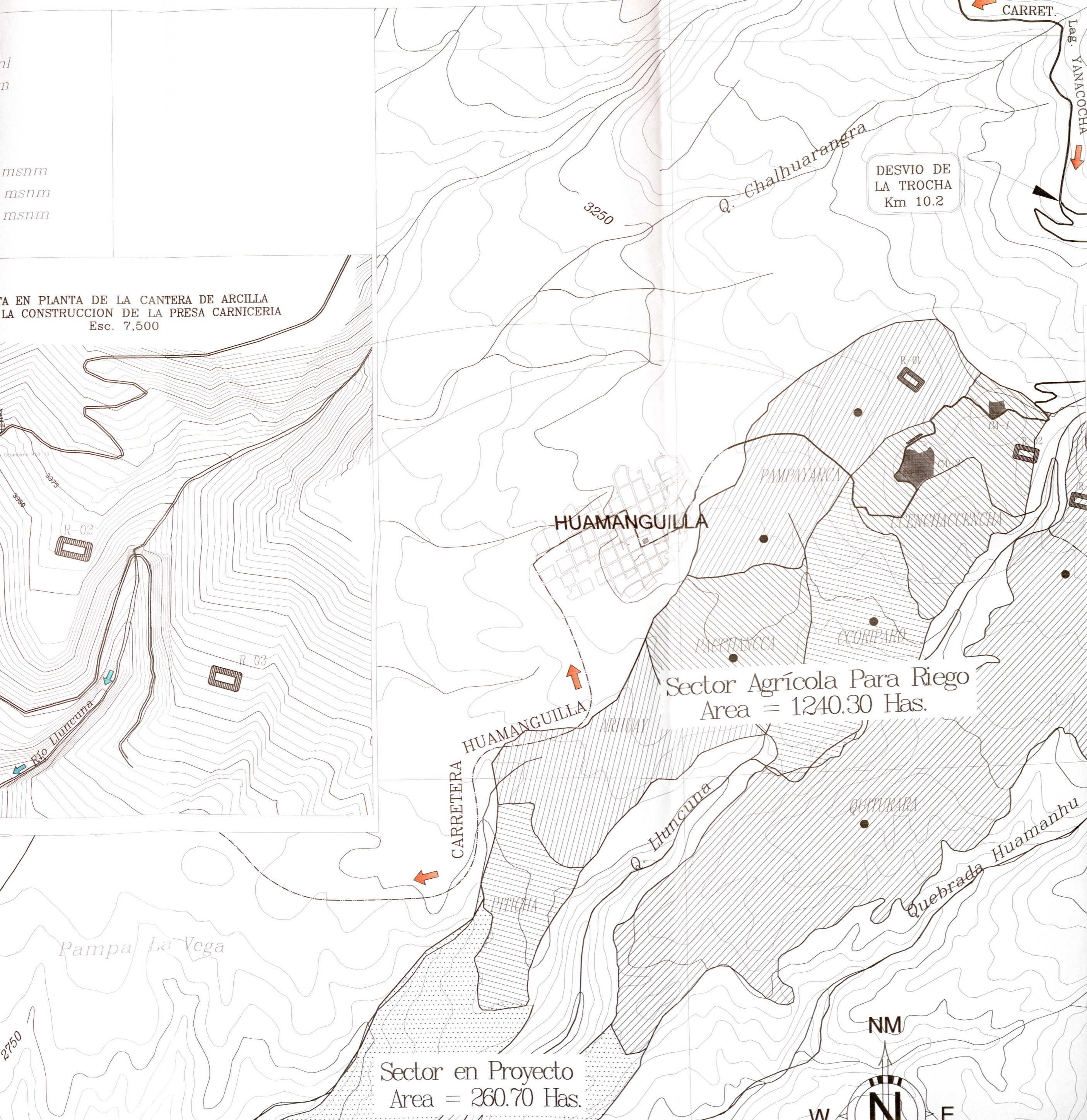
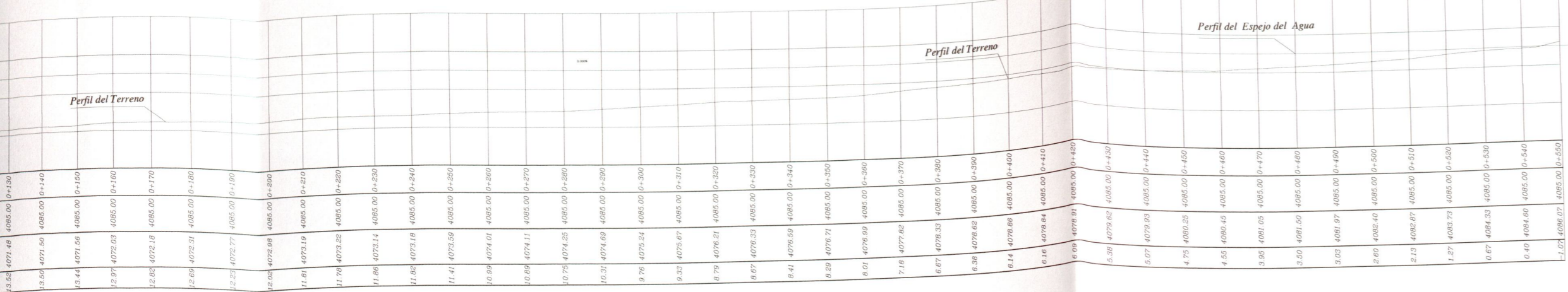
FECHA: OCTUBRE - 2011
ESCALA: INDICADA
DIBUJADO: F.G.N.

2011

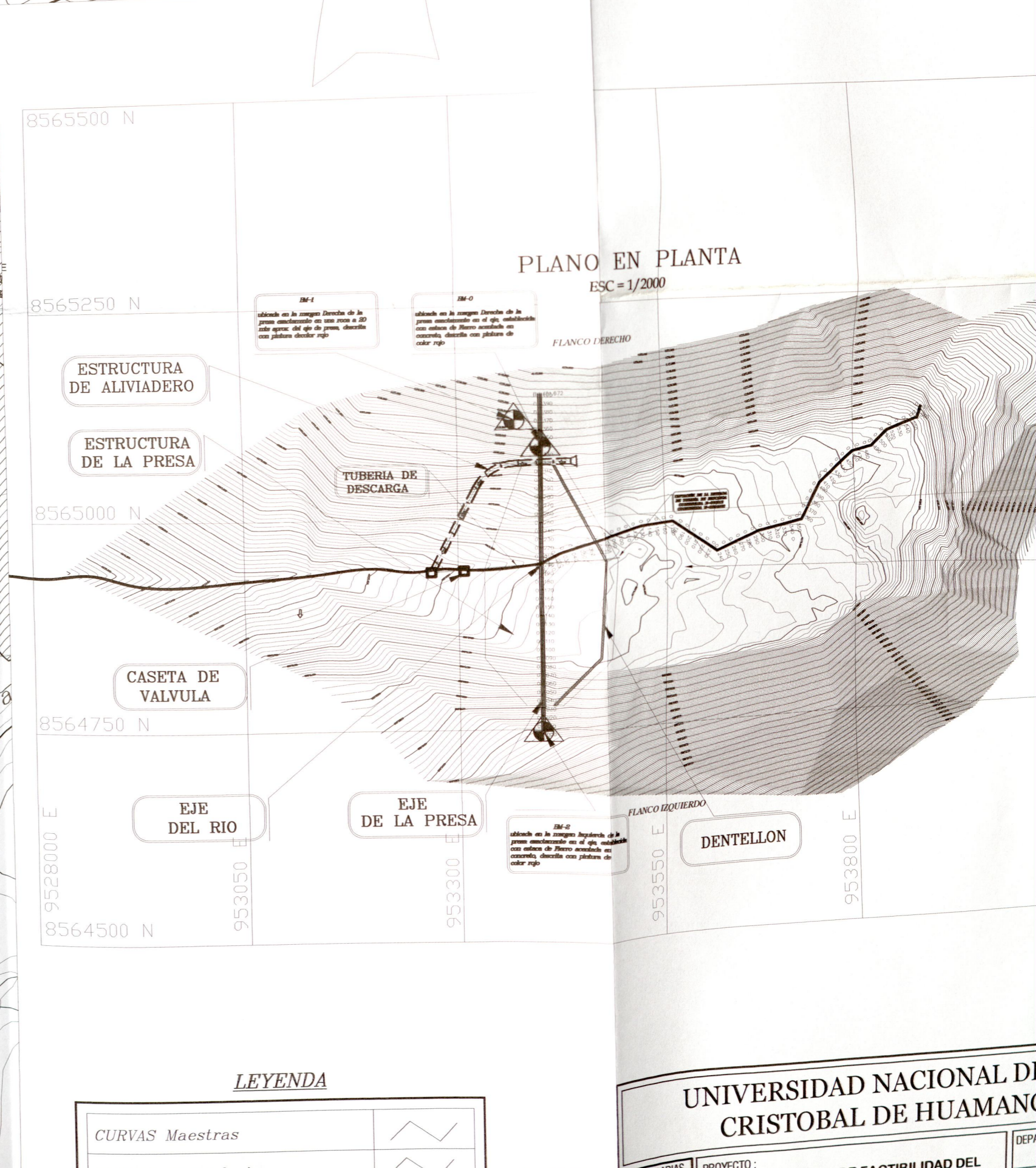
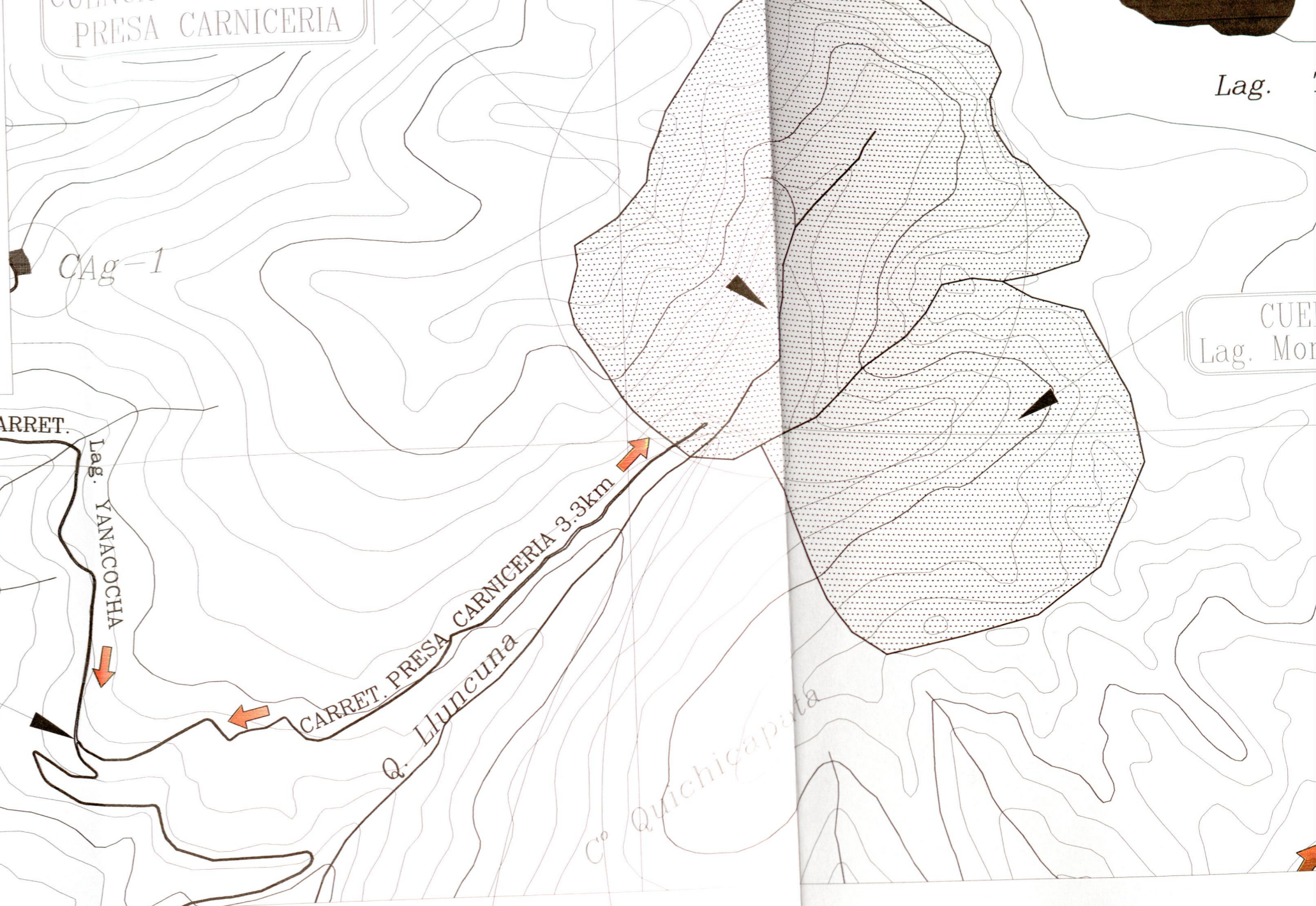


PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA

ESC. HORIZONTAL : 1/1250
ESC. VERTICAL : 1/1250



PLANO EN PLANTA DE LA CANTERA DE ARCILLA
LA CONSTRUCCION DE LA PRESA CARNICERIA
Esc. 7,500



PLANO EN PLANTA
ESC = 1/2000

LEYENDA

CURVAS Maestras	~
CURVAS Secundarias	~

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CRISTOBAL DE HUAMANGUILA

PROYECTO: ... A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL ...

ESC = 1/2000

EM-1

ubicada en la margen Derecha de la presa exactamente en una roca a 20 mts aprox. del eje de presa, descrita con pintura decolor rojo

EM-0

ubicada en la margen Derecha de la presa exactamente en el eje, establecida con estaca de Hierro acentada en concreto, descrita con pintura de color rojo

FLANCO DERECHO

ESTRUCTURA DE LA PRESA

N

N

N

EJE DEL RIO

953050 E

EJE DE LA PRESA

953300 E

FLANCO IZQUIERDO

953550 E

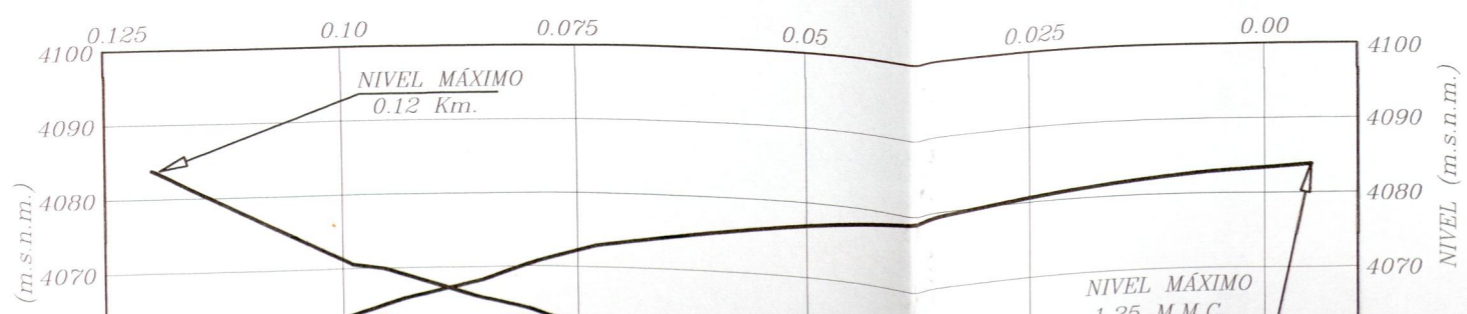
953800 E

954050 E

EM-2

ubicada en la margen Izquierda de la presa exactamente en el eje, establecida con estaca de Hierro acentada en concreto, descrita con pintura de color rojo

CUADRO ÁREA VOLUMEN
AREA (Km²)



LONGITUD CORONA PRESA: 282.890m.
ALTURA CORONAMIENTO: 28.00m.
ALTURA EMBALSE MÁXIMO: 26.00m.

UNIVERSIDAD CRISTOBAL

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA



PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE PROYECTO "DISEÑO DE PAMPA EN EL DISTRITO PROVINCIA

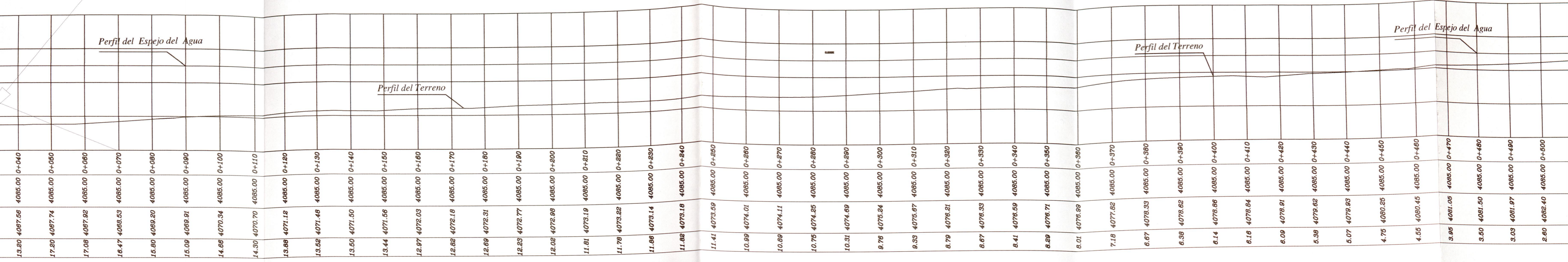
PLANO:

DE COORDENADAS

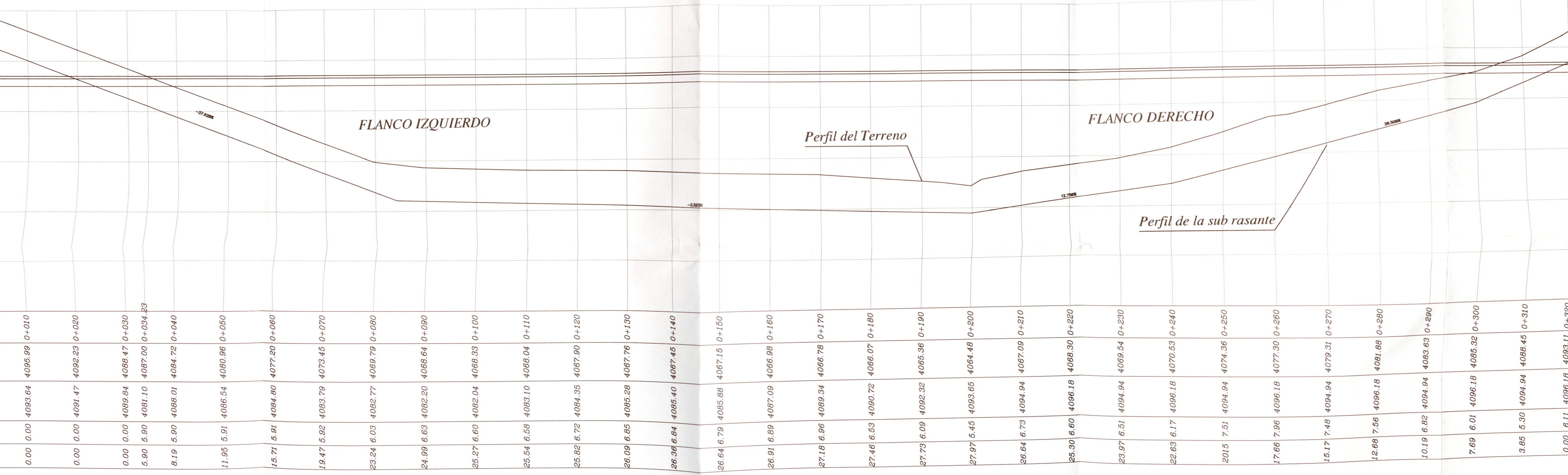
ESTE	COTA	MARCA
595207.768	4101.45	

PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA
 ESC. HORIZONTAL : 1/1250
 ESC. VERTICAL : 1/1250

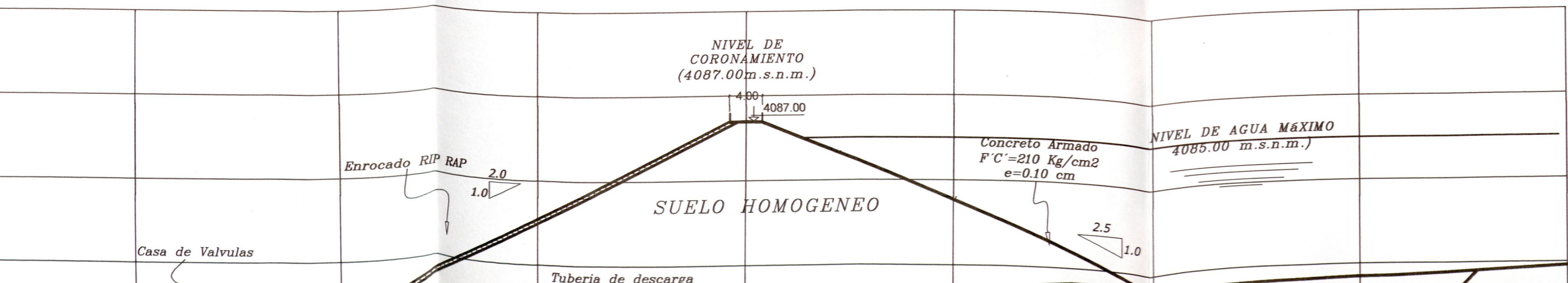
Estructura de la Presa



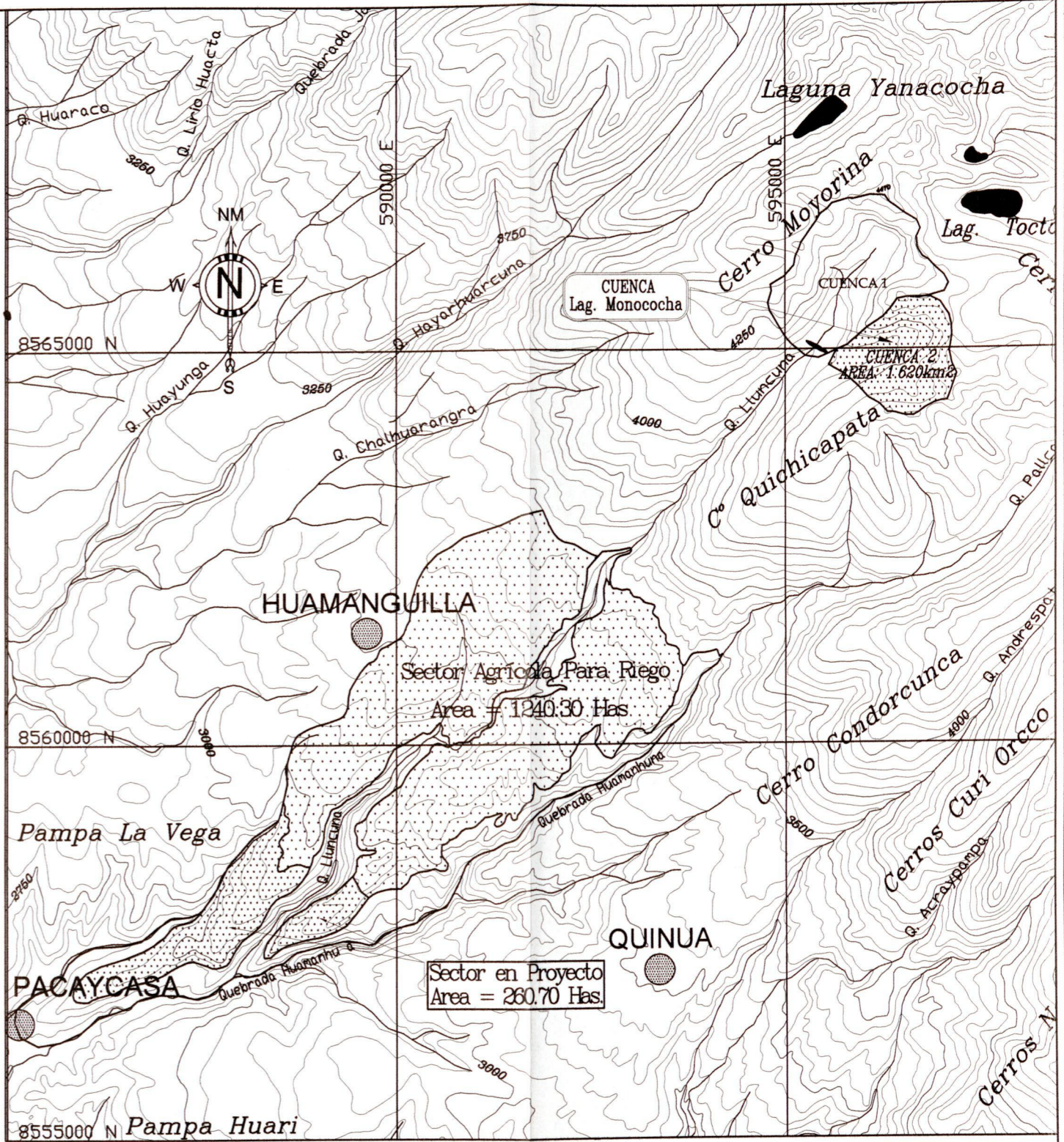
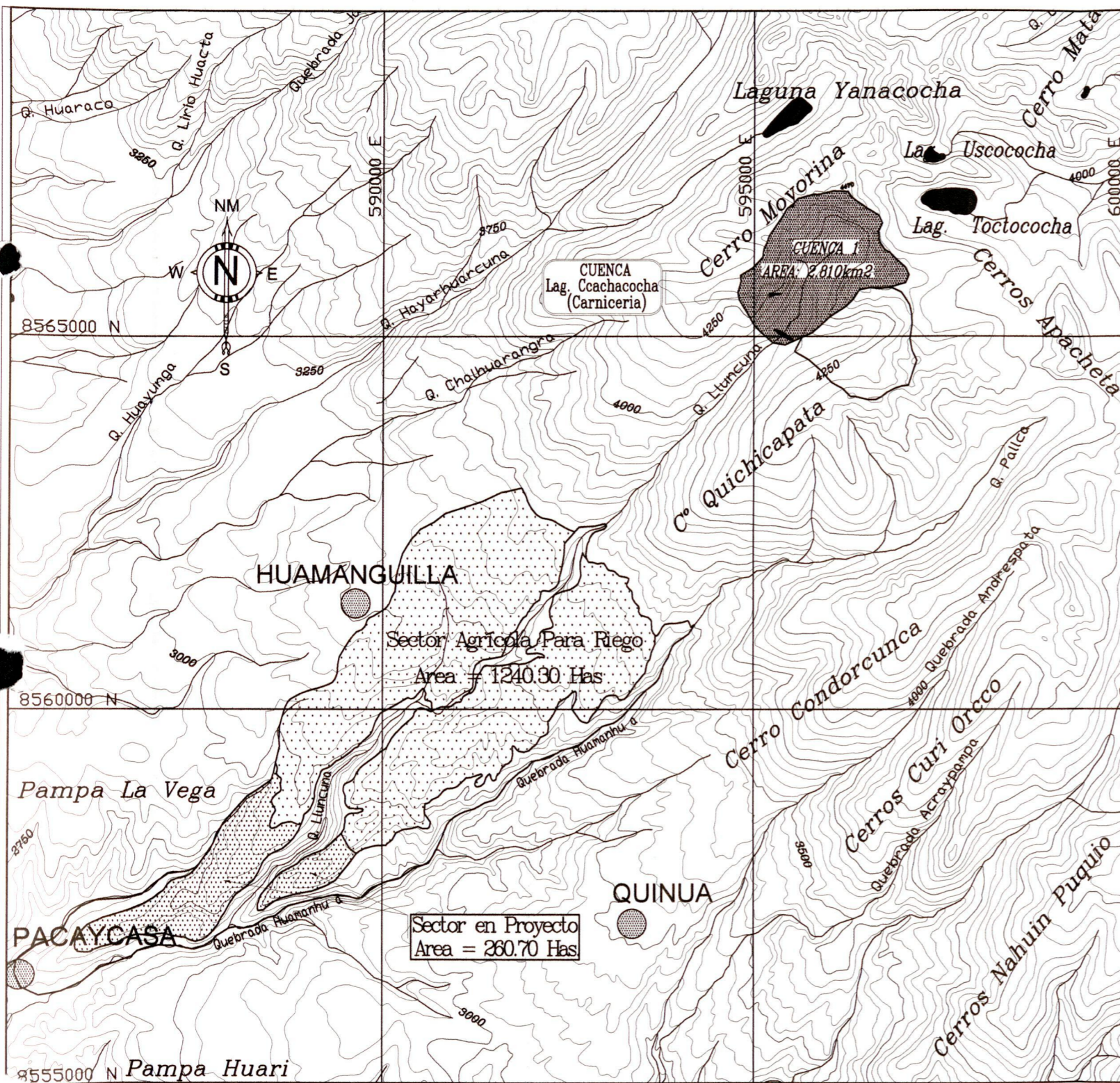
PERFIL TRANSVERSAL DE LA PRESA
 ESC. HORIZONTAL : 1/500
 ESC. VERTICAL : 1/500



SECCION TRANSVERSAL DEL CUERPO DE LA PRESA
 ESCALA 1/500



UNIVERSIDAD M
 CRISTOBAL I
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 E.F.D. INGENIERIA AGRICOLA
 PROYECTO :
 ESTUDIO A NIVEL DE FAC



LEYENDA

CURVAS Maestras		Vía de Acceso (Carretera)	
CURVAS Secundarias		Estructura de la Presa	
Cuenca Hidrográfica		Rios	
Sector de Riego		Sector de en proyecto	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

 2012	FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUANTA DISTRITO: HUAMANGUILLA
	HIDROLOGICO		SECTOR: ANTA LAMINA: PH-01
FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DIBUJADO: F.G.N	

8566500 N

5955000 E

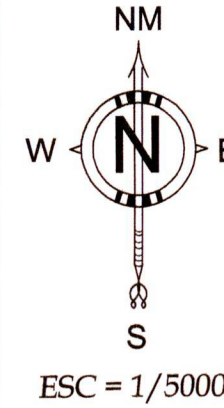
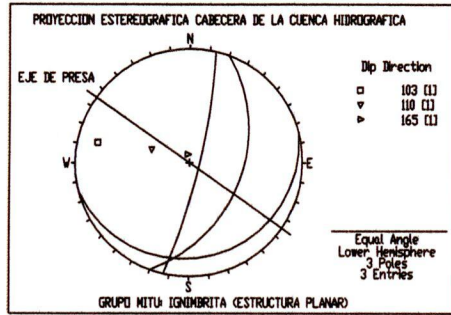
5955000 E

5965000 E

8566000 N

CUADRO DE COORDENADAS

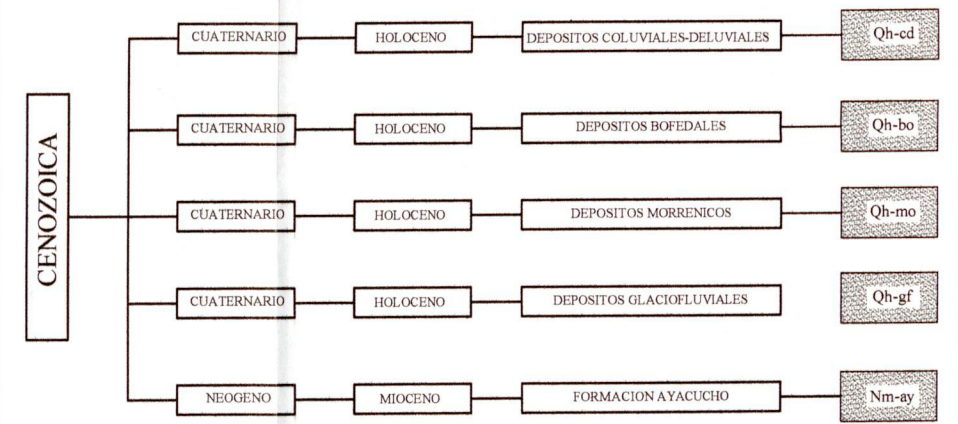
PUNTO	NORTE	ESTE	COTA	MARCA
BM 0	8565131.791	595207.768	4101.45	
BM 1	8564741.851	595299.658	4115.00	
BM 2	8564741.854	595961.695	4101.48	



LEYENDA

CURVAS Maestras (a 5m)	
CURVAS Secundarias (a 1m)	
Vertice de Triangulación Ubicación de BMs	
Vía de Acceso (Carretera)	
Estructura de la Presa	
Calicatas	
Bocatoma	
Canal de Derivación	
Cauce de Río	

LEYENDA GEOLOGICA



LONGITUD CORONA PRESA: 282.89m.
 ALTURA CORONAMIENTO: 28.00m.
 ALTURA EMBALSE MÁXIMO: 26.00 m.
 NIVEL DE PRESA: 4087.00msnm
 NIVEL DE EMBALSE MÁXIMO: 4085.00msnm

CAUCE RÍO CARNICERIA

Barilla de Fierro Cimentada en Hito de Concreto

Barilla de Fierro Cimentada en Hito de Concreto

Barilla de Fierro Cimentada en Hito de Concreto

CALICATAS EJE DE PRESA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

	FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA "PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO	
		PLANO: GEOLOGICO LOCAL (PRESA CARNICERIA)	PROVINCIA: HUANTA	
		FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DISTRITO: HUAMANGUILLA
		DIBUJADO: F.G.N.	SECTOR: ANTA	LAMINA: GL-01

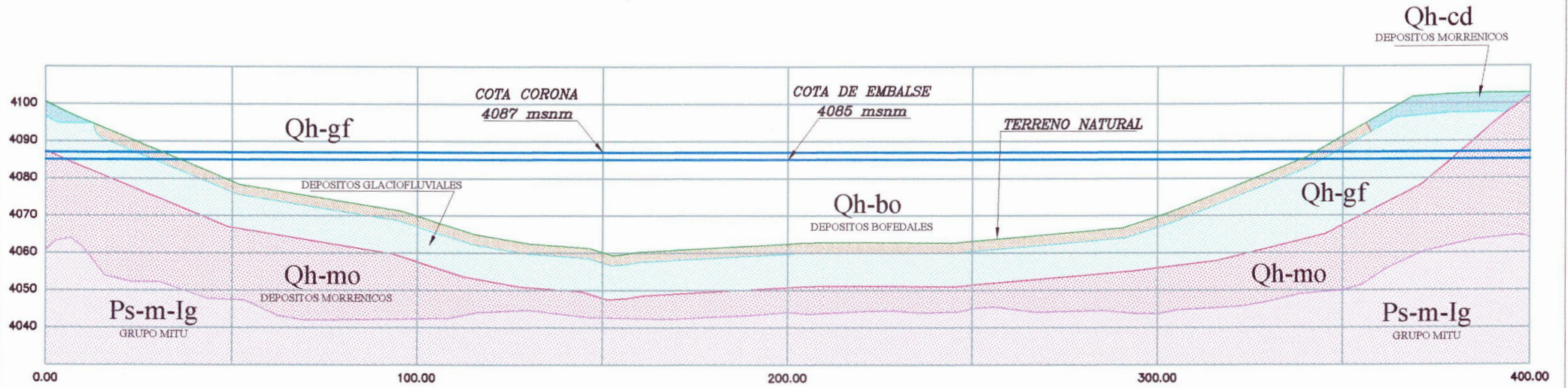
8565500 N

8565500 N

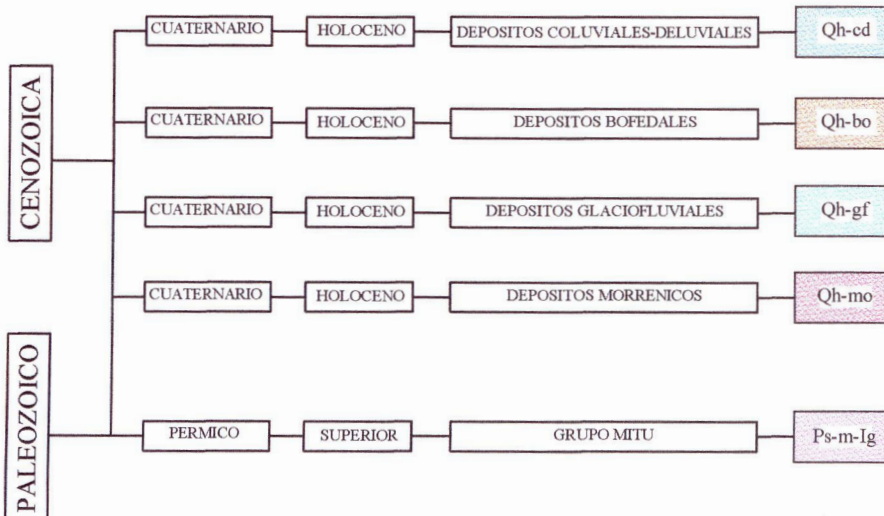
8565000 N

BM D

SECCIÓN GEOLÓGICA DEL EJE PRESA



LEYENDA LITOESTRATIGRÁFICA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA



2012

PROYECTO:
ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"

PLANO:
SECCION GEOLOGICA (EJE DE PRESA)

FECHA:
ABRIL - 2012

ESCALA:
INDICADA

DIBUJADO:
F.G.N

DEPARTAMENTO:
AYACUCHO

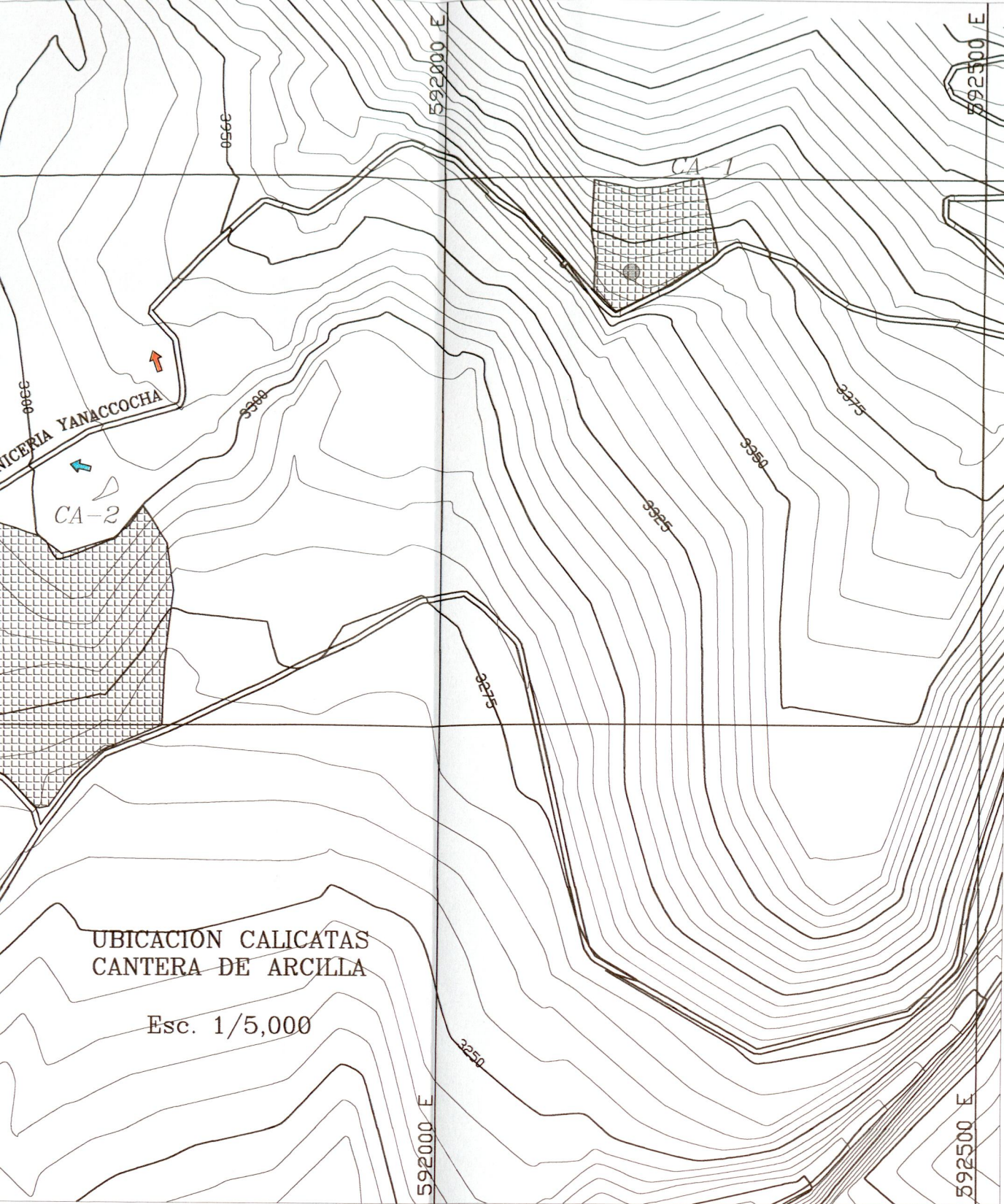
PROVINCIA:
HUANTA

DISTRITO:
HUAMANGUILLA

SECTOR:
ANTA

LAMINA:

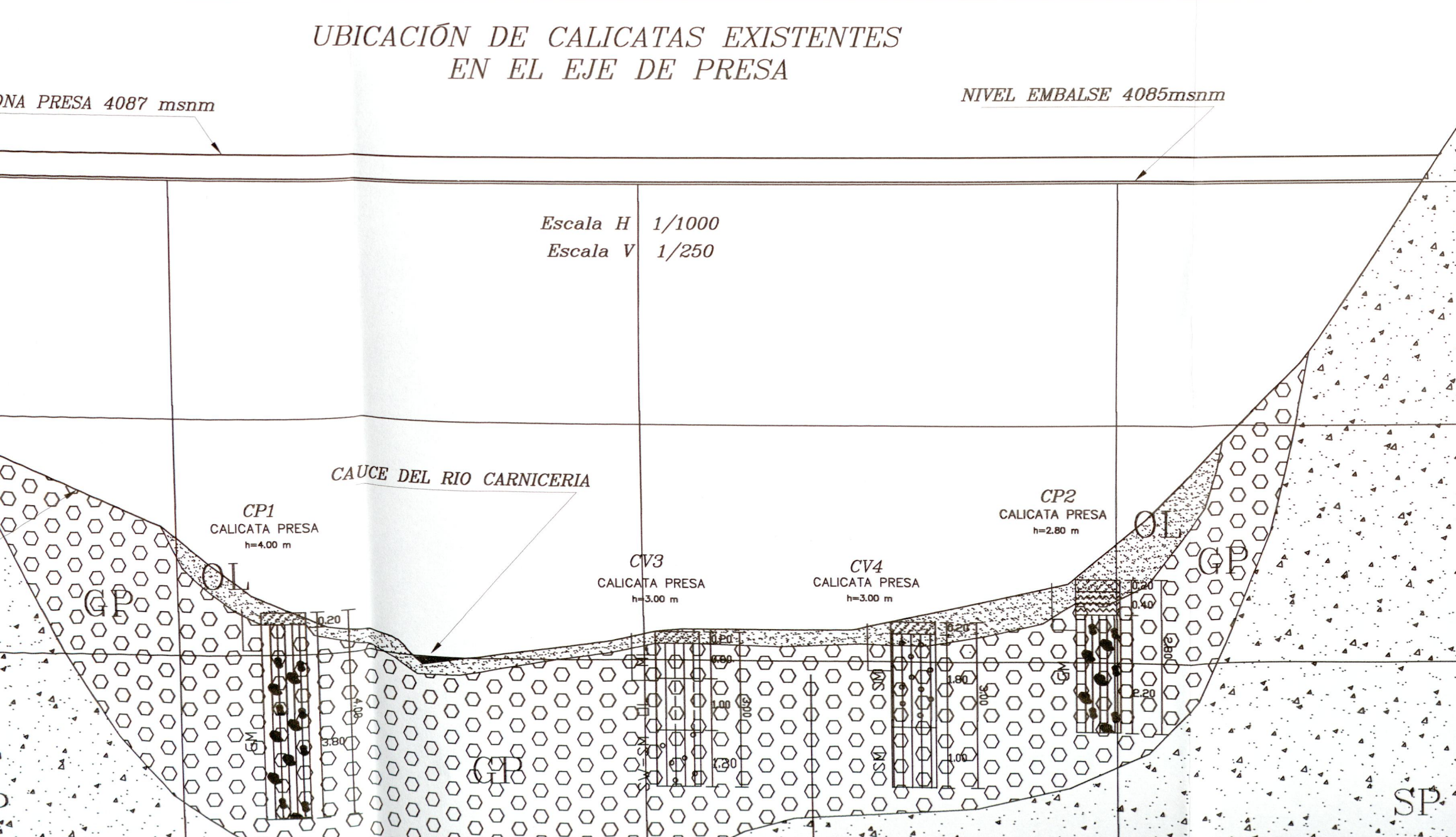
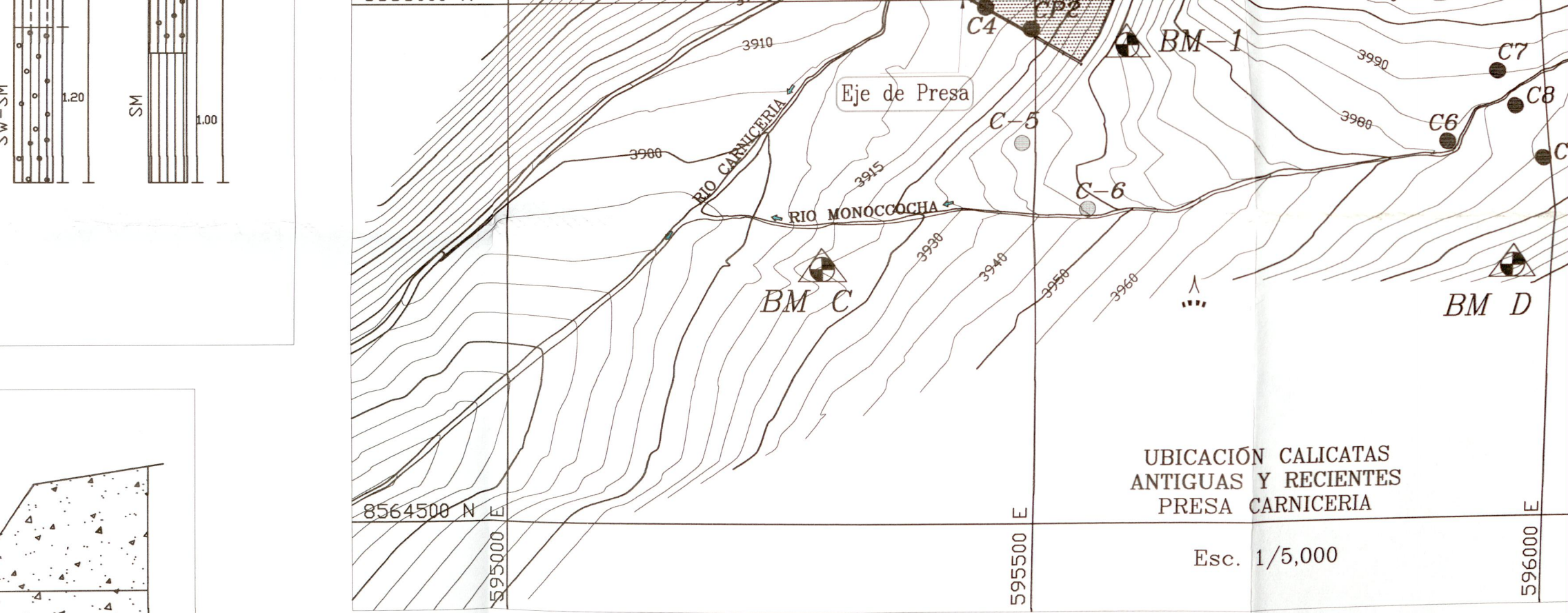
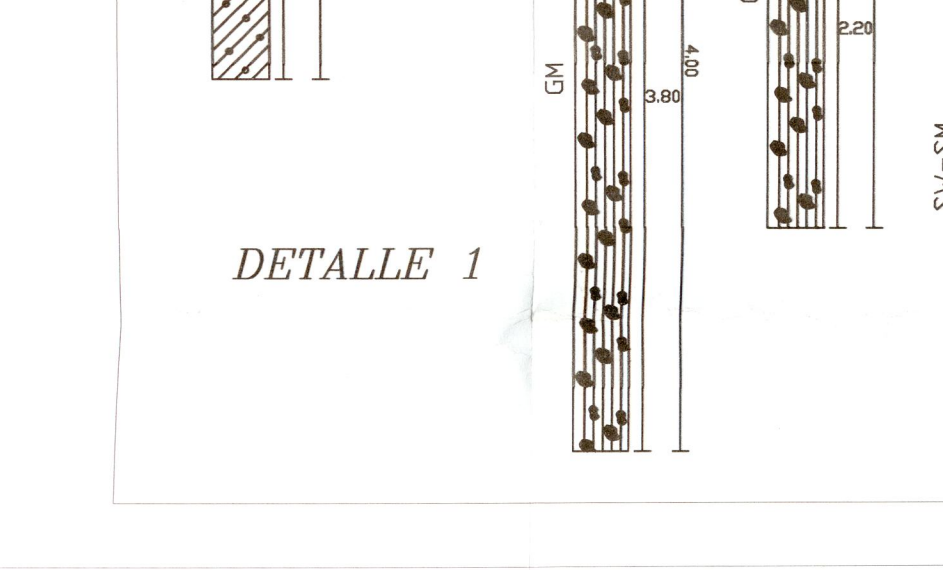
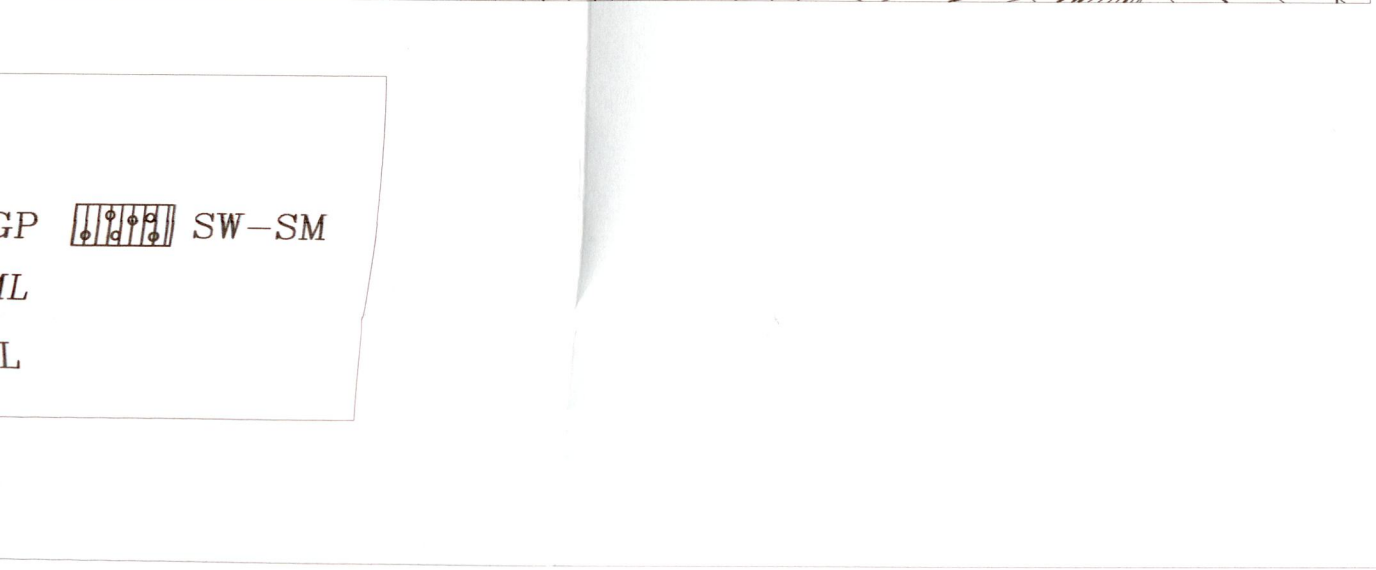
GL-02



ENSAYOS	UNIDADES	CANTERAS				ENSAYOS	UNIDADES	PRESA				VASO			
		CA-01	CA-01	CA-02	CAG-01			CP-01	CP-02	CV-03	CV-03	CV-03	CV-04	CV-04	CV-04
Clasificación	SUCS	GM	SC	SC	GP-GM	Clasificación	SUCS	GM	GM	ML	OL	SW-SM	SM	SM	ML
Profundidad	m	0.20-1.00	1.00-1.80	0.20-1.50	TALUD	Profundidad	m	0.20-4.00	0.20-2.80	0.20-0.80	0.80-1.80	1.80-3.00	0.20-1.00	1.00-2.00	2.00-3.00
Humedad Natural	%	22.23	22.23	24.52	21.71	Humedad Natural	%	20.99	22.56	25.16	16.90	59.10	78.91	78.91	78.91
Densidad Relativa	gr/cm3	0	1.3	1.02	1.05	Densidad Relativa	gr/cm3	0.93	0.71	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.98
Límite líquido	%	69.23	41.21	47.89	22.5	Límite líquido	%	16.27	14.82	25.96	47.89	3.75	38.31	35.16	33.94
Límite Plástico	%	35.57	21.72	17.56	N.P.	Límite Plástico	%	14.53	NP	NP	35.39	NP	NP	NP	NP
Índice Plástico	%	33.66	19.49	30.33	N.P.	Índice Plástico	%	1.74	NP	NP	12.50	NP	NP	NP	NP
P.e Partículas Gruesas	gr/cm3	2.55	2.39	NP	2.65	P.e Partículas Gruesas	gr/cm3	2.58	2.30	NP	NP	2.47	NP	NP	NP
P.e Partículas Finas	gr/cm3	2.44	2.38	2.34	2.53	P.e Partículas Finas	gr/cm3	2.58	2.49	1.97	1.93	1.96	1.95	2.01	1.98
Absorción	%	3.48	5.52	NP	1.2	Absorción	%	1.20	8.37	NP	NP	1.58	NP	NP	NP
Peso Unitario Seco	gr/cm3		1.64			Angulo Rozam. Interno	o	33.30							
Angulo Rozam. Interno	o		31.4			Cohesion Efectiva	Kg/cm3	0.00							
Cohesion Efectiva	Kg/cm3		0			Factor de tiempo para U-50%	T	0.20							
Factor de tiempo para U-50%	T		0.197			Modulo de Compresibilidad	Cc.	0.09							
Modulo de Compresibilidad	Cc.		0.253			Porosidad Part. Finas	%	37.00	35.00	40.00	42.00	38.00	40.00	41.00	39.00
Abrasión	%				36.1	Porosidad Part. Gruesa	%	3.16	3.59	NP	NP	3.95	NP	NP	NP
Sales Solubles	%				0.074	Maxima Densidad seca	gr/cm3	2.23	2.17						
Equivalente de Arena	%				65	Opt. Cont. De humedad	%	9.20	7.40						
Ph					7.1	Retenido malla # 4	%	11.08	12.36			5.62			
Sales Totales					141.8	Retenido malla # 20	%	6.42	6.75	2.49	8.88	26.25	13.99	19.47	3.77
Cloruros					59.12	Retenido malla #200	%	3.73	1.30	3.21	5.17	2.96	8.58	2.03	7.62
Sulfatos					63.7	Grava	%	NP	43.48			6.25			
Porosidad Part. Gruesas	%	9.37	14.27	NP	3.25	Arena	%	33.23	43.12	13.99	46.01	85.37	78.17	77.89	37.65
Porosidad Part. Finas	%	50	52	55	36	Finos	%	19.70	13.40	86.01	53.99	8.38	21.83	22.11	62.35
Retenido malla # 4	%	17.23	19.32	16.42	15.97										
Retenido malla # 20	%	0.89	7.93	11.72	2.9										
Retenido malla #200	%	0.92	3.59	1.93	0.91										
Grava	%	71.06	33.29	NP	80.19										
Arena	%	7.21	37.27	50.43	13.92										
Finos	%	21.73	29.45	49.57	5.89										

ENSAYOS	UNIDADES	CANTERAS				ENSAYOS	UNIDADES	PRESA				VASO			
		CA-01	CA-01	CA-02	CAG-01			CP-01	CP-02	CV-03	CV-03	CV-03	CV-04	CV-04	CV-04
Clasificación	SUCS	GM	SC	SC	GP-GM	Clasificación	SUCS	GM	GM	ML	OL	SW-SM	SM	SM	ML
Profundidad	m	0.20-1.00	1.00-1.80	0.20-1.50	TALUD	Profundidad	m	0.20-4.00	0.20-2.80	0.20-0.80	0.80-1.80	1.80-3.00	0.20-1.00	1.00-2.00	2.00-3.00
Humedad Natural	%	22.23	22.23	24.52	21.71	Humedad Natural	%	20.99	22.56	25.16	16.90	59.10	78.91	78.91	78.91
Densidad Relativa	gr/cm3	0	1.3	1.02	1.05	Densidad Relativa	gr/cm3	0.93	0.71	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.98
Límite líquido	%	69.23	41.21	47.89	22.5	Límite líquido	%	16.27	14.82	25.96	47.89	3.75	38.31	35.16	33.94
Límite Plástico	%	35.57	21.72	17.56	N.P.	Límite Plástico	%	14.53	NP	NP	35.39	NP	NP	NP	NP
Índice Plástico	%	33.66	19.49	30.33	N.P.	Índice Plástico	%	1.74	NP	NP	12.50	NP	NP	NP	NP
P.e Partículas Gruesas	gr/cm3	2.55	2.39	NP	2.65	P.e Partículas Gruesas	gr/cm3	2.58	2.30	NP	NP	2.47	NP	NP	NP
P.e Partículas Finas	gr/cm3	2.44	2.38	2.34	2.53	P.e Partículas Finas	gr/cm3	2.58	2.49	1.97	1.93	1.96	1.95	2.01	1.98
Absorción	%	3.48	5.52	NP	1.2	Absorción	%	1.20	8.37	NP	NP	1.58	NP	NP	NP
Peso Unitario Seco	gr/cm3		1.64			Angulo Rozam. Interno	o	33.30							
Angulo Rozam. Interno	o		31.4			Cohesion Efectiva	Kg/cm3	0.00							
Cohesion Efectiva	Kg/cm3		0			Factor de tiempo para U-50%	T	0.20							
Factor de tiempo para U-50%	T		0.197			Modulo de Compresibilidad	Cc.	0.09							
Modulo de Compresibilidad	Cc.		0.253			Porosidad Part. Finas	%	37.00	35.00	40.00	42.00	38.00	40.00	41.00	39.00
Abrasión	%				36.1	Porosidad Part. Gruesa	%	3.16	3.59	NP	NP	3.95	NP	NP	NP
Sales Solubles	%				0.074	Maxima Densidad seca	gr/cm3	2.23	2.17						
Equivalente de Arena	%				65	Opt. Cont. De humedad	%	9.20	7.40						
Ph					7.1	Retenido malla # 4	%	11.08	12.36			5.62			
Sales Totales					141.8	Retenido malla # 20	%	6.42	6.75	2.49	8.88	26.25	13.99	19.47	3.77
Cloruros					59.12	Retenido malla #200	%	3.73	1.30	3.21	5.17	2.96	8.58	2.03	7.62
Sulfatos					63.7	Grava	%	NP	43.48			6.25			
Porosidad Part. Gruesas	%	9.37	14.27	NP	3.25	Arena	%	33.23	43.12	13.99	46.01	85.37	78.17	77.89	37.65
Porosidad Part. Finas	%	50	52	55	36	Finos	%	19.70	13.40	86.01	53.99	8.38	21.83	22.11	62.35
Retenido malla # 4	%	17.23	19.32	16.42	15.97										
Retenido malla # 20	%	0.89	7.93	11.72	2.9										
Retenido malla #200	%	0.92	3.59	1.93	0.91										
Grava	%	71.06	33.29	NP	80.19										
Arena	%	7.21	37.27	50.43	13.92										
Finos	%	21.73	29.45	49.57	5.89										

ENSAYOS	UNIDADES	BOCATOMA	ENSAYOS
Clasificación	SUCS	0.20-1.50	22.13
Profundidad	m		1.46
Humedad Natural	%		18.70
Densidad Relativa	gr/cm3		NP
Límite líquido	%		NP
Límite Plástico	%		2.55
Índice Plástico	%		2.57
P.e Partículas Gruesas	gr/cm3		1.13
P.e Partículas Finas	gr/cm3		2.97
Absorción	%		40.00
Peso Unitario Seco	gr/cm3		2.23
Porosidad Part. Gruesas	%		9.20
Porosidad Part. Finas	%		13.15
Retenido malla # 4	%		6.06
Retenido malla # 20	%		2.29
Retenido malla #200	%		49.94
Grava	%		41.90
Arena	%		8.16



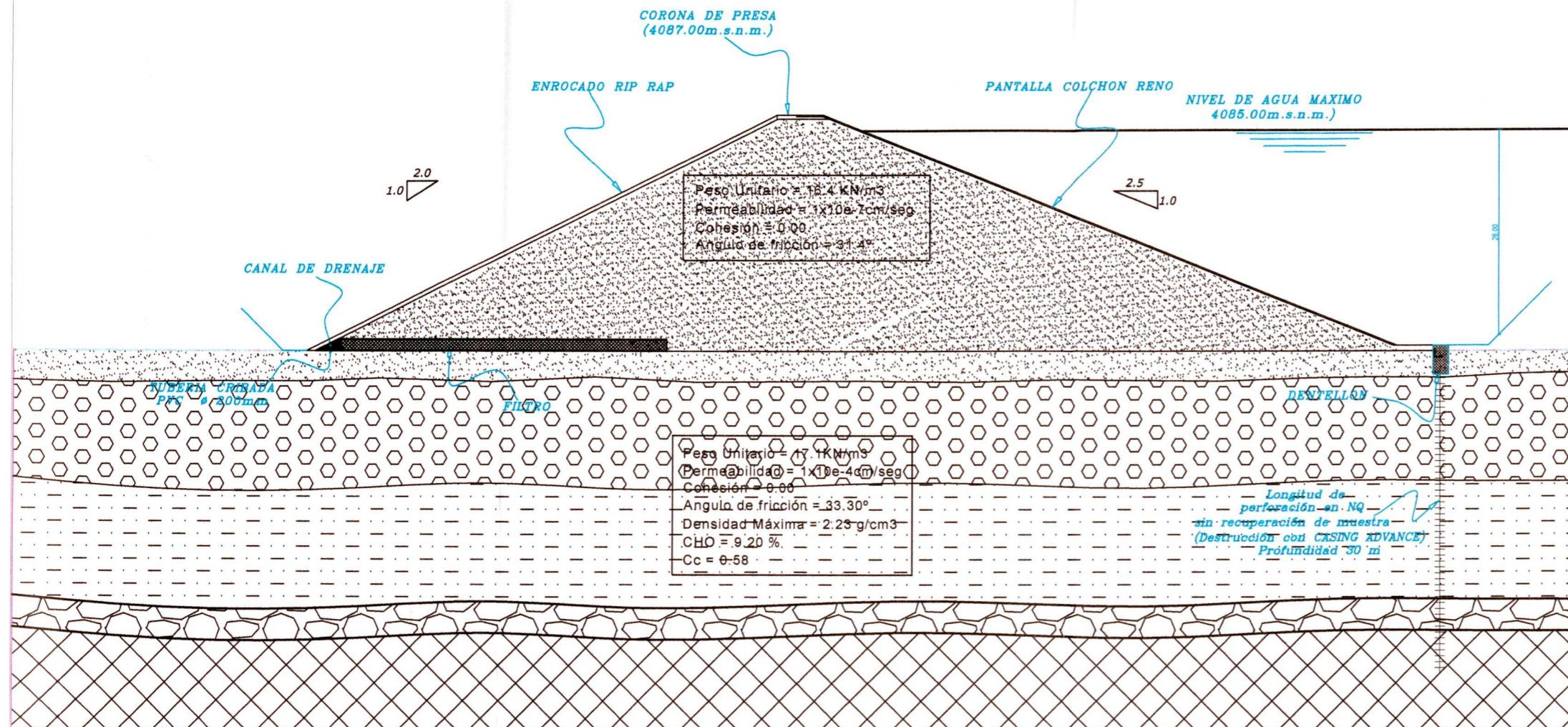
DESCRIPCIÓN DE LAS CALICATAS

- GM Material compacto, color cafe oscuro, presenta abundante grava, material ligante
- SC Material compacto, color cafe, presenta poca grava, material ligante
- PT Turba.
- GP-GM Material color plomo, contiene grava, material limoso en estado semi-compacto, no plástico
- GW-GM Material con abundante grava, material que no contiene plasticidad
- GW color cafe oscuro con material fino no plástico
- GP Material color negro co regular cantidad de grava

UNIVERSIDAD NACIONAL CRISTOBAL COLÓN

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS PROYECTO: ...

SECCION TRANSVERSAL DE LA PRESA ESCALA 1/500

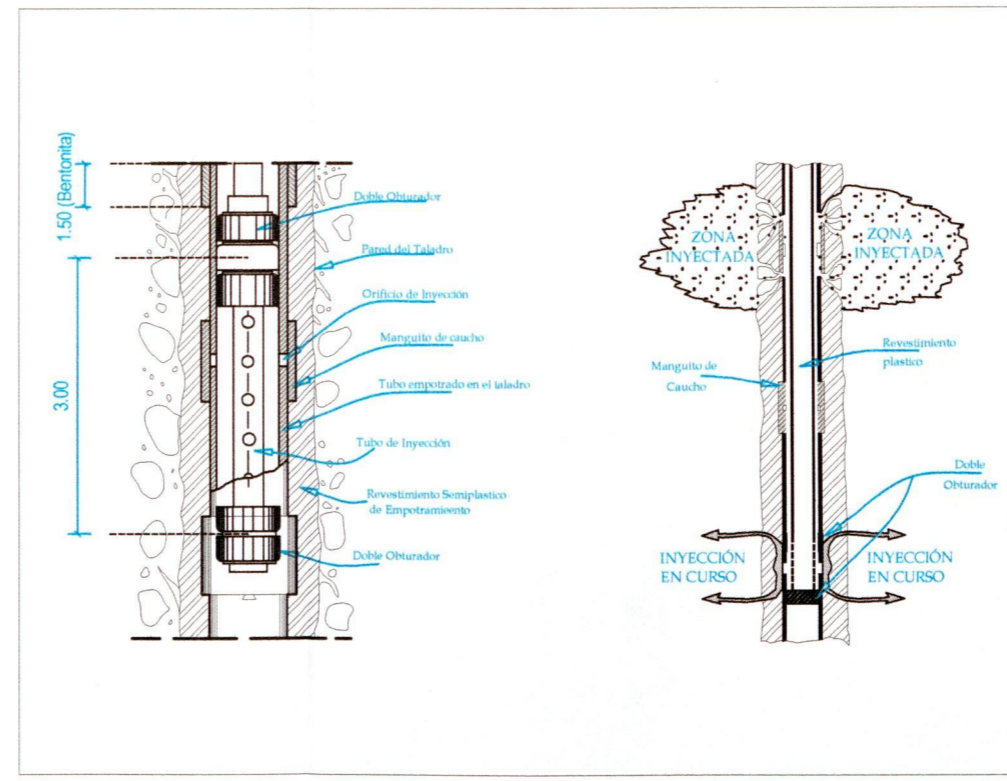


Datos de PRESA	
Volumen anual de agua disponible	0.50 MMC
Volumen util del embalse	1.250 MMC
Caudal max. de avenidas	18.6 m³/s
Periodo de retorno	50 años
Ancho	136.0 m
Tirante normal	0.1732 m
Seccion rectangular	
Altura muro de canal	0.70 m
Caudal max. de descarga diario	260 lt/s

LEYENDA	
	PERMEABILIDAD K=10 ⁻²
	PERMEABILIDAD K=10 ⁻³
	PERMEABILIDAD K=10 ⁻⁶
	ROCA (Grava)
	ROCA VOLCÁNICA IGNIMBRITA

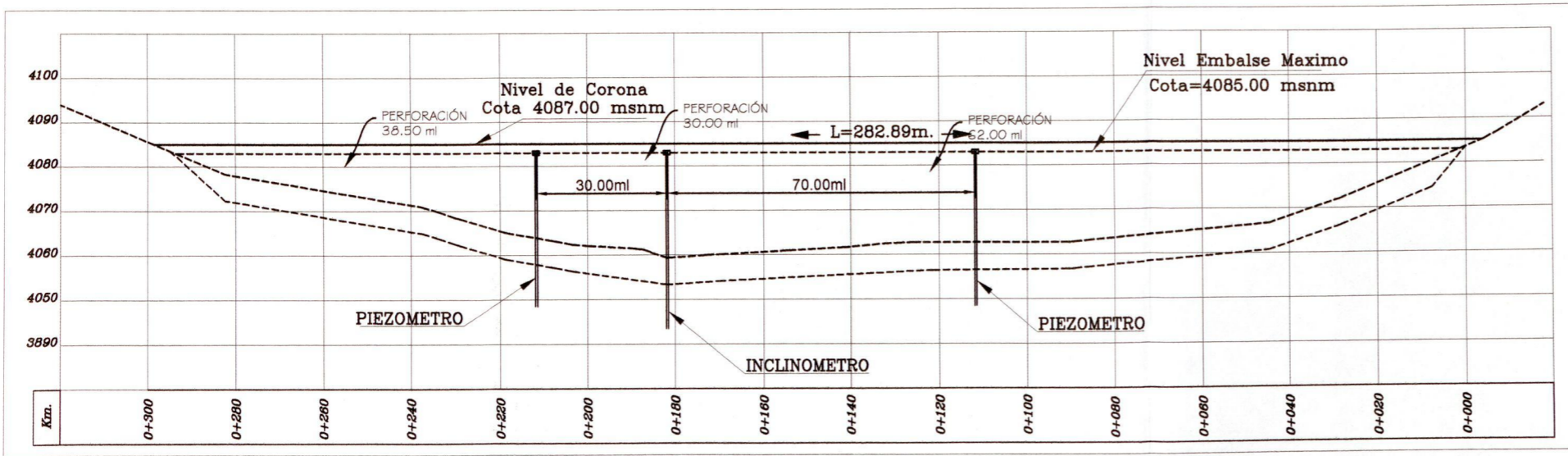
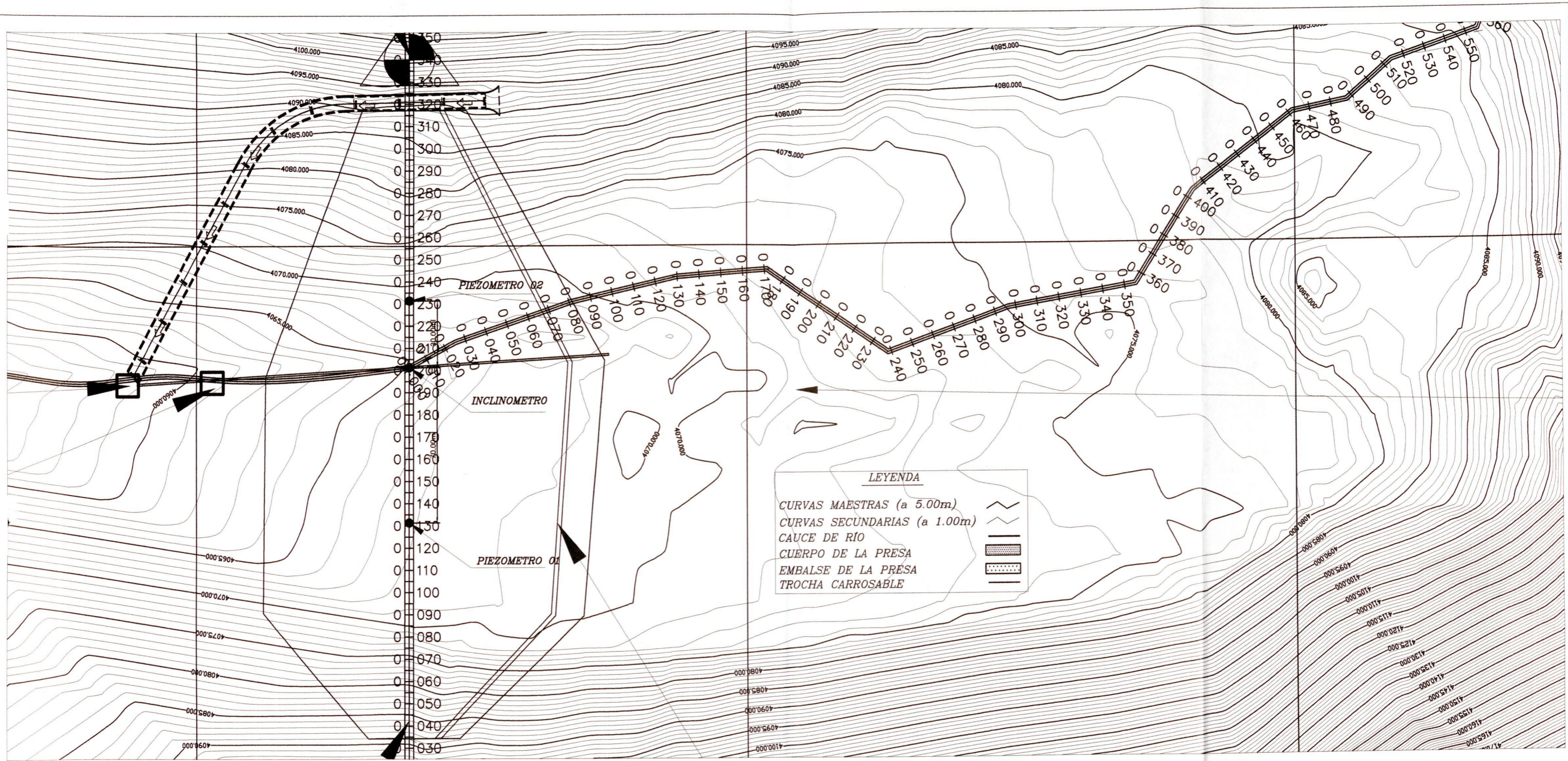
CUADRO RESUMEN

ENSAYOS	UNIDADES	PRESA			VASO				
		CP-01	CP-02	CV-03	CV-03	CV-03	CV-04	CV-04	CV-04
Clasificación	SUCS	GM	GM	ML	OL	SW-SM	SM	SM	ML
Profundidad	m	0.20-4.00	0.20-2.80	0.20-0.80	0.80-1.80	1.80-3.00	0.20-1.00	1.00-2.00	2.00-3.00
Humedad Natural	%	20.99	22.56	25.16	16.90	59.10	78.91	78.91	78.91
Densidad Relativa	gr/cm³	0.93	0.71	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.98
Límite líquido	%	16.27	14.82	25.96	47.89	3.75	38.31	35.16	33.94
Límite Plástico	%	14.53	NP	NP	35.39	NP	NP	NP	NP
Índice Plástico	%	1.74	NP	NP	12.50	NP	NP	NP	NP
P.e Partículas Gruesas	gr/cm³	2.58	2.30	NP	NP	2.47	NP	NP	NP
P.e Partículas Finas	gr/cm³	2.58	2.49	1.97	1.93	1.96	1.95	2.01	1.98
Absorción	%	1.20	8.37	NP	NP	1.58	NP	NP	NP
Angulo Rozam. Interno	o	33.30							
Cohesion Efectiva	Kg/cm³	0.00							
Factor de tiempo para U- 50%	T	0.20							
Modulo de Compresibilidad	Cc	0.09							
Porosidad Part. Finas	%	37.00	35.00	40.00	42.00	38.00	40.00	41.00	39.00
Porosidad Part. Gruesa	%	3.16	3.59	NP	NP	3.95	NP	NP	NP
Maxima Densidad seca	gr/cm³	2.23	2.17						
Opt. Cont. De humedad	%	9.20	7.40						
Retenido malla # 4	%	11.08	12.36			5.62			
Retenido malla # 20	%	6.42	6.75	2.49	8.88	26.25	13.99	19.47	3.77
Retenido malla #200	%	3.73	1.30	3.21	5.17	2.96	8.58	2.03	7.62
Grava	%	NP	43.48			6.25			
Arena	%	33.23	43.12	13.99	46.01	85.37	78.17	77.89	37.65
Finos	%	19.70	13.40	86.01	53.99	8.38	21.83	22.11	62.35



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

<p>FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA</p>	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO
	PLANO: SECCION GEOTECNICA	PROVINCIA: HUANTA
FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DIBUJADO: F.G.N.
		SGP-01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

	FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUANTA DISTRITO: HUAMANGUILLA
	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUANTA DISTRITO: HUAMANGUILLA
PLANO: INTRUMENTACION DECONTROL PIEZOMETRICO E INCLINOMETRO		SECTOR: ANTA LAMINA: IC-01
FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DIBUJADO: F.G.N

PERMEABILIDAD PERFORACIONES
EN EL EJE DE PRESA

CORONA PRESA 4087.00 msnm

NIVEL EMBALSE 4085.00msnm

Escala H 1/1,250

Escala V 1/250

TERRENO NATURAL

CAUCE DEL RIO CARNICERIA

PZ-02
h=30.0 m

$K=10^{-7}$

PZ-01
h=30.0 m

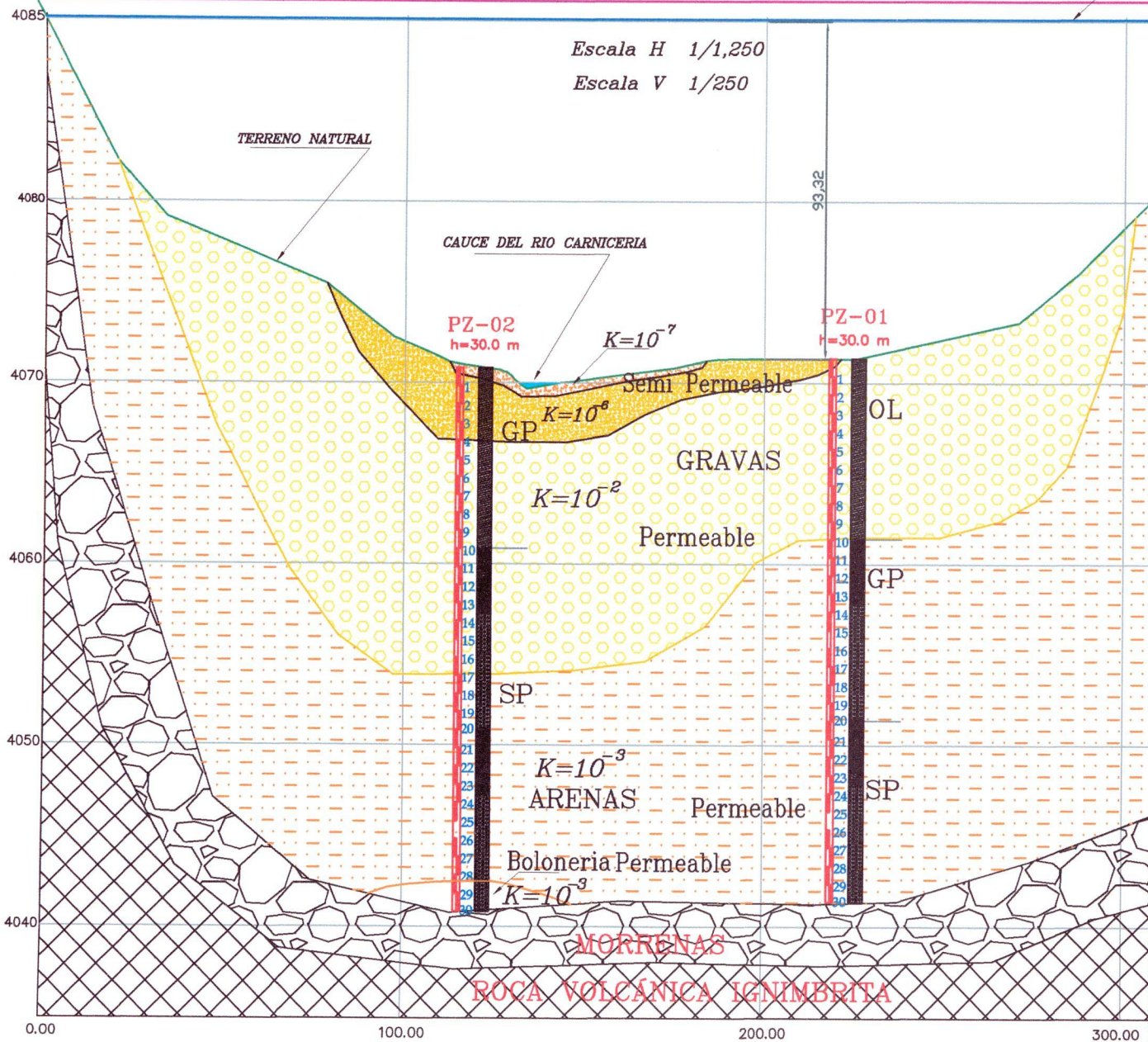
Semi Permeable
 $K=10^{-6}$
GRAVAS
 $K=10^{-2}$
Permeable

$K=10^{-3}$
ARENAS
Permeable
Boloneria Permeable
 $K=10^{-3}$

MORRENAS

ROCA VOLCÁNICA IGNIMBRITA

93.32



LEYENDA

- PERMEABILIDAD $K=10^{-8}$
- PERMEABILIDAD $K=10^{-9}$
- PERMEABILIDAD $K=10^{-6}$
- PERMEABILIDAD $K=10^{-7}$
- ROCA (Grava)
- ROCA VOLCÁNICA IGNIMBRITA

SIMBOLOGÍA

- CORONA DE PRESA
- EMBALSE DE PRESA
- TERRENO NATURAL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN
CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA



2012

PROYECTO:
ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL
PROYECTO " DISEÑO DE PRESA CARNICERIA
PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA
PROVINCIA HUANTA"

PLANO:
**PERMIABILIDAD PERFORACION
EJE DE PRESA**

FECHA:
ABRIL - 2012

ESCALA:
INDICADA

DIBUJADO:
F.G.N

DEPARTAMENTO: AYACUCHO
PROVINCIA: HUANTA
DISTRITO: HUAMANGUILLA
SECTOR: ANTA
LAMINA:

PPP-01

8564000 N
59000

ENSAYOS	UNIDADES	CANTERAS			
		CA-01	CA-01	CA-02	CAG-01
Clasificación	SUCS	GM	SC	SC	GP-GM
Profundidad	m	0.20-1.00	1.00-1.80	0.20-1.50	TALUD
Humedad Natural	%	22.23	22.23	24.52	21.71
Densidad Relativa	gr/cm3	0	1.3	1.02	1.05
Límite líquido	%	69.23	41.21	47.89	22.5
Límite Plástico	%	35.57	21.72	17.56	N.P.
Índice Plástico	%	33.66	19.49	30.33	N.P.
P.e Partículas Gruesas	gr/cm3	2.55	2.39	NP	2.65
P.e Partículas Finas	gr/cm3	2.44	2.38	2.34	2.53
Absorción	%	3.48	5.52	NP	1.2
Peso Unitario Seco	gr/cm3		1.64		
Angulo Rozam. Interno	o		31.4		
Cohesion Efectiva	Kg/cm3		0		
Factor de tiempo para U-50%	T		0.197		
Modulo de Comprensibilidad	Cc		0.253		
Abrasión	%				36.1
Sales Solubles	%				0.074
Equivalente de Arena	%				65
Ph					7.1
Sales Totales					141.8
Cloruros					59.12
Sulfatos					63.7
Porosidad Part. GruesaS	%	9.37	14.27	NP	3.25
Porosidad Part. Finas	%	50	52	55	36
Retenido malla # 4	%	17.23	19.32	16.42	15.97
Retenido malla # 20	%	0.89	7.93	11.72	2.9
Retenido malla #200	%	0.92	3.59	1.93	0.91
Grava	%	71.06	33.29	NP	80.19
Arena	%	7.21	37.27	50.43	13.92
Finos	%	21.73	29.45	49.57	5.89

CANTERA DE ARCILLA CA-2
 Area: 47084.297 m²
 Potencia: 329590.079m³
 Profundidad: 7.0 m
 Km 2+830

CANTERA DE ARCILLA CA-1
 Area: 10,596.322m²
 Potencia: 74,174.254m³
 Profundidad 7.0m
 Km 3+974

CANTERA DE AGREGADO
 Area: 6,517.48 m²
 Potencia: 97,762.30 m³
 Profundidad 15 m
 Km 2.93 desde el desvio

Desvio de la Carretera Presa Carniceria Km 10.2

CUADRO DE DISTANCIAS

CANTERA Nº1 @ PRESA	9200.00 ml
CANTERA Nº2 @ PRESA	10500.00 ml
CANTERA DE AGREGADOS @ PRESA	6230.00 ml
PRESA @ BOTADERO	420.00 ml

LEYENDA

CURVAS Maestras	
CURVAS Secundarias	
POBLACIONES	
Presa Carniceria	
Cantenas	
Trocha Carrozable	
Cauce de Río	

8562000 N
HUAMANGUILLA

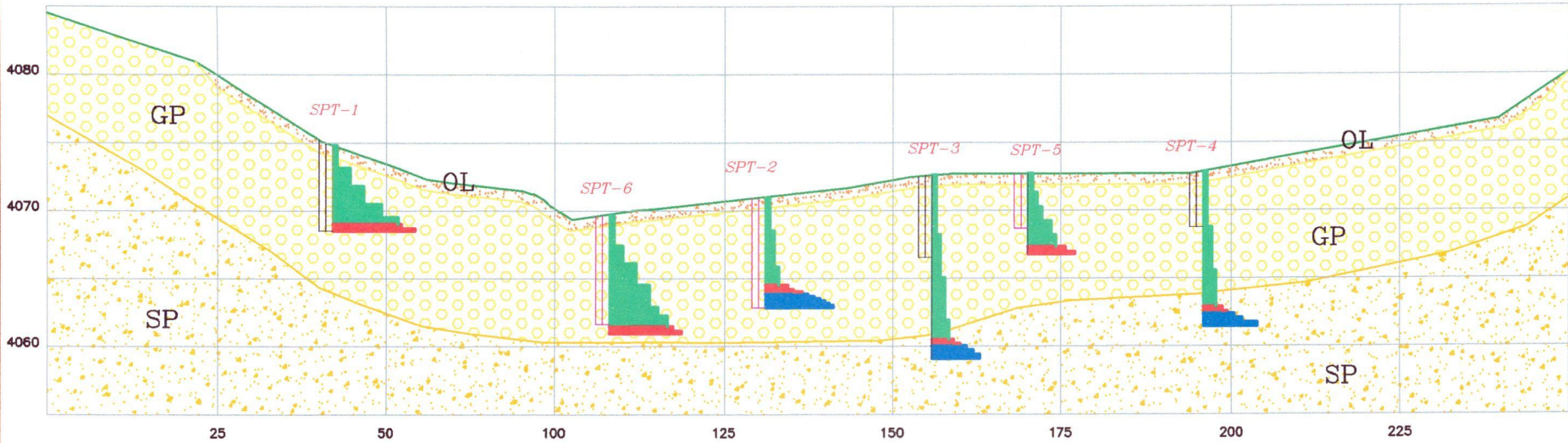
Trocha Carrozable Huamanguilla - Quinua

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

 2012	FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUANTA DISTRITO: HUAMANGUILLA SECTOR: ANTA LAMINA: UC-01
	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA" PLANO: UBICACION DE CANTERAS FECHA: ABRIL - 2012 ESCALA: INDICADA DIBUJADO: F.G.N.	

SECCIÓN TRANSVERSAL

Escala: 1/500

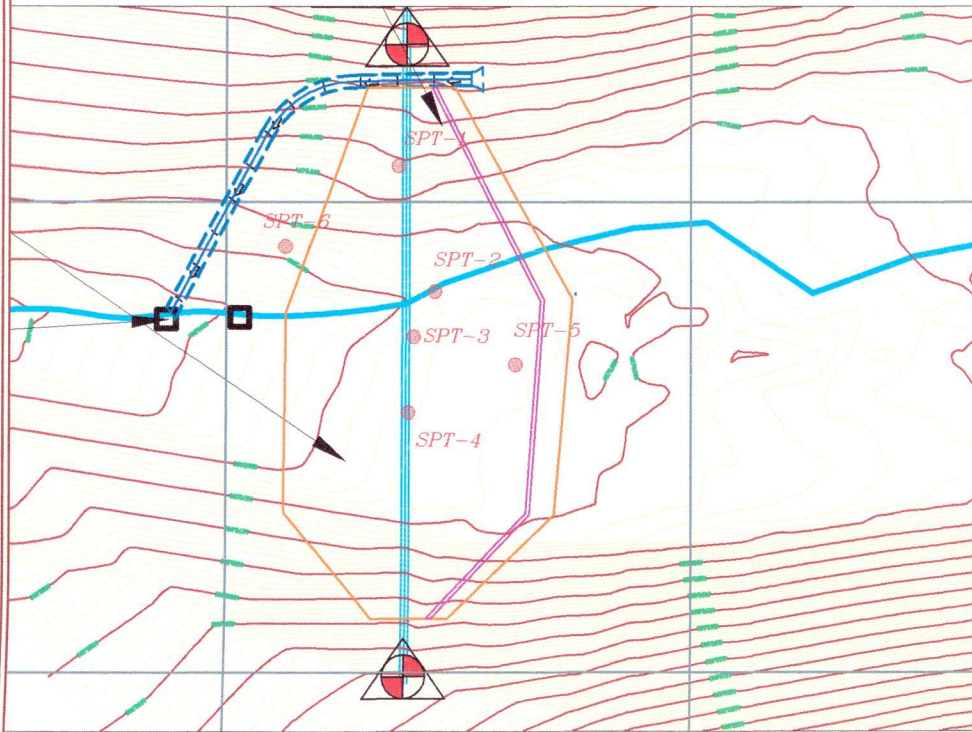


LEYENDA

- Suelo Natural —
- Calicata —
- Perforacion SPT —

SIMBOLOGÍA

- MATERIAL DE RESISTENCIA BAJA A LA PENETRACION ■
- MATERIAL DE RESISTENCIA MEDIA A LA PENETRACION ■
- MATERIAL DE RESISTENCIA ALTA A LA PENETRACION ■



LEYENDA

CURVAS Maestras (a 5m)	
CURVAS Secundarias (a 1m)	
Vertice de Triangulación Ubicación de BMs	
Nivel Máximo de Embalse	
Vía de Acceso (Carretera)	
Estructura de la Presa	
Ubicación de SPT	
Cauce de Río	

negro co regular cantidad de grava
Material color negro, limoso

Arenas bien graduadas limpias con gravas con poco limo



ESC = 1/2,000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

	FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	DEPARTAMENTO: AYACUCHO PROVINCIA: HUANTA DISTRITO: HUAMANGULLA SECTOR: ANTA LAMINA:
	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGULLA PROVINCIA HUANTA"	PLANO: UBICACION DE SPT PLANTA - SECCION
ESCALA: INDICADA	DIBUJADO: F.G.N	SPT-01

LEYENDA

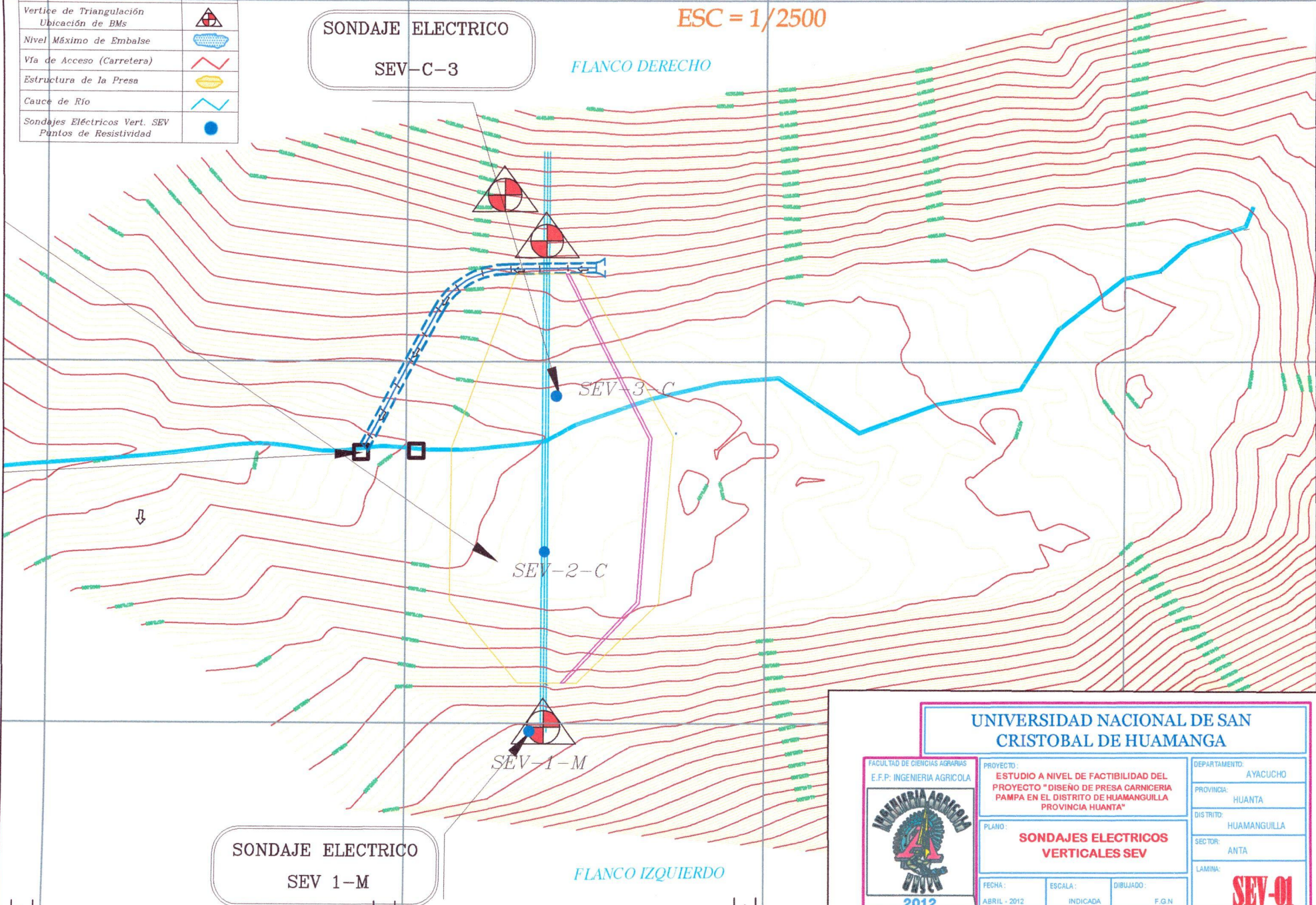
CURVAS Maestras (a 5m)	
CURVAS Secundarias (a 1m)	
Vertice de Triangulación Ubicación de BMs	
Nivel Máximo de Embalse	
Via de Acceso (Carretera)	
Estructura de la Presa	
Cauce de Río	
Sondajes Eléctricos Vert. SEV Puntos de Resistividad	

PLANO DE SONDAJES ELECTRICOS

ESC = 1/2500

SONDAJE ELECTRICO
SEV-C-3

FLANCO DERECHO

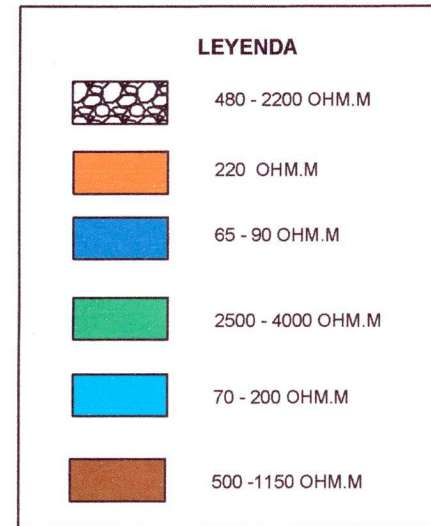
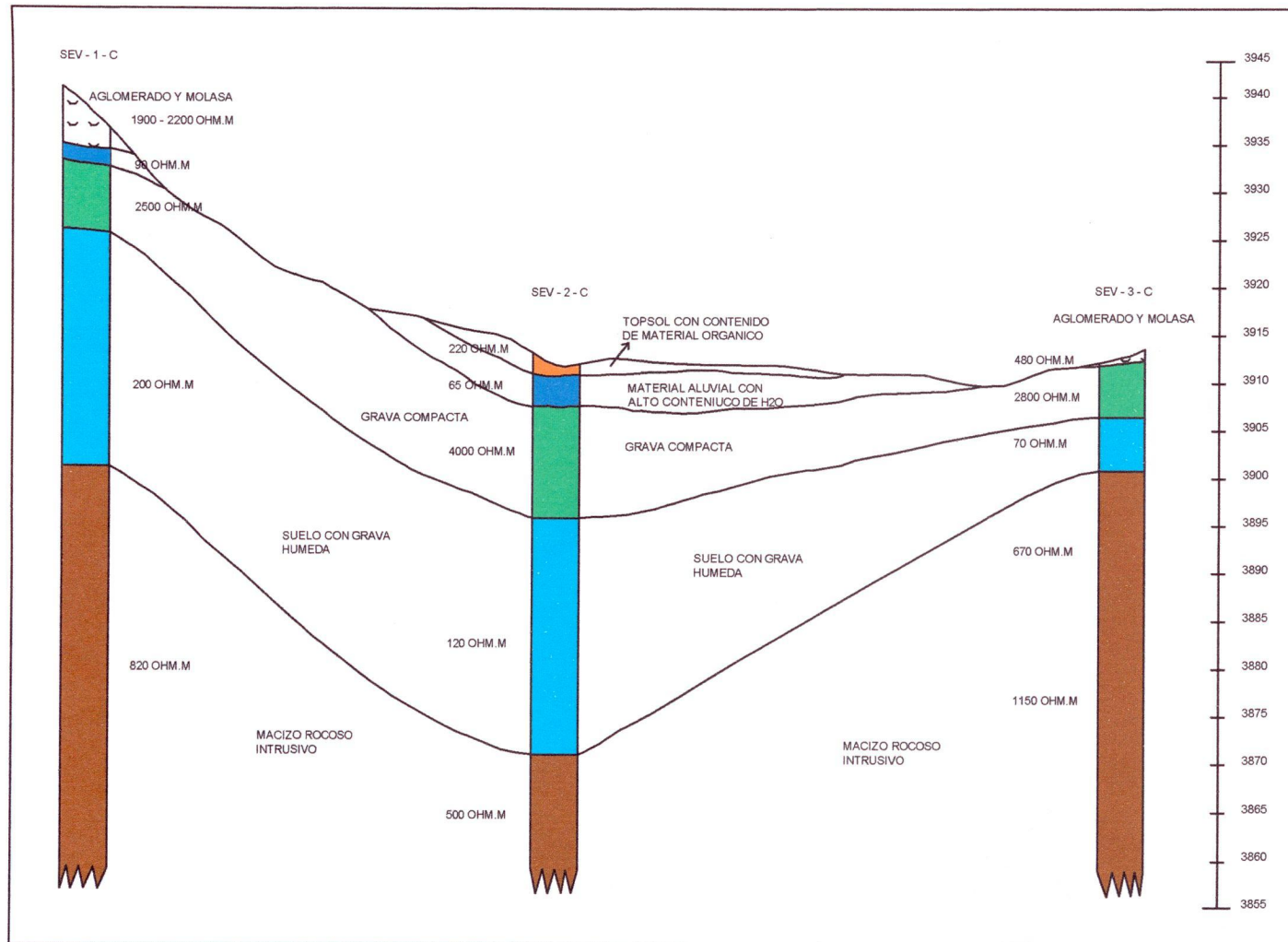


SONDAJE ELECTRICO
SEV 1-M

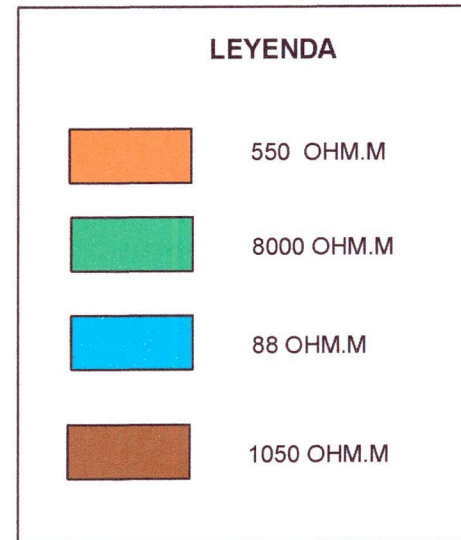
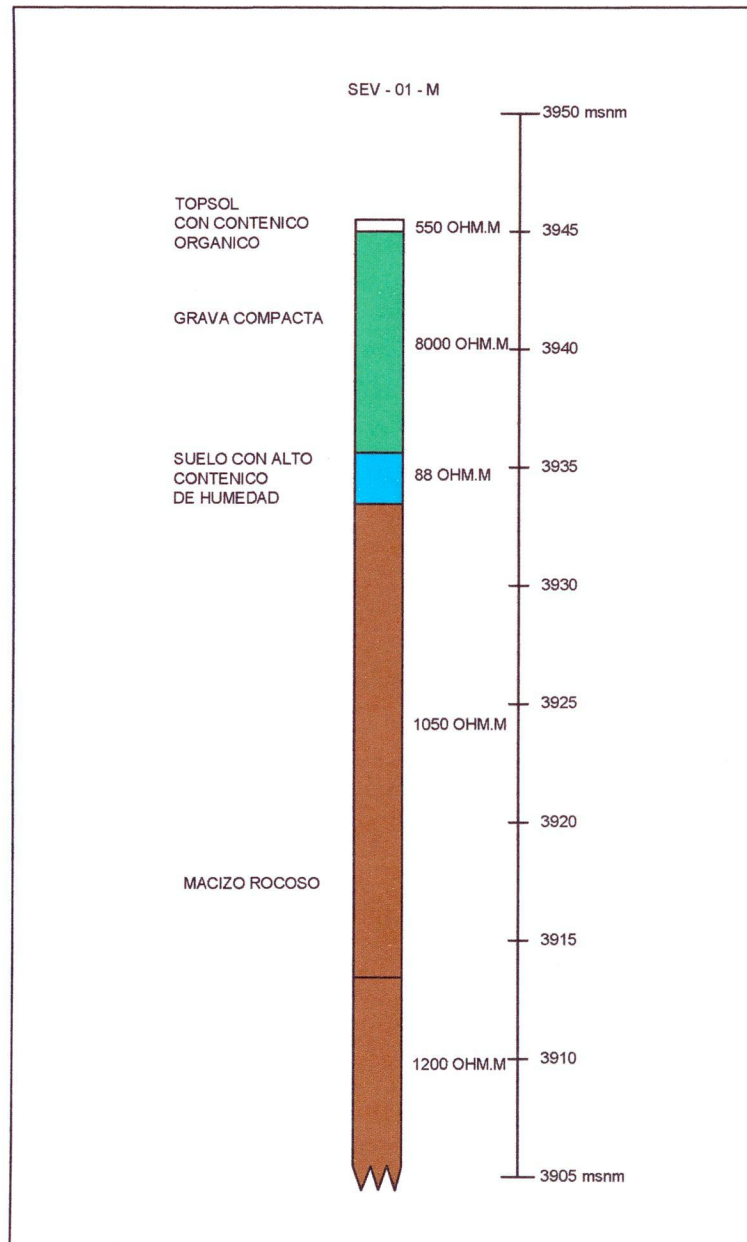
FLANCO IZQUIERDO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA 2012	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO	
	PLANO: SONDAJES ELECTRICOS VERTICALES SEV	PROVINCIA: HUANTA	
	FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DISTRITO: HUAMANGUILLA
	DIBUJADO: F.G.N	SECTOR: ANTA	LAMINA: SEV-01



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGULLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYA CUCHO
	PLANO: INTERPRETACION DE LOS SEV PERFILES SEV (1-C @ 3-C)	PROVINCIA: HUANTA
FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DIBUJADO: F. G. N.
		DISTRITO: HUAMANGULLA
2012		SECTOR: ANTA
		LAMINA: SEV-02



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P: INGENIERIA AGRICOLA



PROYECTO:
ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO " DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"

PLANO:
INTERPRETACION DE LOS SEV PERFIL II SEV (01-M)

FECHA:
ABRIL - 2012

ESCALA:
INDICADA

DIBUJADO:
F.G.N

DEPARTAMENTO:
AYACUCHO

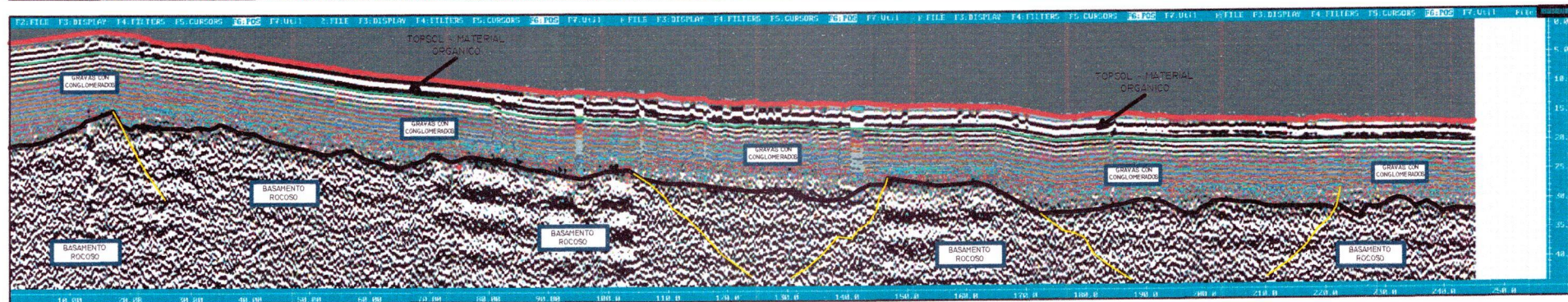
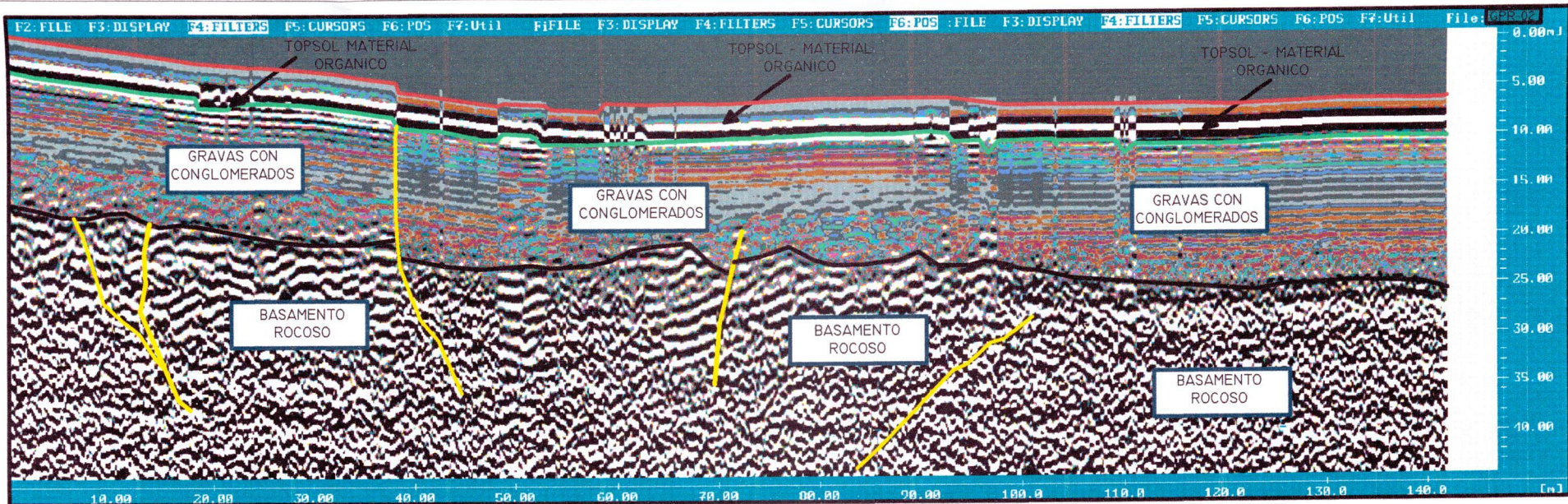
PROVINCIA:
HUANTA

DISTRITO:
HUAMANGUILLA

SECTOR:
ANTA

LAMINA:

SEV-03











LEYENDA

	LINEA DE TOPOGRAFIA SUPERFICIAL
	CONTACTO TOPSOL Y CONGLOMERADO
	CONTACTO CONGLOMERADO Y BASAMENTO
	FALLAS Y DIACLAZAMIENTO
	CUDRO DE DESCRIPCION

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA 2012	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGUILLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO
	PLANO: PELFIL GPR - 01 PERFIL GPR - 02	PROVINCIA: HUANTA
FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA	DIBUJADO: F.G.N.
		DISTRICTO: HUAMANGUILLA
		SECTOR: ANTA
		LAMINA: GPR-01

LEYENDA

CURVAS Maestras (a 5m)	
CURVAS Secundarias (a 1m)	
Vertice de Triangulación Ubicación de BMS	
Nivel Máximo de Embalse	
Vía de Acceso (Carretera)	
Estructura de la Presa	
Cauce de Río	
Línea Sísmica LS 01-02 B-B'	

PLANO DE LINEA SISMICA

ESC = 1/2500

LÍNEAS
SISMICA
LS-01

FLANCO DERECHO

LÍNEAS
SISMICA
LS-02 B-B'

FLANCO IZQUIERDO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA		
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA	PROYECTO: ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGULLA PROVINCIA HUANTA"	DEPARTAMENTO: AYACUCHO
 2012	PLANO: UBICACION LINEA SISMICA	PROVINCIA: HUANTA
	FECHA: ABRIL - 2012	ESCALA: INDICADA
	DIBUJADO: F.G.N	SECTOR: ANTA
		LAMINA: ULS-01

LEYENDA

CURVAS Maestras (a 5m)	
CURVAS Secundarias (a 1m)	
Vertice de Triangulación Ubicación de BMs	
Nivel Máximo de Embalse	
Vía de Acceso (Carretera)	
Estructura de la Presa	
Cauce de Río	
Lineas de Georadar GPR-1	
Lineas de Georadar GPR-2	

PLANO DE GEORRADAR

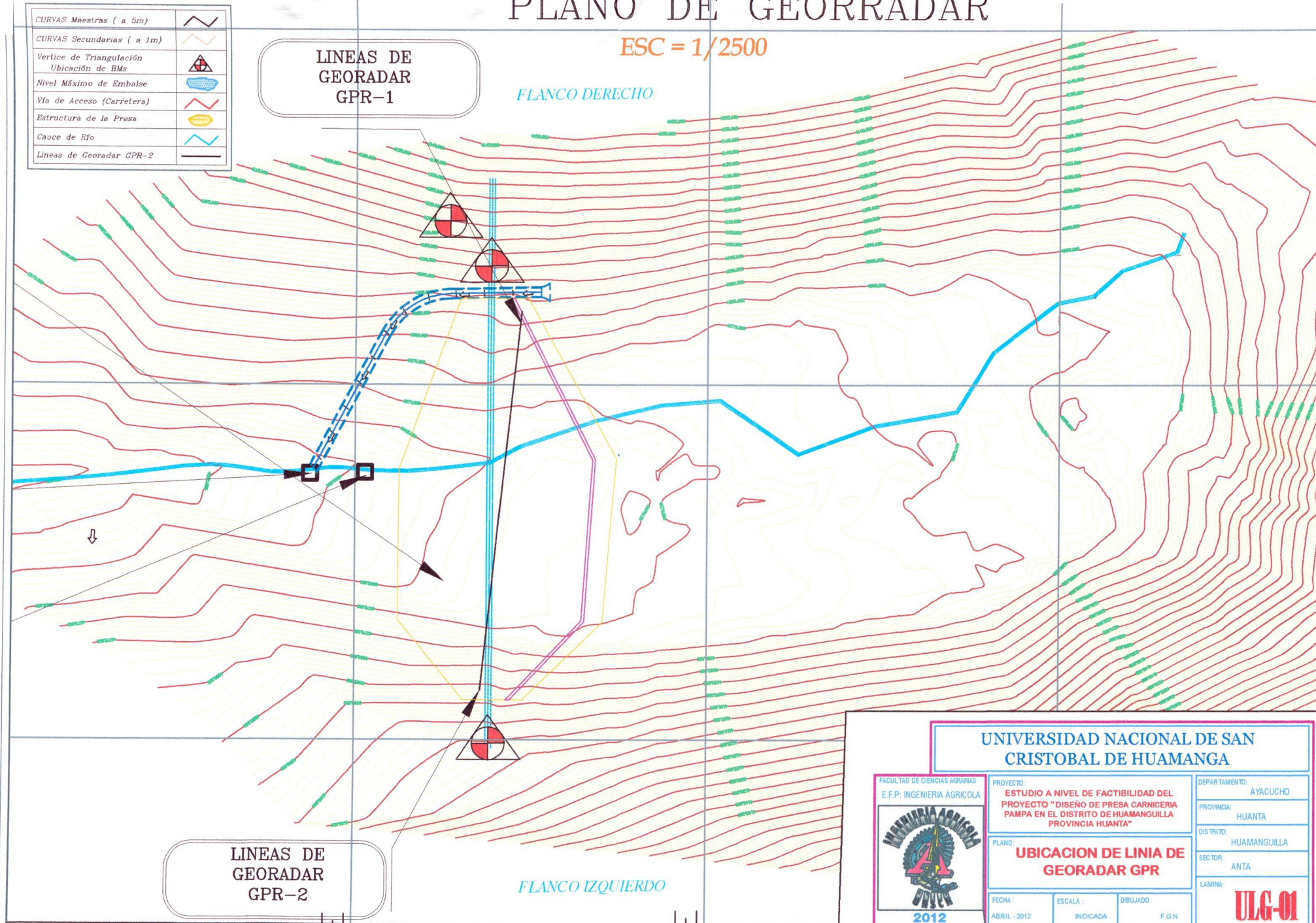
ESC = 1/2500

LÍNEAS DE
GEORADAR
GPR-1

FLANCO DERECHO

LÍNEAS DE
GEORADAR
GPR-2

FLANCO IZQUIERDO



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN
CRISTOBAL DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
E.F.P. INGENIERIA AGRICOLA



2012

PROYECTO:
ESTUDIO A NIVEL DE FACTIBILIDAD DEL
PROYECTO "DISEÑO DE PRESA CARNICERIA
PAMPA EN EL DISTRITO DE HUAMANGULLA
PROVINCIA HUANTA"

PLANO:
**UBICACION DE LINEA DE
GEORADAR GPR**

FECHA:
ABRIL - 2012

ESCALA:
INDICADA

DIBUJADO:
F.G.N

DEPARTAMENTO:
AYACUCHO

PROVINCIA:
HUANTA

DISTRITO:
HUAMANGULLA

SECTOR:
ANTA

LAMINA:

ULG-01