



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

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

**TEMA: “ANÁLISIS TENSIONAL DE LA PRESA DE
MATERIALES SUELTOS DE RÍO GRANDE DEL PROYECTO
MULTIPROPÓSITO CHONE”**

**AUTOR: BERNAL DÍAZ DAVID ALEJANDRO
YANEZ VIRACUCHA DARIO PAUL**

DIRECTOR: DR. SANDOVAL WASHINGTON

SANGOLQUÍ

2016



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, "**ANÁLISIS TENSIONAL DE LA PRESA DE MATERIALES SUELTOS DE RÍO GRANDE DEL PROYECTO MULTIPROPÓSITO CHONE**" realizado por el señor **DAVID ALEJANDRO BERNAL DÍAZ** y el señor **DARIO PAUL YANEZ VIRACUCHA**, ha sido revisado en su totalidad, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **DAVID ALEJANDRO BERNAL DÍAZ** y el señor **DARIO PAUL YANEZ VIRACUCHA**, para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 22 de febrero 2016.

Atentamente,



DR. WASHINGTON SANDOVAL
DIRECTOR



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **DAVID ALEJANDRO BERNAL DÍAZ** con cédula de identidad N°171875847-5 y **DARIO PAUL YANEZ VIRACUCHA**, con cédula de identidad N°172317549-1, declaramos que este trabajo de titulación "**ANÁLISIS TENSIONAL DE LA PRESA DE MATERIALES SUELTOS DE RÍO GRANDE DEL PROYECTO MULTIPROPÓSITO CHONE**" ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas. Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, Febrero 2016.

Atentamente,

SR. DAVID ALEJANDRO BERNAL DÍAZ
C.C 171875847-5

SR. DARIO PAUL YANEZ VIRACUCHA
C.C 172317549-1



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Nosotros, **DAVID ALEJANDRO BERNAL DÍAZ** y **DARIO PAUL YANEZ VIRACUCHA**, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución la presente trabajo de titulación "**ANÁLISIS TENSIONAL DE LA PRESA DE MATERIALES SUELTOS DE RÍO GRANDE DEL PROYECTO MULTIPROPÓSITO CHONE**" cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Febrero 2016.

Atentamente,

SR. DAVID ALEJANDRO BERNAL DÍAZ
C.C 171875847-5

SR. DARIO PAUL YANEZ VIRACUCHA
C.C 172317549-1

DEDICATORIA

A mis padres Oswaldo Bernal y Alicia Díaz, que me apoyan siempre para triunfar en todos los ámbitos de la vida, por enseñarme a esforzarme y ser excelente en todo lo que haga, por su ejemplo en luchar ante toda adversidad confiando siempre en Dios.

A todos mis hermanos Diego, Oswaldo, Danilo y José Andrés que han sido un gran respaldo y apoyo siempre, con su cariño, comprensión y ejemplo me han ayudado a superar las barreras y contrariedades que se presentan en todo momento, sé que puedo contar con ellos siempre.

A Priscila Bernal y a su familia que he contado siempre con su apoyo y cariño en todo momento.

David Alejandro Bernal Díaz

DEDICATORIA

A Dios, mi Señor, por sustentarme cada día, por darme fuerzas para culminar algo que un día fue solo un sueño y gracias a su infinito amor hoy se hace realidad.

A mi madre, Carmen por su incansable amor, por enseñarme el valor de la responsabilidad y sentar en mí los deseos de superación, su gran corazón me lleva admirarla cada día más.

A mi padre, Marcelo por enseñarme el valor del trabajo y siempre apoyarme, por sembrar en mí el valor de la humildad y sencillez.

A mi compañera de cada día, Hilda por dedicar tu tiempo en mí, apoyarme en cada situación difícil, por ser mi ejemplo de solidaridad y amor.

A mi hijo, Joaquín por llegar alegrar mis días y ser mi motivo de superación.

A mi hermana, Marcela por su cariño y regalarme días llenos de risas.

A mi familia, su valioso apoyo y sus consejos me han ayudado a superar los momentos difíciles que se han presentado.

Darío Paul Yáñez Viracucha

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios primeramente por darme la capacidad, la inteligencia y la fuerza para cumplir mis metas, su apoyo es incondicional para la culminación de esta etapa y por las que vendrán.

A mis padres que con sus consejos y motivación me han ayudado a conseguir grandes logros tanto en el ámbito emocional como en el profesional, gracias por su cariño y comprensión. A mis hermanos que han sido un ejemplo de esfuerzo y perseverancia, igualmente a Priscila por su ejemplo de dedicación e integridad.

A mis amigos que han estado en todas las etapas de mi vida, gracias por su apoyo y ejemplo, siempre se aprende algo nuevo e interesante de ellos que motiva y aporta a la experiencia personal.

A la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, donde tuve una buena guía y ejemplo de dedicación y responsabilidad. Agradezco a mis profesores de la carrera de Ingeniería Civil, con el aporte de su enseñanza y experiencia para forjar mis conocimientos. Un gran agradecimiento al Dr. Washington Sandoval por la guía y ayuda en la elaboración del presente proyecto de titulación.

David Alejandro Bernal Díaz

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darme el aliento necesario para continuar a pesar de las adversidades que se hayan presentado, por estar conmigo donde quiera que vaya y mostrarme cada día su amor, su gracia y su fidelidad. Al empezar te hice una promesa y hoy te puedo decir *“la obra está terminada”*.

A mi familia, que ha sido mi apoyo fundamental para alcanzar lo que he anhelado, por dedicar su tiempo en enseñarme el valor de las cosas y corregirme cuando las decisiones han sido incorrectas ,

A mi Universidad, ESPE, donde pase grandes momentos junto a excelentes personas, donde conocí a grandes amigos y viví momentos inolvidables, donde algunos maestros entregaban todo de sí mismos para enseñarnos de la mejor manera logrando que nos enamoremos más de la carrera.

A mis directores, Dr. Washington Sandoval, quien fue la guía principal de este proyecto y brindo su apoyo en todo momento, compartiendo su sabiduría y su experiencia; excelente profesionales y gran persona.

Darío Paul Yáñez Viracucha

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN.....	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA	iv
DEDICATORIA.....	v
AGRADECIMIENTOS.....	vi
ÍNDICE DE CONTENIDO	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
CAPITULO 1.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes.....	2
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo General	2
1.3.2 Objetivos Específicos	3
1.4 Hipótesis.....	3
CAPÍTULO 2.....	4
2.1 Fundamentos	4
2.2 Perspectiva Histórica de las Presas de Materiales Suelos.....	5
2.3 Tipos y características de presas de materiales sueltos	5
2.4 Ventajas y desventajas de las presas de relleno	7
2.5 Tipos y elementos importantes	8
2.6 Cargas que actúan sobre las presas	8
2.7 Teoría de Filtración y Flujo de Aguas Subterráneas	9
2.8 Ley de Darcy para el flujo a través de suelos	10
2.9 Permeabilidad del suelo	11
2.9.1 Permeámetro de carga constante.....	12

2.9.2	Permeámetro de carga variable	13
2.9.3	Pruebas de Permeabilidad en Campo	14
2.9.4	Rangos del coeficiente de permeabilidad k, según el tipo de suelo	17
2.10	Gradiente hidráulico.....	17
2.11	Soluciones Gráficas De Flujo Establecido Mediante Redes de Flujo	18
2.11.1	Justificación teórica Principios básicos	18
2.11.2	Solución Matemática de Forchheimer y solución gráfica de Casagrande	20
2.11.3	Trazo de la red de flujo	20
2.12	Redes de flujo a lo largo del cuerpo de las presas de tierra.....	24
2.12.1	Condiciones a lo largo de la superficie libre.....	24
2.12.2	Condiciones de entrada y salida de la línea superior de flujo	25
2.13	Cálculo del gasto	26
2.14	Fuerzas de filtración, Subpresiones.....	29
CAPITULO 3	30
3.1	Proyecto Multipropósito Chone-Presa Río Grande	30
3.2	Características de la presa	31
3.3	Características del Subsuelo	34
3.4	Propiedades geotécnicas e hidráulicas de la Presa.....	37
CAPITULO 4	41
4.1	Línea Superior de Corriente	41
4.2	Red de Flujo de la Presa Rio Grande	50
4.3	Gasto Total de la Presa	54
4.4	Presiones de Poro en la presa.....	55
4.5	Gradiente Hidráulico de Salida en la presa.....	57
CAPITULO 5	59
5.1	PHASE 2 V8.0	59
5.2	Descripción General	59
5.3	Modelación de la Presa Rio Grande	60
5.3.1	Características iniciales.....	60
5.3.2	Límites que definen el modelo.....	62
5.3.3	Malla de elementos finitos	63

5.3.4 Propiedades del Material	65
5.3.5 Condiciones hidráulicas de Borde	67
5.4 Interpretación de los resultados del Modelo Presa Rio Grande	69
5.4.1 Líneas de Flujo	69
5.4.2 Vectores de Flujo	70
5.4.3 Sección de Descarga	71
5.5 Comparación de Resultados entre el Modelo Manual y el Modelo del Programa.....	73
5.5.1 Gasto a la salida de la presa	73
5.5.2 Presión De Poros En zona de Pantalla de Hormigón	74
5.5.3 Gradiente Hidráulico de Salida.	75
CAPITULO 6.....	76
6.1 Esfuerzos Efectivos, Concepto General	76
6.2 Uso del PHASE 2 V8.0 en esfuerzos efectivos.....	77
6.2.1 Condiciones de Contorno para el Análisis de Tensiones	77
6.2.2 Carga del Agua	77
6.2.3 Campo de Esfuerzos	78
6.2.4 Definición de las Propiedades de los Materiales.....	79
6.3 Interpretación	81
6.4 Estados y Parámetros Hidráulicos analizados en la presa.....	82
6.4.1 Estado I - Un Estrato de Suelo, Nivel Máximo de Embalse y Pantalla de Hormigón.....	83
6.4.2 Estado II – Suelo Estratificado, Nivel Máximo de Embalse y Pantalla de Hormigón.....	85
6.4.3 ESTADO III – Suelo Estratificado, Nivel Máximo de Embalse y sin Pantalla De Hormigón.	86
6.4.4 Estado IV – Suelo Estratificado, Vaciado del Embalse A Nivel de 45 msnm y Pantalla de Hormigón.....	88
6.4.5 ESTADO V – Suelo Estratificado, Vaciado del Embalse a Nivel de 45 msnm Y Pantalla De Hormigón.	89
6.4.6 Estado VI – Suelo Estratificado, Nivel Máximo de Embalse y Pantalla De Hormigón Hasta Estrato Impermeable.	90
6.4.7 Comparación de Resultados entre los Diferentes Estados.	92

CAPITULO 7.....	93
7.1 Resistencia al Corte	93
7.1.1 Software SLOPE - GEOSTUDIO	93
7.1.2 Geometría	95
7.1.3 Propiedades de los materiales	98
7.1.4 Interpretación de resultados	101
7.2 Condición Hidrodinámica para Determinar la Erosión Interna.....	102
7.2.1 Erosión Interna	102
7.2.2 Tipos de Erosión Interna	102
7.2.3 Análisis del Gradiente Hidráulico.....	103
7.2.4 Uso del Geotextil en la Erosión	109
7.2.3 Análisis de Subpresiones	111
CAPITULO 8.....	116
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	116
8.1 CONCLUSIONES.....	116
8.2 RECOMENDACIONES.....	117
8.3 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	118

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Resumen pesos específicos de los materiales.....	38
Tabla 2	Permeabilidades del Subsuelo.....	39
Tabla 3	Peso Específico del Subsuelo.....	40
Tabla 4	Datos de la presa.....	44
Tabla 5	Ecuaciones para determinar la línea superior de corriente.....	44
Tabla 6	Datos de la línea superior de corriente.....	46
Tabla 7	Datos de la línea superior de corriente, presa heterogénea.....	48
Tabla 8	Datos obtenidos del procedimiento para el trazo de líneas de flujo.....	52
Tabla 9	Datos carga hidráulica.....	57
Tabla 10	Presión de poros.....	57
Tabla 11	Gradiente Hidráulico de Salida.....	58
Tabla 12	Descripción hidráulica de los materiales utilizados en la presa....	66
Tabla 13	Comparación Gasto en la salida.....	73
Tabla 14	Comparación Presión de Poros.....	74
Tabla 15	Comparación Gradiente Hidráulico de Salida.....	75
Tabla 16	Pesos Específicos materiales usados en la presa.....	80
Tabla 17	Estados de la Presa Analizados.....	83
Tabla 18	Caudal total de salida, Estado I.....	84
Tabla 19	Gradiente Total de Salida, Estado II.....	85
Tabla 20	Caudal total de salida, Estado II.....	86
Tabla 21	Gradiente Total de Salida, Estado II.....	86
Tabla 22	Caudal total de salida, Estado III.....	87
Tabla 23	Gradiente Total de Salida, Estado III.....	87
Tabla 24	Caudal total de salida, Estado IV.....	89
Tabla 25	Gradiente Total de Salida, Estado IV.....	89
Tabla 26	Caudal total de salida, Estado V.....	90
Tabla 27	Gradiente Total de Salida, Estado V.....	90
Tabla 28	Caudal total de salida, Estado VI.....	91
Tabla 29	Gradiente Total de Salida, Estado VI.....	91
Tabla 30	Parámetros Hidráulicos.....	92
Tabla 31	Propiedades de los materiales.....	98
Tabla 32	Gradiente Hidráulico Crítico.....	103
Tabla 33	Gradientes Hidráulicos.....	104
Tabla 34	Gradientes Hidráulicos en la Línea de Flujo.....	106
Tabla 35	Criterio de Retención en la presa.....	110
Tabla 36	Criterios de permeabilidad.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Experimento de Darcy	10
Figura 2 Permeámetro de carga constante	12
Figura 3 Permeámetro de carga variable	13
Figura 4 Prueba Lefranc. Dispositivo de Ensayo	15
Figura 5 Prueba Lugeon	16
Figura 6 Caracterización de los suelos según su permeabilidad.....	17
Figura 7 Representación de el gradiente hidráulico	18
Figura 8 Flujo establecido en dos dimensiones	19
Figura 9 a) líneas de flujo, b) líneas equipotenciales	21
Figura 10 Red de flujo	21
Figura 11 Rectángulo curvilíneo de redes de flujo	22
Figura 12 Esquema red de flujo a través presa homogénea	25
Figura 13 Condiciones de entrada y salida en la superficie de descarga libre.....	26
Figura 14 Canales de flujo	27
Figura 15 Caída de cargas	27
Figura 16 Ubicación del proyecto.....	30
Figura 17 Vista en planta de la presa “Rio Grande”	31
Figura 18 Perfil general del cuerpo de la presa.....	33
Figura 19 Perfil Geológico del eje de la presa.....	34
Figura 20 Perfil transversal de la cimentación de la presa	34
Figura 21 Ubicación de las Perforaciones.....	35
Figura 22 Materiales en el subsuelo de la presa	36
Figura 23 Ubicación de las perforaciones, margen izquierdo.....	36
Figura 24 Ubicación de las perforaciones, margen derecho	37
Figura 25 Determinación del ancho medio del núcleo.....	42
Figura 26 Esquema de la sección transformada del núcleo	43
Figura 27 Línea superior de corriente para presas homogéneas	43
Figura 28 Línea superior de corriente, presa homogénea.....	47
Figura 29 Línea superior de corriente implantada en la presa	47
Figura 30 Línea superior de corriente, presa heterogénea	49
Figura 31 LSC heterogénea implantada en la presa	49
Figura 32 Fronteras de la red de flujo	50
Figura 33 Red de flujo, primera iteración	52
Figura 34 Red de flujo, segunda iteración.....	53
Figura 35 Red de Flujo Definitiva, última iteración	53
Figura 36 Presión de poros en puntos de control de la pantalla de hormigón.....	55

Figura 37 Red de flujo y puntos de control para determinar presión de poros en la base	56
Figura 38 Gradiente hidráulico de salida.....	58
Figura 39 Ventana inicial, Project Settings, General.	60
Figura 40 Project Settings, Groundwater.	61
Figura 41 Geometría Presa Río Grande importada en el PHASE 2.	62
Figura 42 Contorno Exterior de la presa en PHASE 2.	63
Figura 43 Ventana que muestra la configuración de la malla.	64
Figura 44 Vista de la distribución de la malla de elementos finitos.....	64
Figura 45 Propiedades hidráulicas de los materiales	65
Figura 46 Distribución de los materiales	67
Figura 47 Ingreso del nivel máximo del embalse	68
Figura 48 Condición de salida de las filtraciones en la presa	68
Figura 49 Líneas de flujo y equipotenciales de la presa.....	70
Figura 50 Vectores de flujo en la cimentación.....	70
Figura 51 Vectores de flujo en la salida del filtro	71
Figura 52 Sección de descarga (gasto)	71
Figura 53 Presión de Poros en la presa.....	72
Figura 54 Gradientes hidráulicos en la presa.....	72
Figura 55 Caudal de salida PHASE2	73
Figura 56 Caudal de salida PHASE2	74
Figura 57 Caudal de salida PHASE2	75
Figura 58 Restricciones en el modelo	77
Figura 59 Carga de Agua en la Presa.....	78
Figura 60 Campo de Esfuerzos	79
Figura 61 Propiedades de los Materiales.....	80
Figura 62 Esfuerzos Efectivos	81
Figura 63 Presión de Poros	81
Figura 64 Esfuerzos Efectivos	82
Figura 65 Estado I	83
Figura 66 Caudal de salida, Estado I	84
Figura 67 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado I	84
Figura 68 Estado II	85
Figura 69 Caudal de salida, Estado II	85
Figura 70 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado II	86
Figura 71 Estado III.....	87
Figura 72 Caudal de salida, Estado III.....	87
Figura 73 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado III	87
Figura 74 Estado IV	88
Figura 75 Caudal de salida, Estado IV.....	88

Figura 76 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado IV	88
Figura 77 Estado V	89
Figura 78 Caudal de salida, Estado V	89
Figura 79 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado V	90
Figura 80 Estado VI	90
Figura 81 Caudal de salida, Estado VI.....	91
Figura 82 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado VI	91
Figura 83 Ventana principal de GEOSTUDIO 2007	93
Figura 84 KeyIn Analyses	94
Figura 85 Ventana para importar regiones desde archivo externo	95
Figura 86 Ventana de capas a importar del dibujo	95
Figura 87 Ventana de edición de área de trabajo	96
Figura 88 Ventana de dimensionamiento de página	96
Figura 89 Configuración de unidades de trabajo y escala de dibujo	97
Figura 90 Modelo de Presa Rio Grande importado desde AutoCAD.....	97
Figura 91 Asignación de materiales	98
Figura 92 Características de los materiales de la presa.....	99
Figura 93 Asignación de los materiales a la presa	99
Figura 94 Superficie de entrada en talud aguas abajo	100
Figura 95 Carga del agua sobre la presa.....	100
Figura 96 Factor de seguridad talud aguas abajo-Presa Rio Grande.....	101
Figura 97 Factor de seguridad talud aguas arriba.....	101
Figura 98 Gradientes Hidráulicos en la zona de salida	104
Figura 99 Gradientes Hidráulicos en la línea de flujo	105
Figura 100 Gradientes Hidráulicos críticos lindando con el filtro	107
Figura 101 Gradientes Hidráulicos en la base del núcleo	107
Figura 102 Gradientes Hidráulicos alrededor de la pantalla de hormigón ..	108
Figura 103 Gradientes Hidráulicos en el Estado VI	108
Figura 104 Esfuerzos totales tomas en la cimentación del Estado I	112
Figura 105 Presión de poros en la cimentación del Estado I	112
Figura 106 Esfuerzos Efectivos de los estados analizados para la presa ..	113
Figura 107 Presión de poros en la condición II , con pantalla de hormigón en la base.....	114
Figura 108 Presión de poros en la condición III , sin pantalla de hormigón.....	115
Figura 109 Presión de poros en la condición VI, con pantalla de hormigón hasta un estrato permeable.....	115

RESUMEN

La Presa Rio Grande es una obra que pertenece al “Proyecto Multipropósito Chone”. El cuerpo de esta obra está conformado de materiales sueltos. El presente proyecto de investigación consiste en la simulación de la presa ante diferentes condiciones físicas en las que podría estar expuesta y que generan esfuerzos o tensiones las cuales podrían comprometer la estabilidad de la estructura. El análisis tensional y el de filtración se ejecutó mediante el uso del Software PHASE2 que se fundamenta en el método de elementos finitos. El trazo de la red de flujo se realiza mediante el método de Casagrande y consecuentemente determina el gasto de filtración, las presiones de poros y gradientes hidráulicos en diferentes puntos de la presa; que comprobados con los datos obtenidos en el software, se validaron los resultados. Además, se determinó la estabilidad de la presa mediante el factor de seguridad donde se considera la resistencia al corte. Con el análisis de los gradientes hidráulicos, obtenidos por medio del software, se establecen las condiciones límites para una posible erosión en la presa. También, se determinó la magnitud de las sub-presiones para la cimentación de la presa, para establecer las condiciones de operación.

PALABRAS CLAVE:

- **TENSIONES EN PRESAS DE PRESA**
- **ESTADO TENSIONAL PRESA RIO GRANDE**
- **ESTABILIDAD DE LA PRESA DE TIERRA**
- **USO DEL PHASE EN PRESAS**
- **RED DE FLUJO EN PRESAS DE TIERRA**

ABSTRACT

Rio Grande Dam is a building site that belongs to “Proyecto Multipropósito Chone”. The body of this dam is made of independent material particles. This research project consists of simulating dam under different physical conditions under which they may be exposed and generate stress or tension which could jeopardize the stability of the structure. The stress analysis and seepage is executed using the PHASE2 Software that is based on the finite element method. The plot of the flow net is performed by the method of Casagrande and consequently determines the flow of the seepage, pore pressures and hydraulic gradients in different parts of the dam; being tested with data from the software, the results were validated. Furthermore, the stability of the dam is determined by the safety factor where is considered the shear strength. With the analysis of hydraulic gradients, obtained through the software, the boundary conditions for a possible erosion of the dam are established. The magnitude of uplift for the foundation of the dam is also determined to establish operating conditions.

KEYWORDS

- **STRESSES IN EARTH DAMS**
- **RIO GRANDE DAM STRESS STATE**
- **STABILITY OF EARTH DAM**
- **USE OF PHASE2 IN DAMS**
- **SEEPAGE IN EARTH DAMS**

CAPITULO 1

GENERALIDADES

1.1 Introducción

Durante la temporada de lluvias el principal problema que enfrenta la Ciudad de Chone y sus pueblos aledaños, son las frecuentes y dañinas inundaciones que causan pérdidas materiales e inclusive humanas.

Con el fin de resolver estos problemas la Secretaria Nacional del Agua vio la necesidad de impulsar el Proyecto Multipropósito Chone, cuyo componente fundamental de control de inundaciones es la presa en el Rio Grande, ya que posee la mayor sub cuenca del sistema hidrográfico Carrizal-Chone, que junto a otras dos (Mosquito y Garrapata) forman el afluente del Rio Chone.

La construcción del embalse ayudara a prevenir nuevos desastres provocados por las crecidas así como también proveerá de agua para consumo humano, riego y alimentación de los animales. El embalse se forma con la construcción de una presa de materiales sueltos obtenidos de diferentes zonas del proyecto, en especial de los empotramientos derecho e izquierdo de la presa

Por lo que es necesario enfocarse en conocer el nivel de tensiones y su comportamiento en el cuerpo de la presa durante su construcción, plena capacidad y desembalse, además de predecir el fenómeno de la tubificación dentro del mismo, y su influencia sobre obras anexas, utilizando nuevos Software que facilitan el análisis de presas de materiales sueltos y ayudan a simular el comportamiento tanto en la construcción como en la etapa de funcionamiento.

1.2 Antecedentes

A comienzos del año 2014 en la provincia de Manabí se registró una gran cantidad de inundaciones causadas por lluvias acompañadas en algunos casos por deslizamientos de tierra, lo cual afectó aproximadamente a 25.500 personas, 3.900 casas que fueron dañadas y cerca de 130 destruidas.

Cada año estos problemas eran frecuentes por lo cual, gobiernos anteriores ya tenían en mente realizar un embalse en el Rio Grande, por lo que en 1981 se decide comenzar con los estudios de factibilidad, para lo cual en 1984 se firma un contrato para la realización de los estudios definitivos del embalse; posteriormente en el año 2008 se firma un contrato entre el Consejo provincial de Manabí y la empresa Asesores y Consultores del Litoral – ACOLIT CIA.LTDA, para que se realice la actualización de los siguientes estudios: Encauzamientos, sistema de riego y drenaje, sistemas de abastecimiento de agua potable, sistemas de alcantarillado pluvial y caminos de acceso hacia la presa; finalizando en el 2009 con los estudios de impacto ambiental y el plan de manejo ambiental.

El embalse está destinado a regular las aportaciones del Rio grande con una triple finalidad que es la de asegurar el abastecimiento urbano e industrial para la ciudad de Chone y poblaciones aledañas hasta el año 2038, satisfacer la demanda de una zona de riego de 2220 ha y contribuir a disminuir los riesgos de inundaciones de la ciudad de Chone controlando las avenidas del Rio Grande.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

- Analizar las tensiones que se desarrollan en el interior de la presa de materiales sueltos “Rio Grande” que permitan establecer recomendaciones para la etapa de monitoreo y reducir los riesgos en su operación.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Recopilar información existente y necesaria de los diseños de la presa Río Grande.
- Analizar los resultados de los ensayos de suelos obtenidos en laboratorio.
- Manejar en forma eficiente el software Phase2 usando criterios acordes a presas de materiales sueltos y verificar si los resultados obtenidos son confiables.
- Aplicar el Software Phase2 utilizando los datos reales obtenidos de la presa de materiales sueltos Rio Grande.
- Analizar los resultados obtenidos con la modelación de tensiones de la presa de materiales sueltos Rio Grande.

1.4 Hipótesis

La geometría y las condiciones físicas de la presa generaran esfuerzos o tensiones que comprometen la estabilidad de la estructura (estados tensionales).

CAPÍTULO 2

FLUJO DE AGUA A TRAVES DE PRESAS DE TIERRA

2.1 Fundamentos

Una de las actividades que realiza la ingeniería civil es la construcción de presas. Todas las grandes civilizaciones se han caracterizado por la construcción de embalses de almacenamiento de agua para suplir sus diversas necesidades para su desarrollo. La utilización de los recursos hidráulicos es una de las aportaciones más importantes del ingeniero civil a la sociedad. La construcción de presas representa una inversión considerable para todas las naciones.

Según (Novak, Moffat, Nalluri, & Narayanan, 2001) el propósito principal de una presa es el de proveer contención y reserva de agua de forma segura. Cada presa tiene un diseño característico. Muy independiente de su tamaño y tipo, la relación que tiene su respuesta a las cargas, la hidrología y la geología del sitio determinan una cierta dificultad. Las presas se pueden clasificar de acuerdo a su función o propósito principal, es decir, riego, abastecimiento de agua, generación hidroeléctrica, regulación del caudal de ríos, control de inundaciones, etc. Otra forma de clasificarlos es dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, se puede hacer una clasificación inicial en dos grupos.

1. Presas de relleno que se construyen con terraplenes de suelos o enrocados.
2. Presas de concreto que se construyen con concreto macizo. Las presas de relleno han incrementado su número debido a razones técnicas y económicas, y representan alrededor de 90% de todas las presas construidas. Estas utilizan materiales disponibles localmente y sin tratamientos exclusivos. Al transcurrir el tiempo, las presas de relleno han demostrado su capacidad de adaptarse a varios sitios y circunstancias. A diferencia de las presas de concreto, estas son más

exigentes en cuanto a las condiciones de cimentación. A demás que requieren de habilidades de construcciones únicas y de costos altos.

2.2 Perspectiva Histórica de las Presas de Materiales Suelos

El diseño de presas de materiales sueltos continuó siendo experimental por un cierto tiempo. En el periodo posterior a 1930 los avances de la construcción de terraplenes se fundamentaron en la teoría moderna de la mecánica de suelos. Los progresos en la construcción de las presas de relleno han sido consecuencia de los adelantos en el entendimiento del comportamiento de estos y de la introducción de equipos modernos de gran capacidad para el estudio y movimiento de tierras.

Como consecuencia de grandes desastres que se han registrado en la historia, se estableció la importancia vital que para la ingeniería de presas se efectúen las disciplinas interrelacionadas de mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería geológica. En los últimos años las técnicas analíticas se han acelerado de igual manera, específicamente por el desarrollo del refinado y potente método de los elementos finitos (MEF), que actualmente se utiliza en los análisis de todo tipo de presas. A su vez, la aplicación del (MEF), ha contado con la disponibilidad y capacidad de computadores modernos interviniendo en su rapidez y amigabilidad (Novak, et al., 2001).

2.3 Tipos y características de presas de materiales sueltos

Las presas de relleno se pueden construir a partir de materiales naturales excavados u obtenidos en los alrededores. Los materiales disponibles se utilizan para sacar el mejor provecho de sus características como volumen de relleno de ingeniería en las diversas zonas dentro de la sección de la presa.

Las presas de relleno pueden clasificarse generalmente, como presas de relleno o de enrocado. La división entre estas dos no es absoluta, muchas presas utilizan materiales de relleno de ambos tipos dentro de zonas internas que son designadas.

Las presas de relleno más pequeñas y una pequeña minoría de las más grandes pueden emplear una sección homogénea, pero en la mayoría de los casos se emplea un núcleo impermeable, combinado con espaldones de soporte que pueden ser de un material de relativa permeabilidad. El propósito de estos últimos es totalmente estructural, para proporcionar estabilidad al material impermeable y a la sección como un todo.

Las presas de relleno pueden ser de muchos tipos, según como se utilicen los materiales disponibles. Para Novak, et al.(2001), la clasificación inicial de relleno de tierra o enrocado considera las principales variantes empleadas:

1. *Presas de relleno de tierra.* Una presa se puede denominarse de relleno de tierra si los suelos compactados representan más del 50% del volumen colocado de material. Una presa de relleno de tierra se construye principalmente con suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas y con un contenido de humedad controlada.
2. *Presas de enrocado.* La sección de las presas de enrocado incluye un elemento impermeable discreto de relleno de tierra compactada, concreto esbelto o una membrana bituminosa. La designación como “presa de enrocado” es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se puede clasificar como roca, es decir, material friccional de granulometría gruesa. La práctica moderna es especificar un enrocado bien graduado, de alta compactación en capas más bien delgadas mediante un equipo pesado. En esencia, el método de construcción es, por tanto, similar al de una presa de relleno de tierra. (p.10).

2.4 Ventajas y desventajas de las presas de relleno

Las presas de relleno tienen muchas ventajas que se han llegado a concluir para su dominio como estructura general. Novak et al. (2001), sostiene los siguientes puntos:

1. Su conveniencia en todo tipo de sitios, desde valles anchos hasta cañones con laderas relativamente pendientes;
2. Su adaptabilidad a un rango amplio de condiciones de cimentación: desde rocas competentes hasta suelos blandos y comprensibles o formaciones de suelos relativamente permeables;
3. El uso de materiales naturales, minimizando la necesidad de importar o transportar al sitio grandes cantidades de material procesado o cemento;
4. Siempre y cuando se satisfagan los criterios esenciales, el diseño es flexible en extremo y se acomoda con facilidad a diferentes materiales de relleno, por ejemplo, en tierra y/o enrocados, si se zonifican apropiadamente en su interior;
5. El proceso de construcción es de gran mecanización y continuo;
6. Principalmente como consecuencia del ítem anterior los costos unitarios en términos reales en rellenos de tierra y enrocados se han incrementado con mayor lentitud que los de concreto macizo;
7. Si se diseñan apropiadamente, las presas de relleno pueden acomodarse en forma segura a un grado apreciable de asentamiento-deformación sin exponerse a fraccionamientos serios y posibles fallas. (p.12).

Para las presas de relleno las desventajas encontradas son pocas. La más significativa es su gran susceptibilidad al daño o la destrucción por rebose. Otras desventajas influyentes son la vulnerabilidad a filtraciones ocultas y erosión interna de la presa o su cimentación, por lo que es necesario su estudio esencial en estas áreas.

2.5 Tipos y elementos importantes

Las presas de relleno más grandes requieren dos elementos importantes:

1. Para el elemento impermeable siendo este el núcleo, se utilizan rellenos limosos o arcillosos compactados, con permeabilidad muy baja.
2. Para los espaldones de soporte, se emplean rellenos de tierra más gruesos de diferentes tipos que llegan abarcar hasta enrocados, que proporcionan estabilidad estructural.

2.6 Cargas que actúan sobre las presas

Se debe asegurarse la estabilidad de una presa y su cimentación, manteniendo los esfuerzos en niveles aceptables y las zonas impermeables sin que sufran alteraciones.

La clasificación de las cargas se realiza en función de su importancia y aplicabilidad.

1. Cargas primarias. Se identifican como aquellas de mayor importancia, que son: carga del agua, carga del peso propio, carga de infiltración.
2. Cargas secundarias. Se aplican universalmente aunque en menor magnitud, que son: carga de sedimentación, carga de hielo.
3. Cargas excepcionales. Por su poca probabilidad de ocurrencia, que son: carga sísmica y efectos tectónicos.

En el análisis de una presa de relleno las cargas del agua, la infiltración y el peso propio actúan como cargas internas distribuidas o presiones en el cuerpo (Novak, et al, 2001).

2.7 Teoría de Filtración y Flujo de Aguas Subterráneas

El agua al circular a través del suelo influye de forma esencial en su comportamiento. Esta influencia Iglesias Perez (2014) afirma en los siguientes aspectos:

1. Caudal del agua que circula, como por ejemplo en el caso de un embalse, para saber la cantidad que se puede perder a través del cuerpo de la presa y del terreno de cimentación de ésta.
2. Al producirse el movimiento de filtración a través del terreno, el agua adquiere un cierto estado de tensiones intersticiales que influye en el estado tensional del terreno, afectando a sus deformaciones y a su estabilidad. Un descenso del nivel freático produce un incremento de las tensiones efectivas y, como consecuencia de ello, un aumento de los asentos. La estabilidad se ve también afectada, al influir de forma muy importante en la disminución del coeficiente de seguridad al deslizamiento de taludes o laderas naturales.
3. Alteraciones que el movimiento de filtración puede producir en el terreno, que puede ser del tipo físico como la erosión interna o arrastre de partícula del suelo. (p.247)

La presión de poros corresponde a las condiciones creadas por el flujo de agua a través de los poros del suelo. Cuando el flujo comienza, la presión intersticial (poros) en el suelo pasa de los valores iniciales a unos valores finales en este periodo el flujo varía en función del tiempo y se denomina *flujo transitorio*. Cuando la presión intersticial en toda la masa del suelo se equilibra con las nuevas condiciones de frontera, el flujo se vuelve independiente del tiempo, y en ese caso se denomina *flujo estacionario*.

Osborne Reynolds hacia finales del siglo XIX, define que el flujo de agua puede producirse en dos estados característicos diferentes, denominados *flujo laminar* o *flujo turbulento*. En el rango de flujo laminar, el gradiente hidráulico es proporcional a la velocidad de flujo. Esta clase de flujo es

peculiar cuando las velocidades son bajas. Ya que los poros de la mayor parte del suelo son pequeños, las velocidades del flujo son bajas y por lo tanto en la mayoría de casos el flujo de las aguas subterráneas es un flujo laminar (Berry & Reid, 1993).

2.8 Ley de Darcy para el flujo a través de suelos

El francés Henry Darcy alrededor de 1856 con una serie de experimentos sobre lechos filtrantes de arena del sistema de abastecimiento de agua de la ciudad de Dijon, estudió el comportamiento del flujo estacionario en los suelos. Se muestra en la figura 1.

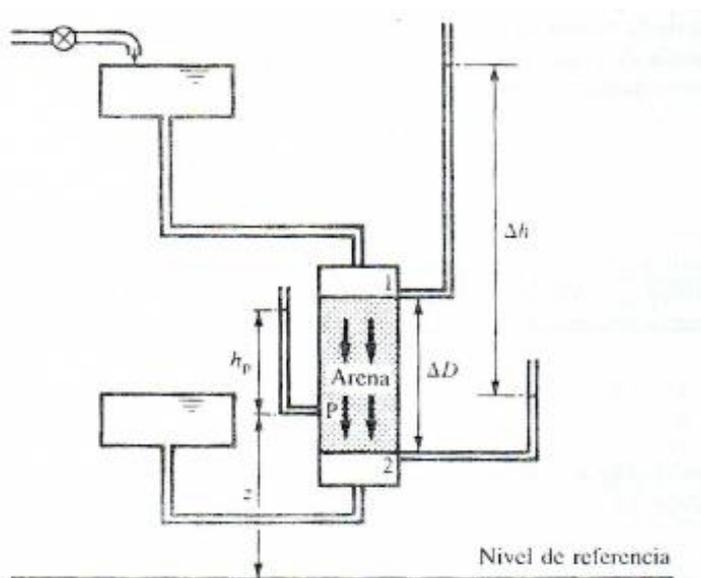


Figura 1 Experimento de Darcy

Fuente: (Berry & Reid, 1993)

Berry & Reid (1993), resume lo que Darcy por el resultado de sus experimentos concluyó, en la figura 1 se muestra el experimento. El caudal Q que pasa a través de la arena es directamente proporcional a la sección transversal A y a la diferencia total Δh , en inversamente proporcional a la longitud ΔD . En términos matemáticos, esta relación se expresa así:

$$Q = kA \frac{\Delta h}{\Delta D}$$

En donde k es una constante de proporcionalidad denominada *coeficiente de permeabilidad*, $\Delta h/\Delta D$ es la tasa de pérdida de cabeza a través de la arena, y se denomina *gradiente hidráulico* i . Esto es:

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

La cantidad Q/A es la *velocidad de descarga* v , y entonces la ecuación se describe de la siguiente manera:

$$v = ki$$

Esta ecuación es la ley de Darcy para el flujo a través de los suelos. Más adelante Reynolds observó que es una característica distintiva del flujo laminar por lo que podemos considerar que prácticamente es aplicable al flujo de suelos.

2.9 Permeabilidad del suelo

La permeabilidad del suelo es importante en los problemas de infiltración, estabilidad de taludes y consolidación. La permeabilidad relativa de los suelos saturados es estimada mediante un coeficiente de permeabilidad, k , que se expresa en unidades de velocidad (m/s).

Flores Berrones (2000) explica que la determinación del coeficiente de permeabilidad se puede hacer mediante cualquiera de los siguientes métodos:

Métodos Directos

- a) Permeámetro de carga constante (suelos granulares de gran permeabilidad)
- b) Permeámetro de carga variable (suelos cohesivos de pequeña permeabilidad)
- c) Pruebas directas en campo

Métodos Indirectos

- Cálculo a partir de la distribución granulométrica
- Cálculo a partir de la prueba de consolidación
- Prueba de capilaridad horizontal

Los métodos más utilizados son los directos, que de igual manera se utilizaron para determinar las permeabilidades de los suelos y los materiales de la presa. Estos se describen a continuación.

2.9.1 Permeámetro de carga constante

Está representado en la figura 2, donde se mide el volumen Q que pasa a través de la muestra de longitud L y sección transversal A , en el tiempo t . Este permeámetro se utiliza en los suelos arenosos y limosos.

El gasto que pasa a través de la muestra de suelo es:

$$q = \frac{Q}{t} = kiA = kA \frac{h}{L}$$

Y despejando k se obtiene:

$$k = \frac{QL}{tAh}$$

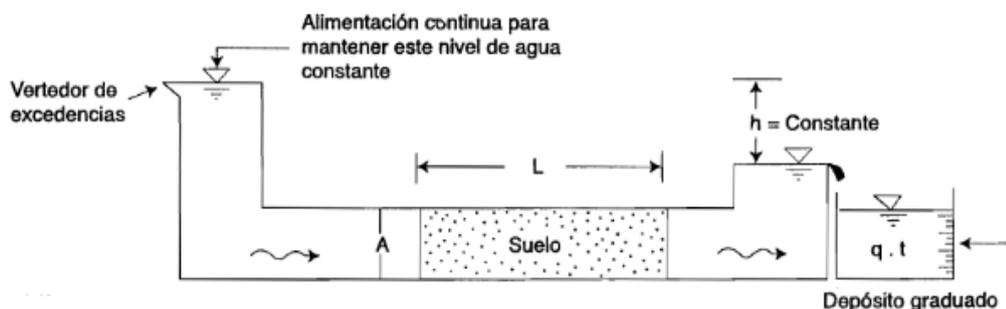


Figura 2 Permeámetro de carga constante

Fuente: (Flores Berrones, 2000)

2.9.2 Permeámetro de carga variable

Este permeámetro utiliza un tubo capilar, como el que se muestra en la figura 3, para determinar la variación de la carga h en función del tiempo t , en este caso se debe considerar la altura capilar denominada h_c (Flores Berrones, 2000).

De acuerdo con la nomenclatura señalada en dicha figura se tiene que la variación del volumen dQ , a través de la muestra de suelo, está dada por la siguiente expresión:

$$dQ = QiA. dt = \frac{kh}{L} A. dt$$

Pero también

$$dQ = -dh a$$

Igualando e integrando estas ecuaciones se despeja el coeficiente k :

$$k = \frac{La}{At} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

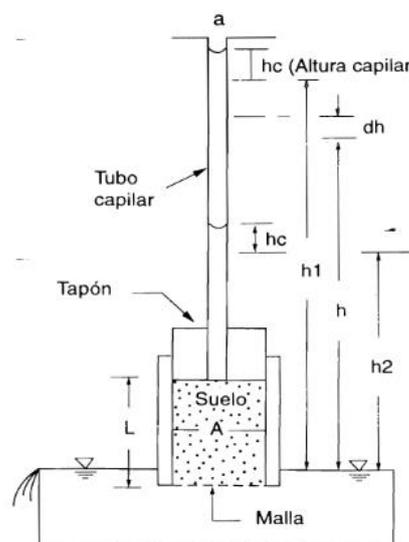


Figura 3 Permeámetro de carga variable

Fuente: (Flores Berrones, 2000)

2.9.3 Pruebas de Permeabilidad en Campo

El coeficiente de permeabilidad medido en laboratorio no siempre representa la permeabilidad de un suelo *in situ*. Esto se debe a la heterogeneidad, y la formación de capas del suelo cuando este se encuentra en su estado natural o alterado. Por esta razón se realizan los ensayos de permeabilidad *in situ*. Existen varias pruebas de permeabilidad en campo que se hacen sobre perforaciones que atraviesan el suelo hasta los estratos de nuestro interés.

En estas pruebas los principios son prácticamente los mismos que los utilizados en las pruebas del laboratorio; es decir, cuando por ejemplo las pruebas de campo son por gravedad, se emplea una carga constante de agua o una carga variable, en dependencia de la velocidad con la que se infiltra el agua en los estratos que se examinan. Flores Berrones (2000) describe los siguientes ensayos que hoy en día se los utiliza para los problemas de permeabilidad en presas.

2.9.3.1 Prueba de permeabilidad Lefranc

Flores Berrones (2000) describe esta prueba de la siguiente manera:

El ensayo Lefranc permite determinar la permeabilidad local de suelos y rocas muy fracturadas, localizadas abajo del nivel freático. Esta prueba consiste en inyectar o extraer agua de una perforación con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente, es decir, convirtiendo el sondeo en un permeámetro. La carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de suelo; para suelos con permeabilidad $k > 10$ cm/seg se inyecta a carga constante, mientras que para suelos con permeabilidad $k < 10$ cm/seg se hace la prueba de extracción con carga variable. Con base en el gasto medio Q y el valor de la diferencia de carga Δh se determina la permeabilidad k del sitio a través de la ecuación siguiente.

$$Q = C k \Delta H$$

Donde C es un coeficiente que caracteriza la geometría del área de infiltración. Se esta es cilíndrica (que es la forma que regularmente tienen los barrenos), de longitud L y radio r. (p.21)

El valor de C resulta:

$$C = 4 \frac{\pi}{\frac{1}{2L} \log \frac{L}{r} - \frac{1}{2H}}$$

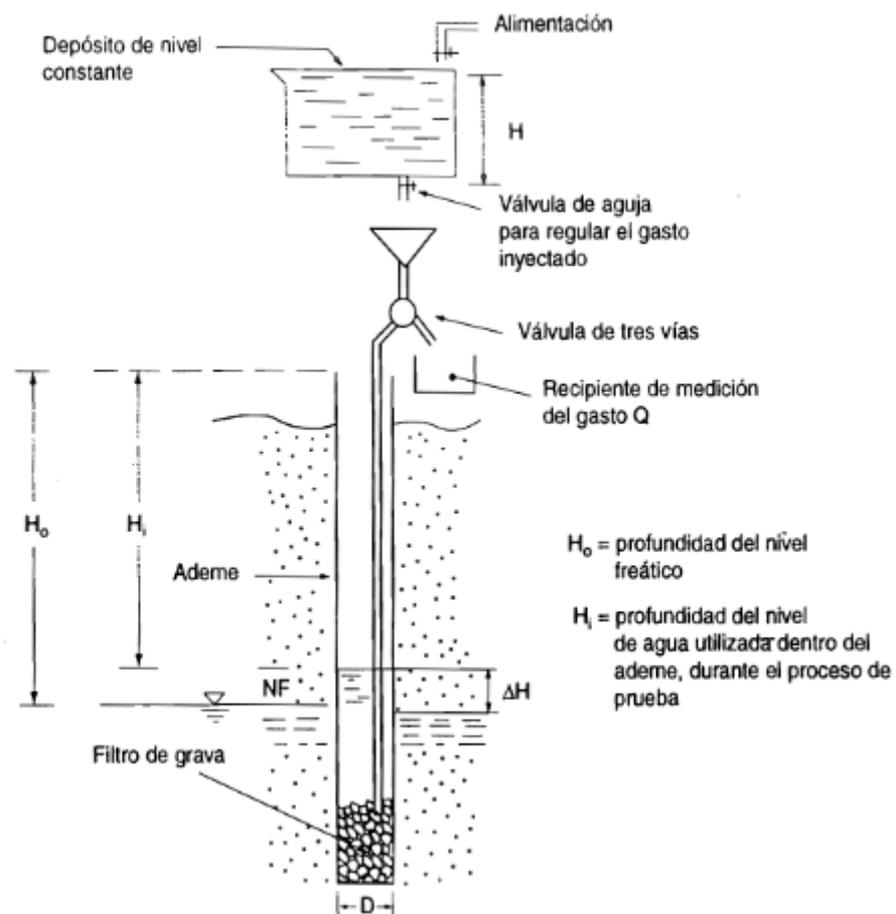


Figura 4 Prueba Lefranc. Dispositivo de Ensayo

Fuente: (Flores Berrones, 2000)

2.9.3.2 Prueba de permeabilidad Lugeon

Flores Berrones (2000) acota lo siguiente de esta prueba:

Consiste en medir el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación que absorbe un material (depósito o estrato de suelo) bajo una presión de 10 kg/cm². La prueba se realiza comúnmente en tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o hule. Para obtener el gasto absorbido, se varía en un mismo tramo la presión aplicada según la siguiente secuencia: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, y 1 kg/cm². La presión de inyección leída en el manómetro debe corregirse por pérdidas de carga en la tubería y por la altura del nivel freático con respecto al tramo probado.

Tomando en cuenta que las curvas “presión vs gasto” no son lineales, no se deben extrapolar los resultados cuando alcance la presión límite de 10 kg/cm². Se debe por otro lado, tener cuidado de no provocar una abertura progresiva de las fisuras existentes en la roca al tratar de alcanzar la presión de 10 kg/cm². (p.22)

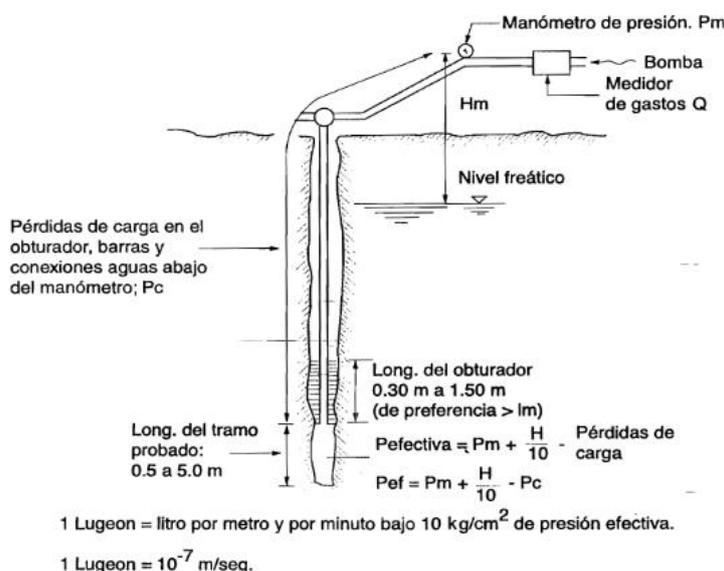


Figura 5 Prueba Lugeon
Fuente: (Flores Berrones, 2000)

2.9.4 Rangos del coeficiente de permeabilidad k , según el tipo de suelo

Flores Berrones (2000) establece las siguientes fronteras:

- Suelos permeables o con buen drenaje
- Suelos de poca permeabilidad o con mal drenaje
- Suelos impermeables

La figura 6 sintetiza la clasificación de los suelos según sus características drenantes.

k en cm/s (Escala logarítmica)										
10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸
Buen drenaje						Mal drenaje			Prácticamente impermeable	
Secciones permeables de presas y diques						Secciones impermeables de presas y diques				
Grava limpia		Arenas limpias y mezclas de agrava y arena limpia			Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcillas; morrena de glacial; depósitos estratificados de arcilla, etcétera			Suelos impermeables, por ejemplo, arcillas homogéneas por abajo de la zona de intemperismo		
Suelos impermeables que son modificados por los efectos de la vegetación e intemperismo										

Figura 6 Caracterización de los suelos según su permeabilidad

Fuente: (Flores Berrones, 2000)

2.10 Gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico se define como la relación de la carga hidráulica que el agua consume (Δh), entre la trayectoria que recorre (L). Se cuantifica por la relación $\Delta h/L$, de la cual resulta adimensional. La figura 7 ilustra la definición.

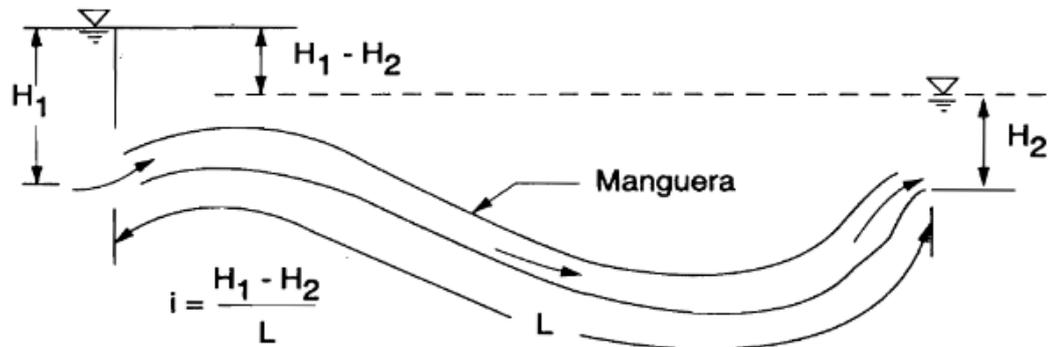


Figura 7 Representación de el gradiente hidráulico
Fuente: (Flores Berrones, 2000)

Como se puede observar, es necesaria una diferencia de carga Δh para tener flujo.

2.11 Soluciones Gráficas De Flujo Establecido Mediante Redes de Flujo

2.11.1 Justificación teórica Principios básicos

Si se considera un flujo que pasa por el elemento mostrado por la figura 8, se observa lo siguiente:

$$q_x + dq_x = k_x \frac{\delta h}{\delta x} dy + k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} dy dx$$

$$q_y + dq_y = k_y \frac{\delta h}{\delta y} dx + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} dx dy$$

Donde h es la carga hidráulica y "x" e "y" son las coordenadas correspondientes en un sistema bidimensional.

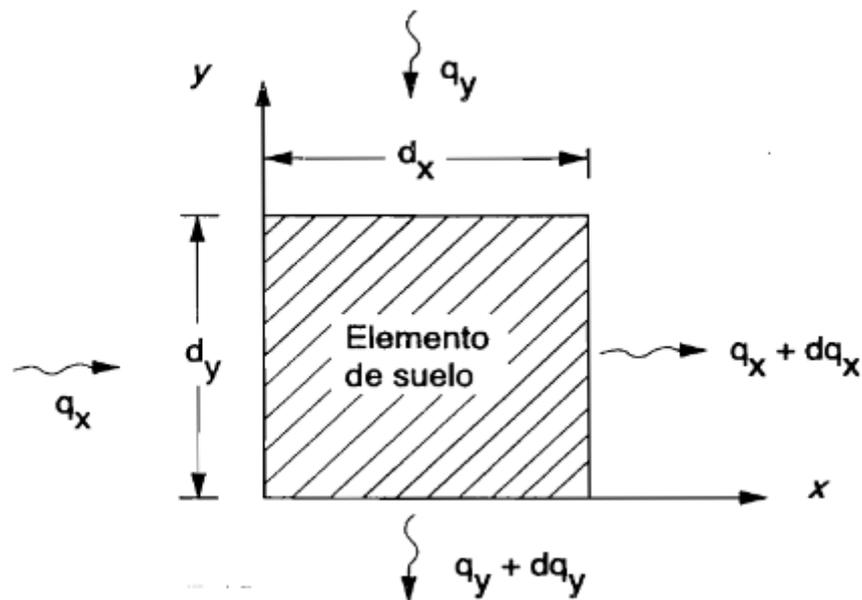


Figura 8 Flujo establecido en dos dimensiones
Fuente: (Flores Berrones, 2000)

Si el flujo es establecido o estacionario, la diferencia entre el gasto que sale de las caras del elemento y el que entra, debe ser igual a cero, es decir, por condición de continuidad se tiene:

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} dy dx + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} dx dy = 0$$

Al reducir términos la expresión anterior queda:

$$k_x \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + k_y \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

Si el suelo es isotrópico ($k_x = k_y$), la expresión resulta siendo la ecuación de Laplace

$$\frac{\delta^2 h}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 h}{\delta y^2} = 0$$

El flujo en presas se puede simplificar en un sistema bidimensional, por lo que la expresión a considerar es la ecuación de Laplace. Esta ecuación diferencial, describe matemáticamente muchos fenómenos físicos en la práctica, en este caso describe el fenómeno del flujo de agua bidimensional en un suelo isótropo.

Una de las soluciones a esta última ecuación se representa gráficamente por un par de familias de curvas que se intersecan entre sí en ángulos rectos. Esta solución, con las condiciones de frontera determinadas, da la variación de la carga hidráulica y, por tanto, la dirección del escurrimiento en todo punto de la zona de flujo. En hidromecánica estas curvas se conocen como líneas de flujo y líneas (Flores Berrones, 2000).

2.11.2 Solución Matemática de Forchheimer y solución gráfica de Casagrande

La filtración del agua en el suelo se produce cuando existe una carga hidráulica. Para calcular el gasto de filtración de agua a través del suelo es necesario determinar la red de flujo. Esta puede construirse como lo estableció Forchheimer y luego Arthur Casagrande.

Arthur Casagrande aporta las ideas para la construcción gráfica de las redes de flujo. El método consiste en definir cada caso las condiciones de frontera específicas del problema y trazar las dos familias de curvas respetando la ortogonalidad.

2.11.3 Trazo de la red de flujo

Para la solución de la ecuación de Laplace en primer lugar se establece la red de flujo, con anterioridad se tiene el conocimiento de que las condiciones de frontera están constituidas por dos líneas de flujo y dos líneas equipotenciales.

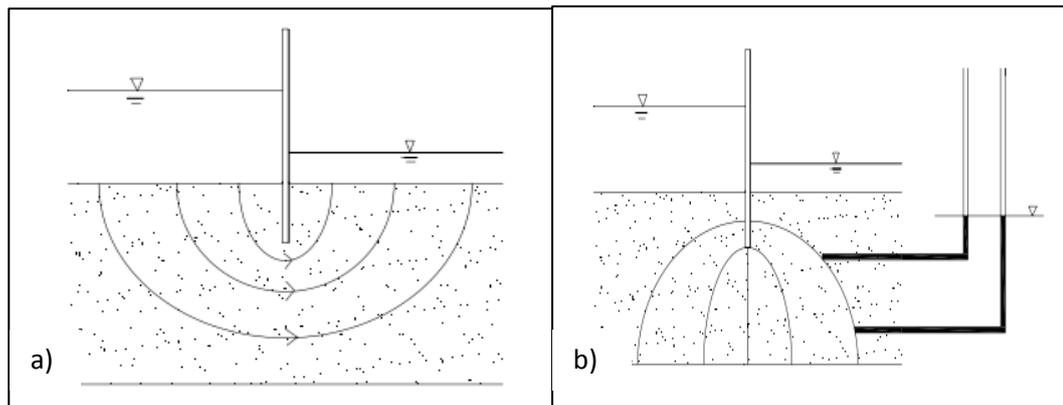


Figura 9 a) líneas de flujo, b) líneas equipotenciales
Fuente: (Medrano Catillo, 2008)

Las líneas de flujo representan los caminos que toman las partículas de agua dentro del flujo establecido, esto se muestra en la figura 9a, las líneas equipotenciales son líneas en las cuales todos los puntos tienen igual carga hidráulica, o sea que si colocáramos piezómetros sobre alguna de estas líneas, el nivel de agua en todos sería el mismo, se muestra en la figura 9b.

Las líneas de flujo y las equipotenciales, representan una red de flujo dentro de un suelo, figura 10.

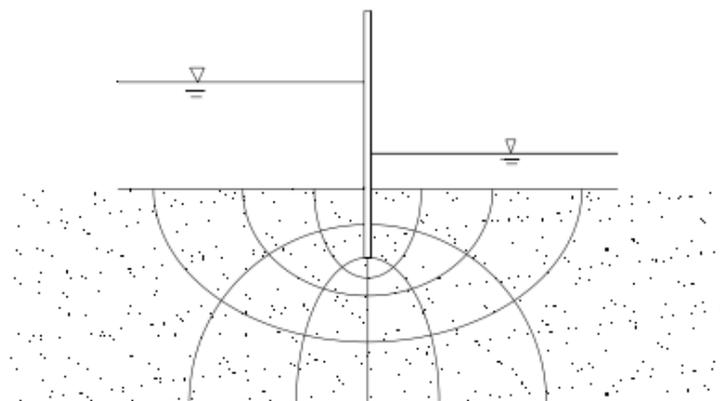


Figura 10 Red de flujo
Fuente: (Medrano Catillo, 2008)

En el interior de la región delimitada por las condiciones de frontera, se dibujan las líneas de flujo imaginando el recorrido de la trayectoria de una gota de agua dentro del suelo, procurando que el gasto que pase en el canal

de flujo formado entre dos de estas líneas, sea el mismo en todos los canales.

Consecutivo a esto se dibujan las líneas equipotenciales procurando que sean ortogonales (que sus tangentes en ese punto de intersección sean perpendiculares) a las de flujo. El rectángulo curvilíneo que se forma con las líneas de flujo y equipotenciales tiene en promedio las mismas dimensiones, quiere decir que l debe ser aproximadamente igual a b , se muestra en la figura 11 (Medrano Catillo, 2008).

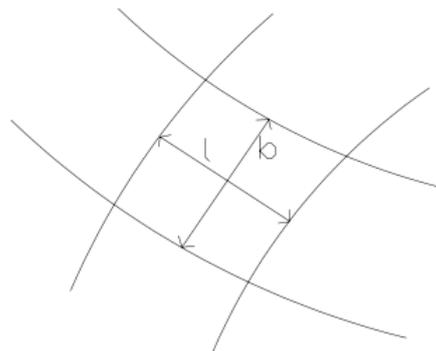


Figura 11 Rectángulo curvilíneo de redes de flujo

Fuente: (Medrano Catillo, 2008)

Flores Berrones (2000) señala unas importantes ventajas que A. Casagrande concluyó del método gráfico ideado por Forchheimer apuntando lo siguiente:

- a) Durante el trazo de la red de flujo se pueden apreciar obviamente los cambios que se requieren en el diseño para mejorar la estabilidad y condiciones de flujo (y en ocasiones, también, la economía) de la obra.
- b) Con un poco de experiencia en el trazo de las redes de flujo, los efectos de cambiar uno u otro detalle del diseño se pueden apreciar muy fácilmente sin necesidad de encontrar toda la red de flujo para diferentes secciones transversales; es decir en un lapso de tiempo relativamente corto se pueden estudiar muchas

alternativas que, con cualquier otro método, pueden requerir varias semanas de trabajo.

- c) El método desarrolla una cierta sensibilidad de la dirección del flujo que no solamente mejora la rapidez y la aproximación con que se determinan las redes de flujo, sino que también propicia un mejor entendimiento de la hidromecánica el flujo de agua.
- d) Sirve para verificar o localizar errores de otros métodos. (p.29)

Y Medrano Catillo (2008) acota unos consejos realizados por Arthur Casagrande para ingenieros sin experiencia en estos campos:

1. Úsense todas las oportunidades posibles para estudiar la apariencia de redes de flujo bien hechas, tratando después de repetirlas sin tener a la vista el modelo hasta obtener dibujos satisfactorios.
2. Usualmente es suficiente trazar la red con un número de canales de flujo comprendidos entre cuatro y cinco. El uso de muchos canales dificulta grandemente el trazo y desvía la atención de los aspectos esenciales.
3. Debe siempre observarse la apariencia de la red en conjunto sin tratar de corregir detalles hasta que toda ella está aproximadamente bien trazada.
4. Frecuentemente hay partes de la red en que las líneas de flujo deben ser aproximadamente rectas y paralelas; en este caso los canales son más o menos del mismo ancho y los cuadrados deben resultar muy parecidos. Puede facilitar el trazo de la red al comenzar por esta zona.
5. Las redes de flujo en áreas confinadas, limitadas por fronteras paralelas (especialmente la superior y la inferior) son frecuentemente simétricas y las líneas de flujo y las equipotenciales son entonces de forma parecida a la elíptica.
6. Un error común en los principiantes es dibujar transiciones muy bruscas entre las partes rectas y las curvas de las diferentes

líneas. Debe tenerse presente que las transiciones deben ser siempre muy suaves y de forma parabólica o elíptica; el tamaño de los diferentes cuadro debe ir cambiando también gradualmente.

7. En general el primer intento no conduce a una red de cuadrados en toda la extensión de la región de flujo. La caída de potencial entre dos equipotenciales sucesivas correspondiente a un cierto número de canales con el que se intentó la solución, no suele ser una parte entera exacta de la pérdida total del potencial, de manera que al terminar la red suele quedar una última hilera de rectángulos entre dos líneas equipotenciales en la que la caída de carga es una fracción de Δh , podrá corregirse la red, cambiando el número de canales de flujo, bien sea por interpolación o empezando de nuevo. No debe intentarse convertir la hilera incompleta en una de cuadrados por correcciones locales puramente gráficas, a no ser que el faltante o sobrante de espacio en la hilera incompleta sea muy pequeño.
8. Las condiciones de frontera pueden introducir singularidad en la red.
9. Una superficie de salida en la red, en contacto con el aire, si no es horizontal, nunca ni es línea de flujo ni equipotencial, de manera que los cuadrados limitados por esa superficie no pueden ser completos. Sin embargo estas superficies deben cumplir la condición de que se tenga iguales caídas de posición entre los puntos de ellas cortados por las líneas equipotenciales (p.12).

2.12 Redes de flujo a lo largo del cuerpo de las presas de tierra

2.12.1 Condiciones a lo largo de la superficie libre

Cuando se produce la filtración en las presas de tierra, la línea superior de flujo o superficie de descarga libre (LSC), no está bien definida. Por esta razón se propone para ello trazos de parábolas que se ajustan para que en

la entrada se cumpla con la condición de perpendicularidad entre la primera línea equipotencial que corresponde al talud de aguas arriba de la presa y la primera línea de flujo, Como se puede ver en la figura 12. La superficie de descarga libre es la que va desde el punto donde la LSC interseca al talud agua a bajo hasta el pie del mismo. Existen diferentes condiciones de salida según el proyecto, en el cual la línea superior de filtraciones es tangencial al talud de aguas abajo o de acuerdo a las obras de drenaje que se proyectan para que esta línea llegue hacia algún filtro, con lo que se pretenda dar mayor estabilidad a la estructura (Flores Berrones, 2000).

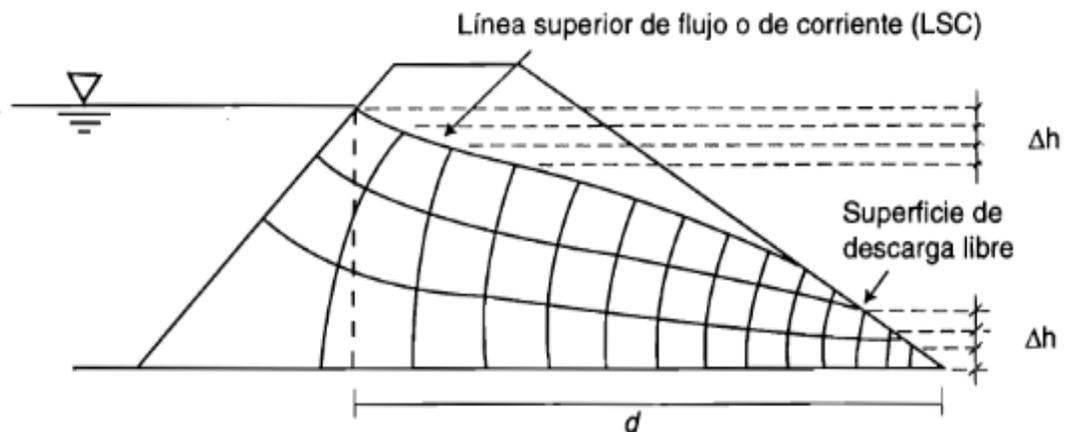
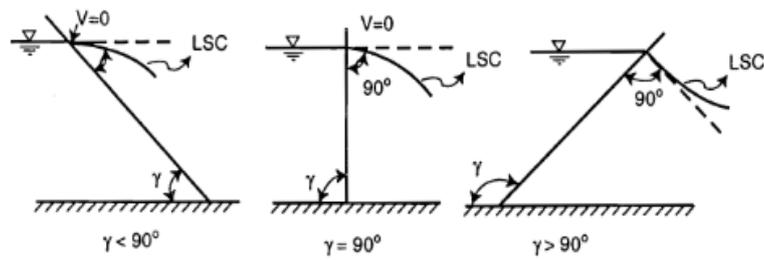


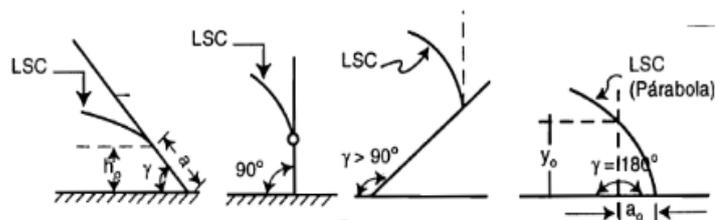
Figura 12 Esquema red de flujo a través presa homogénea
Fuente: Fuente: (Flores Berrones, 2000)

2.12.2 Condiciones de entrada y salida de la línea superior de flujo

En la figura 13 se muestran los varios casos que existen según el ángulo con el que interseca la línea superior de corriente (LSC) con la superficie libre de descarga y así determinar las condiciones iniciales.



a) Condiciones del punto de entrada de la línea superior de corriente



Para $\gamma < 90^\circ$ la línea de la corriente es tangente a la superficie de descarga

Para $90^\circ \leq \gamma \leq 180^\circ$ la línea de corriente es tangente a la vertical que pasa por el punto de descarga

b) Condiciones del punto de descarga de la línea superior de corriente

Figura 13 Condiciones de entrada y salida en la superficie de descarga libre

Funete: (Flores Berrones, 2000)

2.13 Cálculo del gasto

Tomando la definición que un canal de flujo es el espacio entre dos líneas de flujo, el gasto a través de los canales de flujo debe ser el mismo, el número de canales de flujo lo determinamos con N_f , en el siguiente ejemplo podemos contar cuatro canales de flujo, ver figura 14.

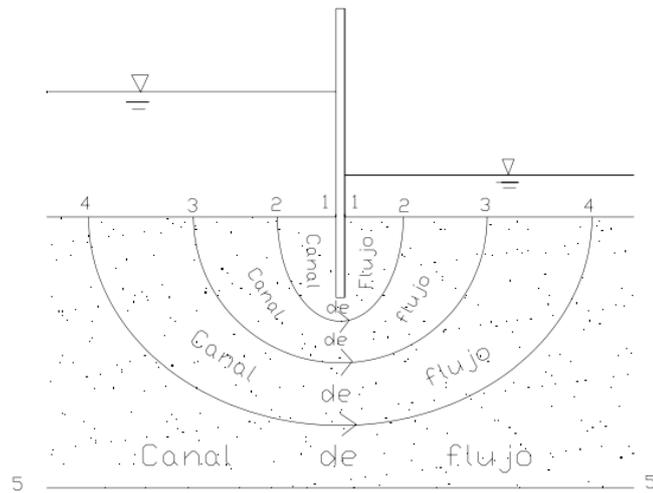


Figura 14 Canales de flujo
Fuente: (Medrano Catillo, 2008)

La pérdida de carga entre cualquier par de líneas equipotenciales es la una caída de carga o caída equipotencial esta la que denominaremos N_e , en el siguiente ejemplo podemos contar siete líneas equipotenciales y seis caídas de carga, ver figura 15.

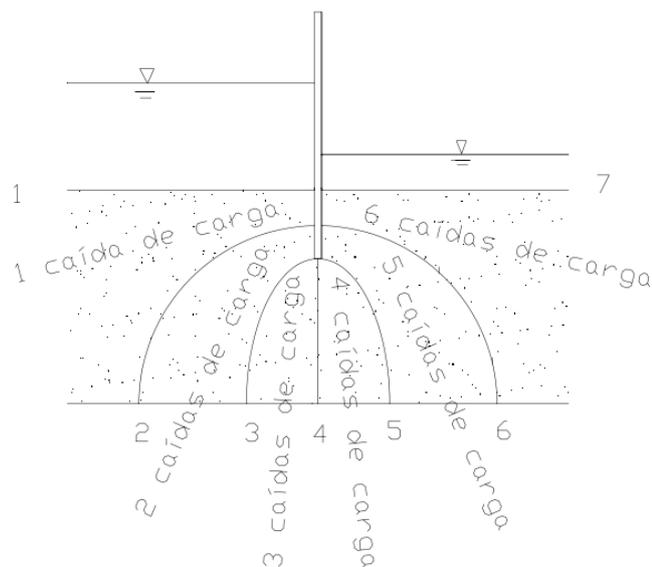


Figura 15 Caída de cargas
Fuente: (Medrano Catillo, 2008)

De donde se considera que la carga hidráulica que se pierde entre dos líneas equipotenciales y corresponde a una caída de carga, la pérdida de carga será la diferencia entre el nivel de entrada y salida, lo que se conoce como carga hidráulica Δh , dividida entre el número de caídas de carga.

$$\Delta h' = \frac{\Delta h}{N_e}$$

El gasto para un canal de flujo, por unidad de ancho de estructura se puede determinar de la siguiente forma:

$$q_j = k i_j A_j$$

Donde k es el coeficiente de permeabilidad, el gradiente hidráulico es la pérdida de carga dividida entre la longitud del recorrido del agua entre las dos líneas equipotenciales:

$$i_j = \frac{\frac{\Delta h}{N_e}}{l}$$

El área corresponde a la dimensión b , multiplicada por una unidad de longitud por ser un gasto unitario:

$$A_j = (b)(1) = b$$

Substituyendo:

$$q_j = k \left(\frac{\Delta h}{N_e} \right) \left(\frac{b}{l} \right)$$

Como en una red de flujo l debe ser igual a b , entonces el último término se convierte en 1, quedando la fórmula:

$$q_j = k \frac{\Delta h}{N_e}$$

Considerando que en todos los canales de flujo se filtra la misma cantidad de agua el gasto unitario total será:

$$Q = \sum_{j=1}^{N_f} q_j = k \frac{\Delta h}{N_e} N_f$$

Por lo que el gasto por unidad de ancho, lo podemos determinar por la siguiente fórmula:

$$Q = k \Delta h \frac{N_f}{N_e}$$

En donde k es la permeabilidad del suelo, Δh es la carga hidráulica determinada por la diferencia del nivel del agua a la entrada y a la salida, y N_f/N_e se conoce como el factor de forma.

2.14 Fuerzas de filtración, Subpresiones

La presión que ejerce el flujo agua en el suelo actúa disminuyendo las presiones efectivas entre las partículas sólidas de los mismos y por lo tanto de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Para conocer las presiones intersticiales es necesario determinar primeramente la red de flujo.

El esfuerzo del agua en el suelo también llamado esfuerzo *neutro*, en condiciones de aguas freáticas sin movimiento lo podemos determinar con las leyes de la hidrostática:

$$\mu = \gamma_w z$$

Pero cuando el agua está en movimiento la formula anterior no aplica y la presión del agua debe determinarse con la red de flujo. La carga hidráulica h está dada por la línea equipotencial respectiva descontando la elevación z del punto, de acuerdo al plano de referencia sería la cota cero. Por lo tanto la presión **intersticial o de poro**, la determinamos multiplicando el peso específico del agua por su carga hidráulica:

$$\mu = \gamma_w \left[\left(h_1 - n \frac{\Delta h}{N_e} \right) - z \right]$$

En donde h_1 es el nivel del agua de entrada, y n es el número de caídas de carga (Medrano Catillo, 2008).

CAPITULO 3

PRESA RIO GRANDE

3.1 Proyecto Multipropósito Chone-Presa Río Grande

El proyecto se encuentra en sentido aguas arriba, a 2.5 Km del sector denominado “Pueblito”. En la sub cuenca hidrográfica del Rio Grande que junto al Rio Mosquito y Garrapata, conforman el Rio Chone. Los trabajos en el Proyecto Multipropósito incluyen una presa de materiales sueltos de 57.5 m de altura, una longitud de corona de 292.69 m, y un volumen de retención aproximadamente 113 millones de metros cúbicos, la ubicación referencial del proyecto se muestra en la figura 16.



Figura 16 Ubicación del proyecto
Fuente: (Equitransa y Equitesa)

3.2 Características de la presa

La presa es un relleno limo arcilloso con un 10% aproximadamente de areniscas y limolitas, material que pertenece al sitio de excavación de la presa. Además cuenta con un amplio e impermeable núcleo central de arcilla. La geometría de la presa se muestra en planta y en corte en las figuras 17 y 18 respectivamente.

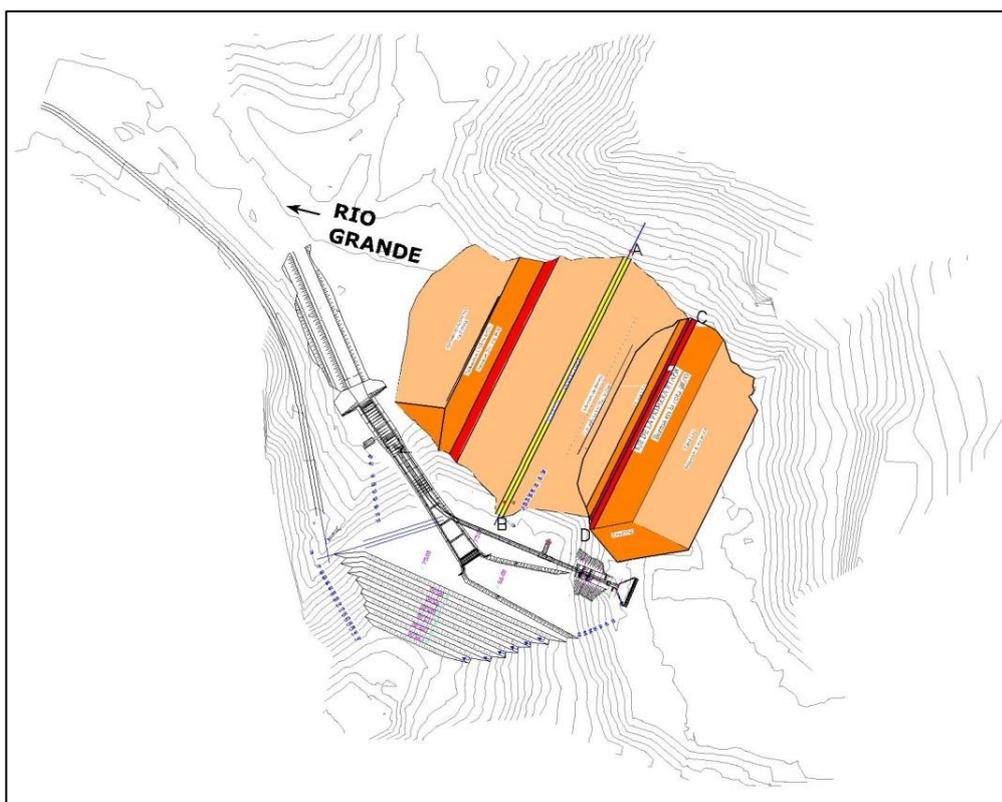


Figura 17 Vista en planta de la presa "Rio Grande"
Fuente: (INNOVATIVA, 2015)

La composición de la presa se puede ver en la figura 18 donde se muestra que:

Las caras externas de la presa tienen pendientes (H:V) de 2.5:1 aguas arriba y aguas abajo, las cuales a partir de la cota 49.00 aumentan a 3.5:1 y mantiene la misma pendiente respectivamente. Además en la cota antes señalada la presa posee bermas de 35 m de ancho en ambos sentidos. El perfil se constituye de dos espaldones de arcilla limosa compactada, Zona 1;

un núcleo central impermeable de arcilla compactada con taludes en ambas caras de 1:4, Zona 2 ; un dren interno inclinado de 1m de espesor con un manto basal de grava triturada, pegado al núcleo, el cual está conectado con otro dren plano del mismo espesor y material que el anterior, cercano a la base de la cimentación , Zona 3 ; zonas de transición de geotextil que separan al dren del núcleo y del espaldón aguas abajo, Zona 4 ; una pantalla corta flujos con geomembrana en la cota 18.00 a 167 m del eje de la presa aguas arriba, Zona 5 ; una pantalla de hormigón plástico de 1m de espesor e incrustada 1m dentro del núcleo impermeable hasta llegar a la roca, normalmente de 24m de altura o hasta donde las condiciones geológicas lo permitan, Zona 6; drenes verticales de 20cm de diámetro con alturas entre los 10 y 30 m separados cada 5m, ubicados a 19m del eje de la presa aguas abajo, Zona 7; un espaldón de material impermeable(limo arcilloso) compactado en sentido aguas arriba, el cual nace en la cota 25.00 y termina en la cota 47.00 cubierto con geotextil, Zona 8; una protección con rocas basálticas en la cara de aguas arriba de espesor entre 1m (cota 49.00 a 72.50) y 2m (cota 36.00 a 49.00), bloques de roca basáltica de aproximadamente 0.50m de espesor en la base de la presa en la cota 22.50, Zona 9 .

PERFIL GENERAL DEL CUERPO DE LA PRESA

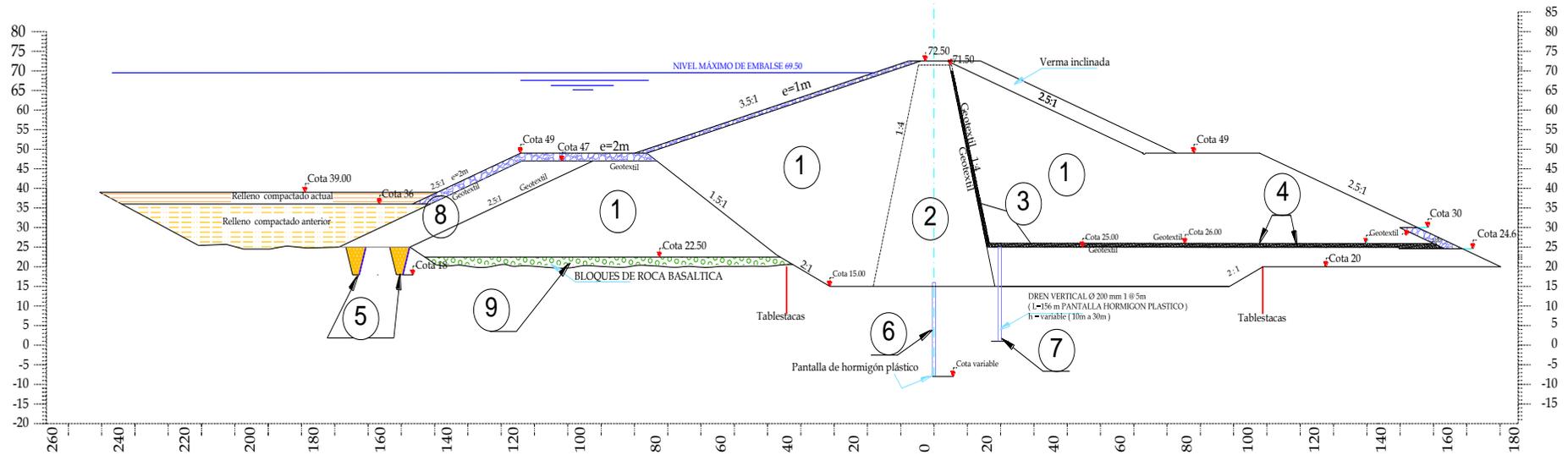


Figura 18 Perfil general del cuerpo de la presa
Fuente: (INNOVATIVA, 2015)

3.3 Características del Subsuelo

El Proyecto de la presa Rio Grande se ubica entre los sitios denominados Jobo 1 y Jobo 2, en la margen izquierda y derecha respectivamente.

Chávez (2014) establece un perfil geológico geotécnico simplificado en el eje de la presa, el cual caracteriza el área de cierre, en ambos empotramientos (areniscas y limolitas) y en la cimentación de la presa (material aluvial y un lecho rocoso), este se puede observar en la figura 19.

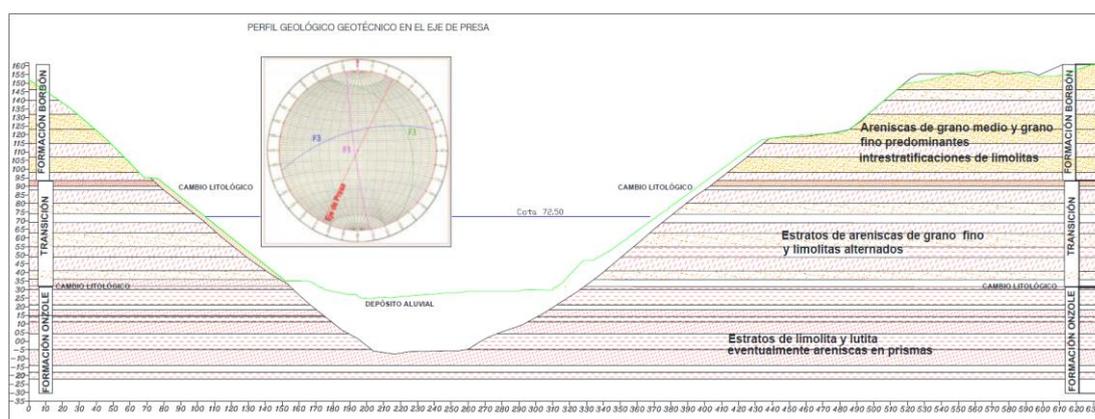


Figura 19 Perfil Geológico del eje de la presa
Fuente: (Chávez, 2014)

Además Chávez (2014), complementa la estratificación con un perfil transversal aproximado de la cimentación de la presa mostrada en la figura 20. El resumen de estas perforaciones realizadas por TERRA HIDRO (2011) se muestra en la tabla 2 y en detalle en el Anexo 1.

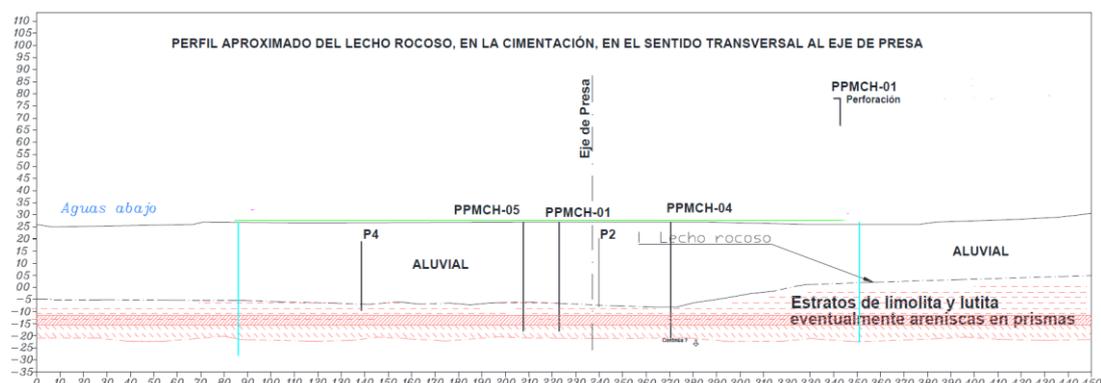


Figura 20 Perfil transversal de la cimentación de la presa
Fuente: (Chávez, 2014)

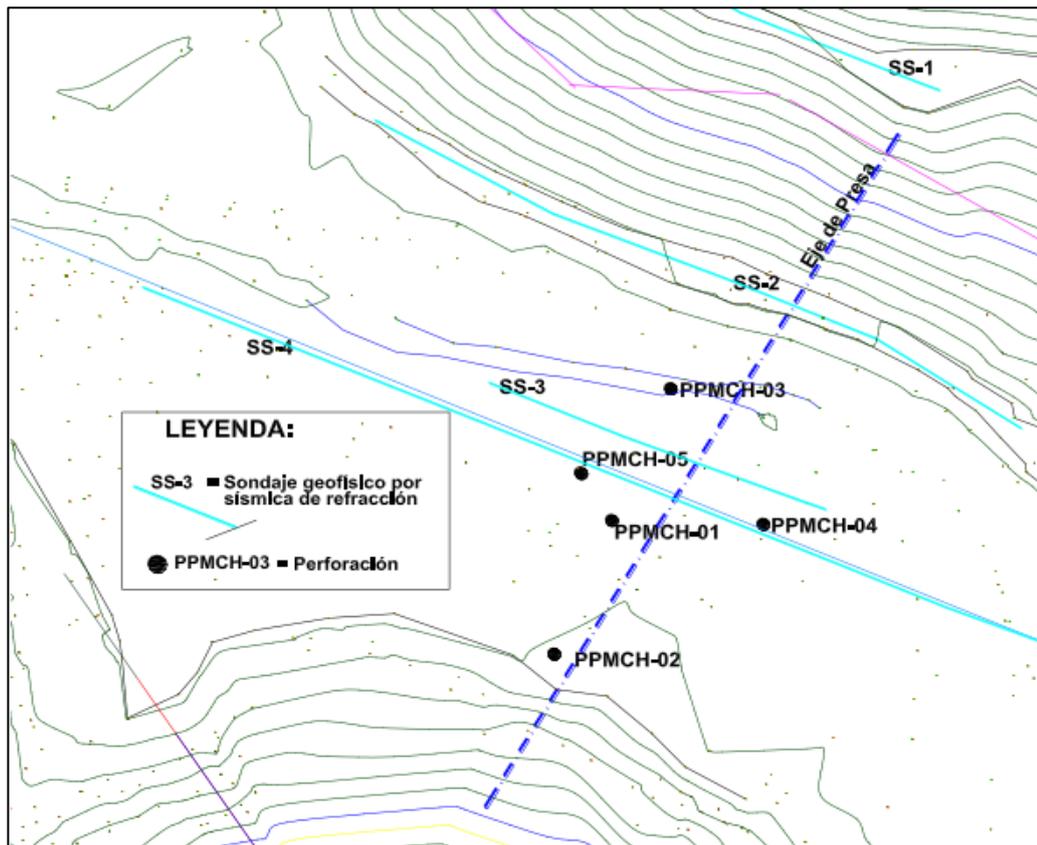


Figura 21 Ubicación de las Perforaciones

Fuente: (TERRA HIDRO, 2011)

En la figura 21 se encuentra la ubicación en planta de las perforaciones donde se realizaron de los ensayos de permeabilidad y granulometría para el respectivo estudio del suelo donde se asienta la presa.

En el reporte de Estudios de Mecánica de Suelos realizado por la empresa GEOSUELOS en 2014, cuyo fin fue ratificar el tipo de suelo que se encontraba debajo del proyecto y empotramientos, después de que el temporal lluvioso que afectó la continuidad de los trabajos en el cuerpo de la presa, se muestra las conclusiones siguientes:

Con el propósito de conocer la conductividad hidráulica y las propiedades geotécnicas del subsuelo de la zona se realizaron 9 sondeos: P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7, P8, PAA. Estas perforaciones se muestran en las figuras 22, 23 y 24.

La naturaleza de composición del material es principalmente arenisca de granulometría fina, De igual forma, se observa que la parte superior de los jobos (margen izquierda y margen derecha), se encuentran depósitos de arena de granulometría media a fina. En los ensayos realizados de conductividad hidráulica o permeabilidad, Los datos obtenidos son similares a los realizados por TERRA HIDRO, 2011.

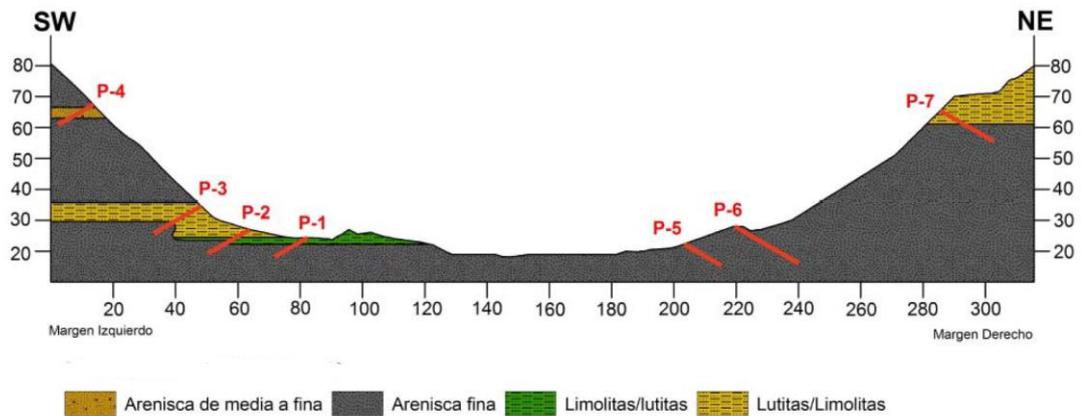


Figura 22 Materiales en el subsuelo de la presa
Fuente: (GEOSUELOS, 2014)

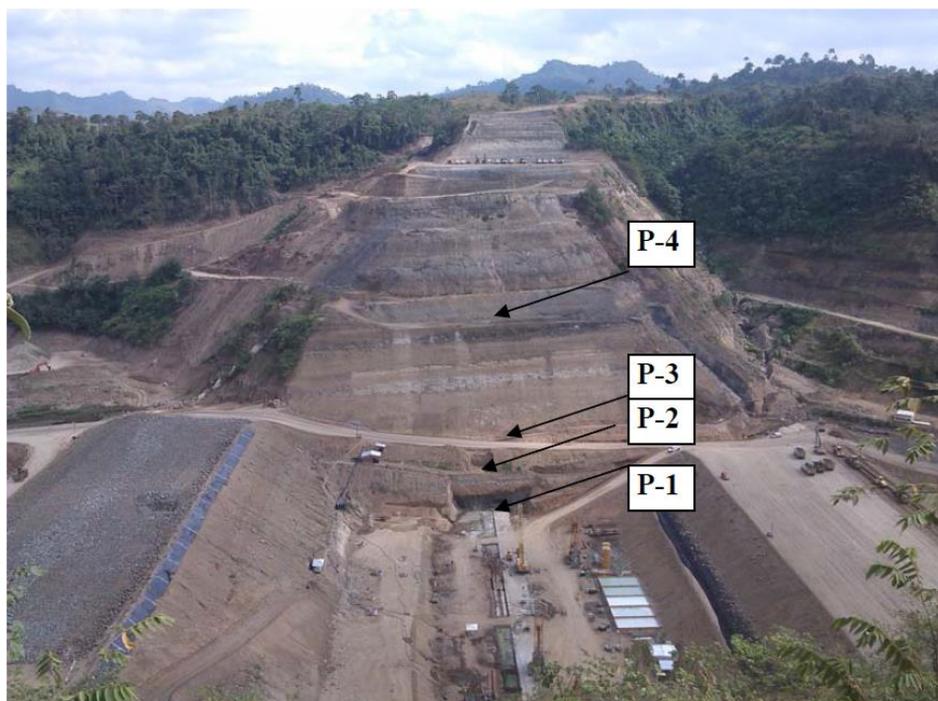


Figura 23 Ubicación de las perforaciones, margen izquierdo
Fuente: (GEOSUELOS, 2014)

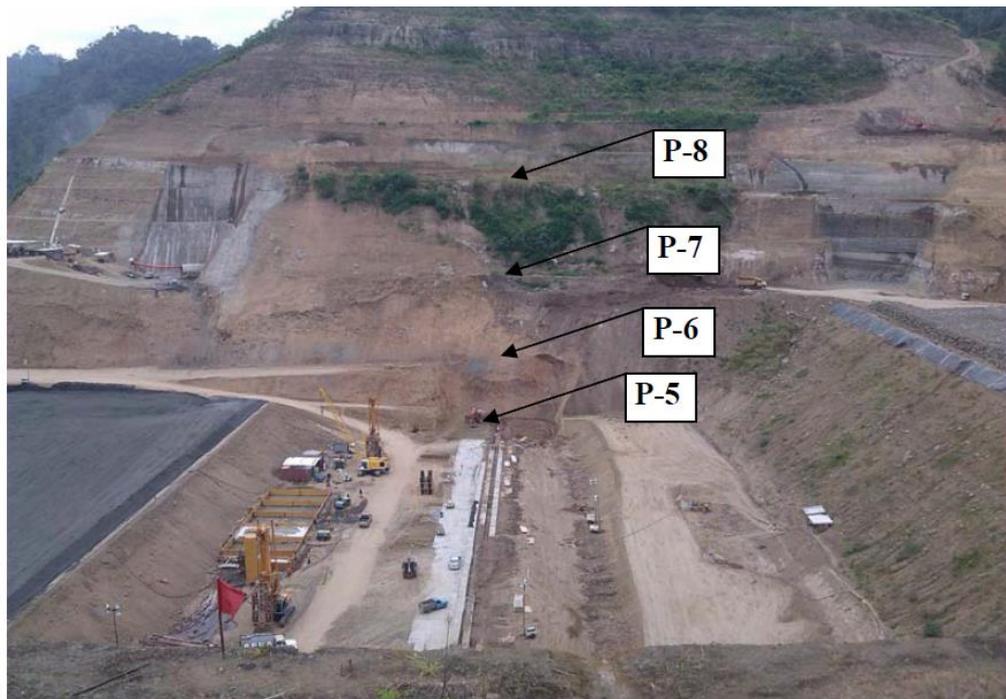


Figura 24 Ubicación de las perforaciones, margen derecho
Fuente: (GEOSUELOS, 2014)

3.4 Propiedades geotécnicas e hidráulicas de la Presa

El diseño de la presa contempla el uso de los estratos rocosos que se encuentran en la margen izquierda y derecha, se puede observar en la figura 22, estos están principalmente conformados por areniscas.

Se ha determinado que limolitas y areniscas del Jobo Alto, disgregadas mecánicamente, presentan un peso específico de las partículas del orden de 15.32 KN/m³, con una buena resistencia friccionante. Para mejorar las condiciones de compactación, incrementando al mismo tiempo la cohesión.

En la tabla 3 se muestra el resumen de las perforaciones y las profundidades con pesos específicos del subsuelo, ensayos realizados por CEVACONSULT 2014.

En la tabla 2 se encuentra resumido las perforaciones utilizadas para determinar las permeabilidades del subsuelo de la presa, ensayos realizados por TERRA HIDRO 2011.

En el anexo 2 se encuentra los ensayos triaxiales del subsuelo de la presa y su respectiva granulometría, realizado por la Empresa CEVACONSULT

En el anexo 3 se encuentra los ensayos de permeabilidades hechos en los materiales utilizados para los espaldones y núcleo de la presa, estos realizados por el laboratorio de geotecnia de la fiscalizadora INNOVATIVA.

En el anexo 4 se encuentra los ensayos triaxiales de los materiales utilizados para la construcción de los espaldones y el núcleo de la presa, ensayos realizados por el laboratorio de suelos de la ESPE.

Se presenta un resumen en la tabla 1 de los pesos específicos de los materiales usados en la presa.

Tabla 1
Resumen pesos específicos de los materiales

Material	Peso Específico (kN/m³)
Núcleo	14.73
Espaldones	15.32
Suelo	15.35
Filtro	23.00
Roca Basáltica (enrocado)	22.00
Pantalla Hormigón	15.80

Fuente: (INNOVATIVA, 2015)

Tabla 2
Permeabilidades del Subsuelo

TERRA HIDRO 2011													
SONDEO	E	N	COTA(m)	SPT(m)	PROFUNDIAD	COTA PROF.	ENSAYO	PROFUNDIDAD(m)	COTA	k (cm/s)	m/s		
PPMCH-01	612704.019	9923005.765	29.158	13.45	50	-20.84	LEFRANC	24.5	29.5	4.66	-0.34	6.99E-05	6.99E-07
							LEFRANC	36	40.1	-6.84	-10.94	1.21E-05	1.21E-07
							LUGEON	45.5	50	-16.34	-20.84	7.01E-06	7.01E-08
PPMCH-02	612685.161	9922959.44	28.974	6.45	25.5	3.47	LEFRANC	15.2	18			3.80E-01	3.80E-03
							LUGEON	20.5	25.5				
PPMCH-03	612723.199	9923051.372	24.749	21	40	-15.25	LEFRANC	14.5	18				
							0 LUGEON	30.2	33.7				
PPMCH-04	612754.309	9923004.824	29.717	27	46	-16.28	LUGEON	41	46	-11.28	-16.28	2.00E-04	2.00E-06
PPMCH-05	612693.809	9923021.824	29.092	15.45	45	-15.91	LEFRANC	20.2	23.2	8.89	5.89	4.71E-06	4.71E-08
								36.5	40	-7.41	-10.91	4.32E-05	4.32E-07
								41	45	-11.91	-15.91	4.80E-05	4.80E-07

Fuente: (TERRA HIDRO, 2011)

Tabla 3
Peso Específico del Subsuelo

CEVACONSULT 2014													
SONDEO	COTA	PROFUNDIAD	COTA PROF.	ENSAYO	MUESTRA	PROFUNDIDAD	COTA	PESO ESPECÍFICO (KG/M3)					
											PROMEDIO		
											gr/cm3	kg/m3	KN/m3
P1	22.84	16.5	6.34										
P2	20.1	28	-7.9		M#11	12.5	13	7.6	7.1	1.589	1589	15.59	
					M#13	14.5	15.5	5.6	4.6	1.58	1580	15.5	
P3	19.65	29	-9.35										
P4	18.9	28.5	-9.6	TRIAXIAL	M #6	7.5	8	11.4	10.9	1.582	1582	15.52	
				TRIAXIAL	M#9	10.5	11	8.4	7.9	1.661	1661	16.29	
				TRIAXIAL	M #11	12.5	13	6.4	5.9	1.619	1619	15.88	
											1600	15.7	
											1650	16.19	
P5	41	25.5	15.5										

Fuente: (CEVACONSULT, 2014)

CAPITULO 4

CONSTRUCCIÓN DE LA RED DE FLUJO

4.1 Línea Superior de Corriente

Teniendo en cuenta toda la información obtenida de la presa Rio Grande a continuación se realizará el cálculo de la línea superior de corriente LSC, trazo de la red de flujo en el cuerpo de la presa y el cálculo del caudal de salida al pie de la presa agua abajo, esto se determinará por el método que más adelante se indicará y que es usado por U.S Department of Transportation (1998).

Este método según Iglesias Pérez (2014) presenta un doble interés para el ingeniero:

- Permite que se familiarice con la forma geométrica de las redes de flujo, ya que este método ofrece una visión directa del flujo de agua.
- Constituye la fase preliminar significativa para construir modelos sobre los que se emplean métodos numéricos, como el método de elementos finitos.
- En el método gráfico se traza a mano la red de líneas equipotenciales y de flujo, en tanto que se define las condiciones de frontera.

Como se trata de un presa de materiales sueltos tiene un flujo no confinado es necesario trazar la línea superior de corriente (LSC), la presa está conformada por el espaldón y el núcleo, los cuales son zonas con diferentes permeabilidades lo cual se considera como una sección compuesta.

Para la solución de secciones compuestas se utilizara un artificio, que relaciona las permeabilidades de cada sección que forman el cuerpo de la

presa, creando así una sección homogénea, lo cual facilita el cálculo y obtención de la línea superior de corriente (LSC) o línea de flujo.

Dado que la Presa “Rio Grande” es una presa que tiene un núcleo de materiales finos y de diferente permeabilidad a la de los espaldones, se tendrá que convertirla en una presa homogénea, por medio de un artificio en el cual la dimensión promedio de las bases del núcleo en la presa de sección compuesta se ensancha tantas veces la relación entre la permeabilidad del espaldón para la del núcleo, se muestra en la siguiente ecuación:

$$B = \frac{k_e}{k_n} * b$$

Los datos usados son los mismos que se usan para la elaboración del modelo en el programa, con el fin de comparar los resultados obtenidos.

Datos:

- Permeabilidad núcleo: 2.04×10^{-9} m/s
- Permeabilidad espaldón: 1.23×10^{-7} m/s
- Ancho promedio de las bases del núcleo:

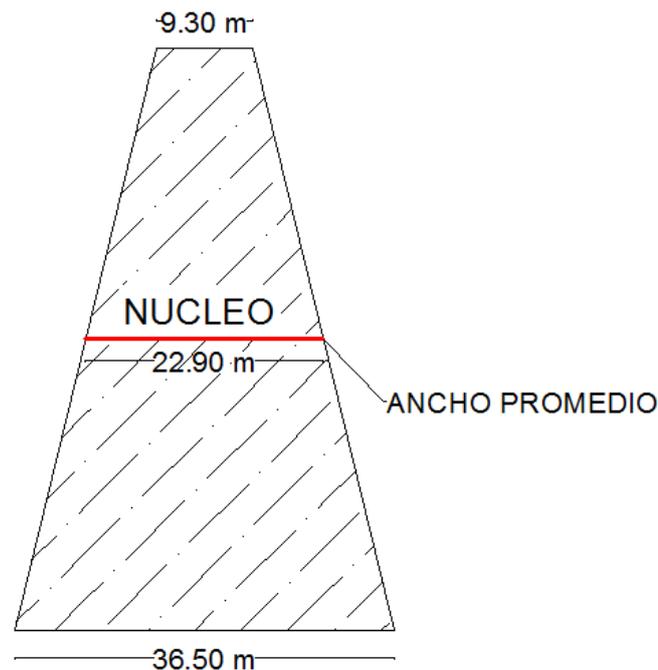


Figura 25 Determinación del ancho medio del núcleo

Fuente: (Bernal & Yáñez)

Reemplazando los datos en la ecuación, tenemos:

$$B = \frac{1.23 \times 10^{-7}}{2.04 \times 10^{-9}} * 22.90$$

$$B = 1380.73 \text{ m}$$

La nueva presa homogénea que se usaría para determinar la línea de flujo sería la que se indica en la figura 26.

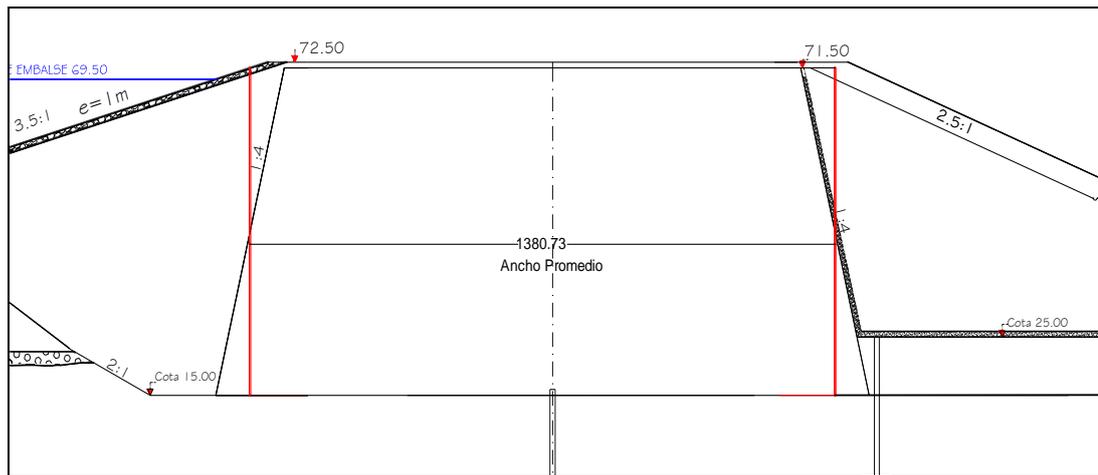


Figura 26 Esquema de la sección transformada del núcleo
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Una vez determinado el ancho promedio de la nueva presa homogénea se procede a determinar la línea superior de corriente por cualquier método conocido.

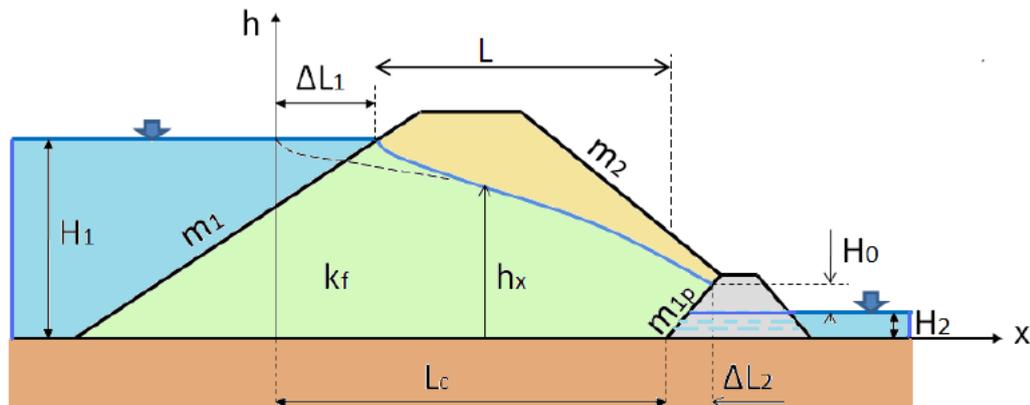


Figura 27 Línea superior de corriente para presas homogéneas
Fuente: (Sandoval, 2013)

Sandoval (2013), propone un método por el cual se llega a determinar la LSC o línea de flujo mostrado en la figura 27. Se utiliza la resolución de las ecuaciones mostradas en la tabla 5, y en la tabla 4 se datan los valores utilizados.

Tabla 4
Datos de la presa

DATOS		
m1	0,29	3.5:1
m2	0,4	2.5:1
H1	44,9	m
H2	4,6	m
Kf	2,04E-07	m/s
m1p	4	1:4
L	3807,35	m

Tabla 5
Ecuaciones para determinar la línea superior de corriente

ECUACIONES	CÁLCULO
$\Delta L_1 = \frac{m_1 H_1}{2m_1 + 1} \quad (4.2)$	8,16 m
$\Delta L_2 = \frac{m_{1p} H_2}{3} \quad (4.3)$	6,13 m
$L_c = L + \Delta L_1 \quad (4.4)$	3815,55 m
$q = k_f \frac{H_1^2 - H_2^2}{2(L_c + \Delta L_2)} \quad (4.5)$	5,32E-08 m ³ /s

Fuente: (Sandoval, 2013)

Para determinar la altura (H_0) que existe entre la superficie libre aguas abajo y la cota de salida de la LSC, se realiza el siguiente proceso:

- Calcular $f(m_{1p})$ en base a la siguiente ecuación:

$$f(m_{1p}) = 0.74 - 0.5624m_{1p} + 0.2186m_{1p}^2 - 0.0333m_{1p}^3$$

$$f(m_{1p}) = -0.143$$

- Determinar $f(m_{1p}) \frac{q}{k_f}$

$$f(m_{1p}) \frac{q}{k_f} = -0.037$$

- Calcular H_0 .

Para determinar esta altura Sandoval (2013) establece que se debe comparar el resultado anterior con H_2 .

- Si $f(m_{1p}) \frac{q}{k_f} > H_2$; entonces $H_0 = f(m_{1p}) \frac{q}{k_f} - H_2$
- Si $f(m_{1p}) \frac{q}{k_f} \leq H_2$; entonces $H_0 = 0$
- Como $-0.037 \leq 4.6$; por tanto $H_0 = 0$.

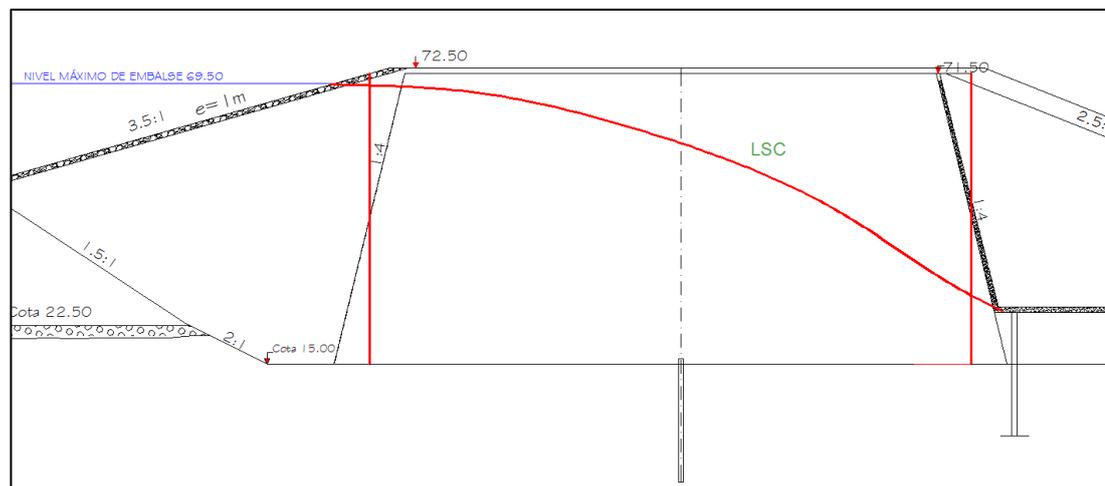
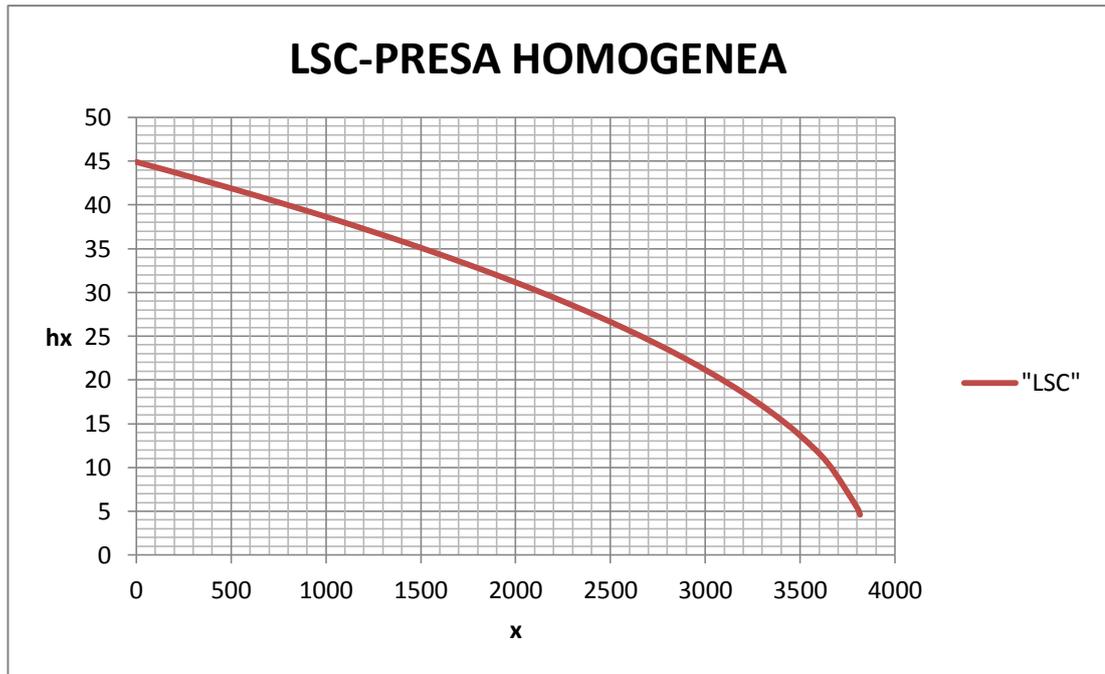
Una vez determinado todos los parámetros, se procede a determinar la forma de la LSC en la presa homogénea. De acuerdo a la siguiente ecuación:

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_f} (L_c - x + \Delta L_2) + (H_2 - H_0)^2}$$

Tabla 6
Datos de la línea superior de corriente

x	hx
0	44.90
152	44.01
304	43.09
456	42.16
608	41.21
760	40.23
912	39.23
1064	38.21
1216	37.15
1368	36.07
1520	34.95
1672	33.79
1824	32.59
1976	31.35
2128	30.06
2280	28.70
2432	27.29
2584	25.79
2736	24.20
2888	22.50
3040	20.65
3192	18.63
3344	16.36
3496	13.72
3648	10.43
3800	5.41
3815.51	4.60

En la tabla 6 se muestra los datos de las abscisas y ordenadas de la LSC determinados por la ecuación anterior. La figura 28 y 29 representa la gráfica de la línea de flujo o la línea superior de corriente en la presa homogénea.



Una vez obtenida la línea superior de corriente, se procede a transformar ésta a la escala original de la presa de sección compuesta. Lo cual se obtiene dividiendo la componente horizontal x , para la relación obtenida entre permeabilidades B , y se obtiene los datos que muestra la tabla 7.

Tabla 7
Datos de la línea superior de corriente, presa heterogénea

x'	hx
0.00	44.90
0.92	44.01
1.83	43.09
2.75	42.16
3.67	41.21
4.58	40.23
5.50	39.23
6.42	38.21
7.33	37.15
8.25	36.07
9.16	34.95
10.08	33.79
11.00	32.59
11.91	31.35
12.83	30.06
13.75	28.70
14.66	27.29
15.58	25.79
16.50	24.20
17.41	22.50
18.33	20.65
19.25	18.63
20.16	16.36
21.08	13.72
22.00	10.43
23.01	6.41

La figura 30 representa la de la línea de flujo en la presa heterogénea o de sección compuesta. En la figura 31 se observa la línea superior de corriente transformada y ubicada en la presa ya delimitando la red de flujo, que es el siguiente paso a determinar.

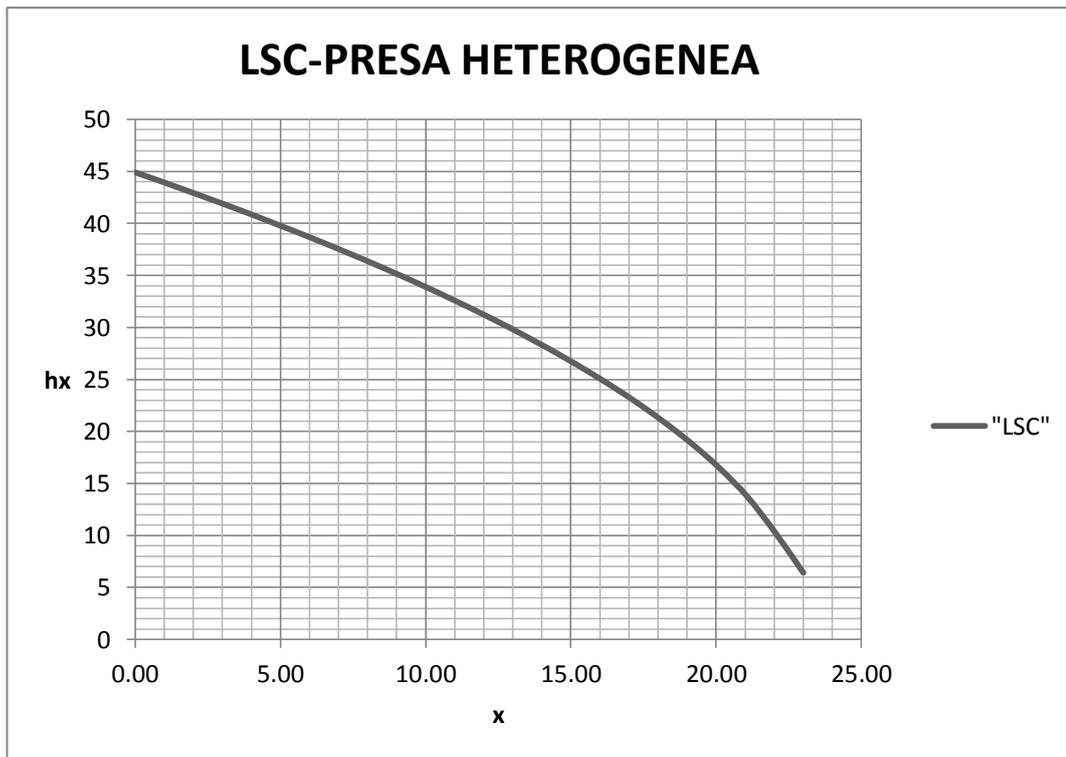


Figura 30 Línea superior de corriente, presa heterogénea
Fuente: (Bernal & Yánez)

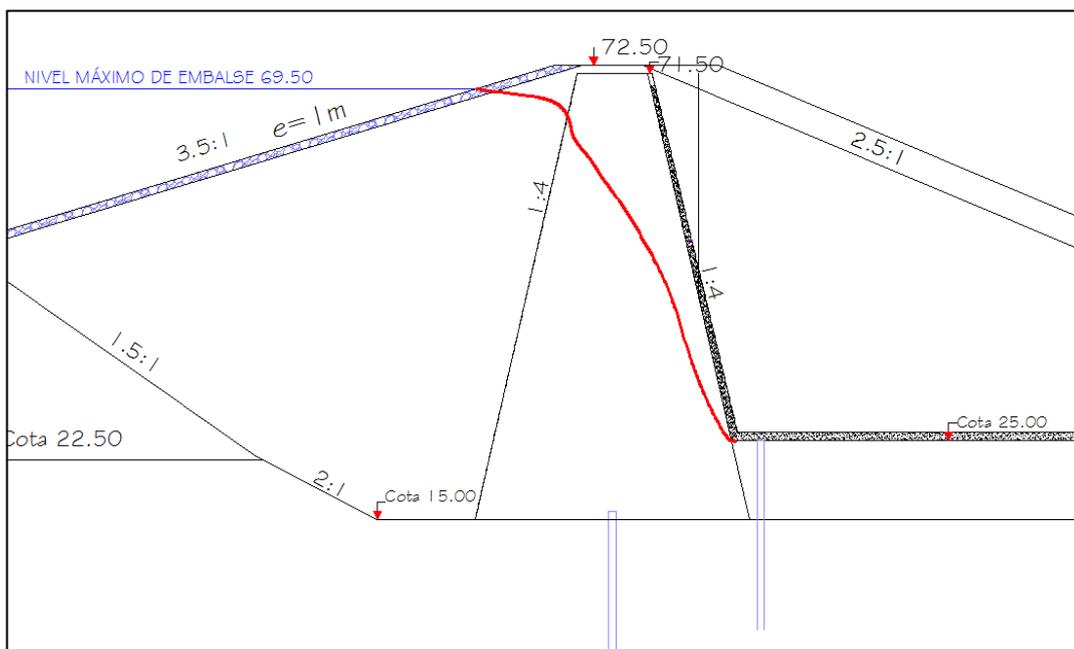


Figura 31 LSC heterogénea implantada en la presa
Fuente: (Bernal & Yánez)

4.2 Red de Flujo de la Presa Rio Grande

U.S Army Corps of Engineers (1986) explica que lo primero que se debe procurar es establecer las líneas de frontera tanto de flujo como equipotenciales que son consideradas como límite como se muestra en la figura 32.

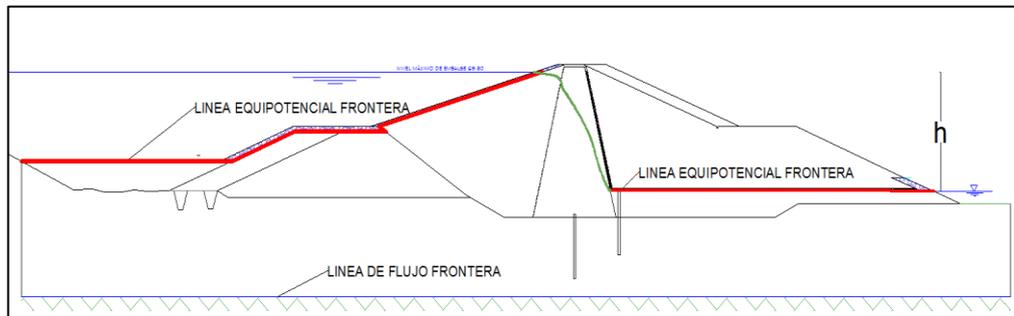


Figura 32 Fronteras de la red de flujo

Fuente: (Bernal & Yáñez)

Además U.S Army Corps of Engineers (1986) presenta un procedimiento para dibujar una red de flujo, en presas de sección compuesta y con diferente permeabilidad. El método se realiza por tanteos y consiste en los siguientes pasos:

1. Calcular la relación entre permeabilidades de las zonas donde se dibujara la red de flujo, por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{K_2}{K_1} \quad (1)$$

$$\frac{K_2}{K_1} = \frac{1.23 \times 10^{-7}}{2.04 \times 10^{-9}}$$

$$K_2 = 165.85 K_1$$

2. Localizar los niveles tanto aguas arriba y abajo, designando como "h" a la diferencia de altura (cara hidráulica), en incrementos iguales llamados Δh . Para la presa "Rio Grande" se usaran 8 intervalos.

Nivel Aguas Arriba: 69.50 m

Nivel Aguas Abajo: 24.60 m

3. Una vez determinado la línea superior de corriente en ambas zonas se tendrá que dibujar una red de flujo preliminar, tratando de construir cuadrados en la zona de mayor permeabilidad y rectángulos en la zona de menor permeabilidad, tratando en lo posible de que la relación entre sus lados (b y c), aproximadamente sean iguales entre sí.
4. Verificar la relación entre k_2/k_1 en la red de flujo dibujada, A continuación se indica los pasos a seguir:

- a. Determinar nf_1 (número de canales completos entre dos líneas equipotenciales adyacentes en la zona 1).
- b. Determinar nf_2 (número de canales completos entre dos líneas equipotenciales de la zona 2). Si el conteo es dificultoso, determinar nf_2 mediante la relación b/c .
- c. Calcular la relación actual entre k_2/k_1 a partir de la siguiente ecuación:

$$\frac{nf_1}{nf_2} = \frac{K_2}{K_1} \quad (2)$$

- d. Cambiar la configuración de la red de flujo de acuerdo a lo sugerido por U.S Army Corps of Engineers (1986).
 - I. Si la relación obtenida en la Ec.2 es mayor al resultado obtenido en la Ec.1, la distancia entre dos líneas de flujo deberá incrementarse en la zona 2, con esto se lograra que nf_2 no sea pequeño.
 - II. Si la relación obtenida en la Ec.2 es menor al resultado obtenido en la Ec.1, la distancia entre dos líneas de flujo continuas deberá disminuirse hasta conseguir que nf_2 disminuya, por tanto la relación $\frac{nf_1}{nf_2}$ aumentaría.

- e. Repetir los pasos (a) hasta (d) hasta lograr que las comparaciones sean iguales; así se logra que la red de flujo sea la correcta.

A continuación se presenta los resultados de diferentes iteraciones:

Tabla 8
Datos obtenidos del procedimiento para el trazo de líneas de flujo

COMBINACIONES				
nf1	nf2	nf1/nf2	k2/k1	
8.5	1.30	6.54	165.85	
4.5	0.19	23.94	165.85	
120	0.77	155.84	165.85	OK

Debido a que la escala del dibujo no lo permite, en la siguiente figura se muestra que este se realizó con 30 líneas de flujo por cada canal segmento con lo cual aumentaría de 4 canales completos a un total de 120, esto permite visualizar mejor la red de flujo. Además se puede apreciar que el ajuste que se dio para la última iteración es la correcta ya que el valor obtenido en la gráfica de la última red de flujo se asemeja mucho al valor obtenido con la Ec.1, el resultado del trazo de líneas de flujo se muestra en la figura 33 y 34.

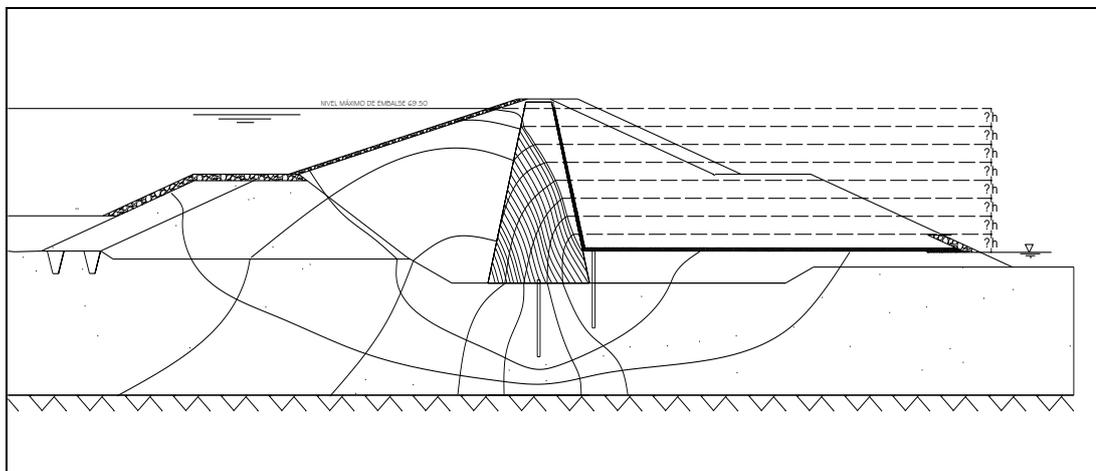


Figura 33 Red de flujo, primera iteración
Fuente: (Bernal & Yáñez)

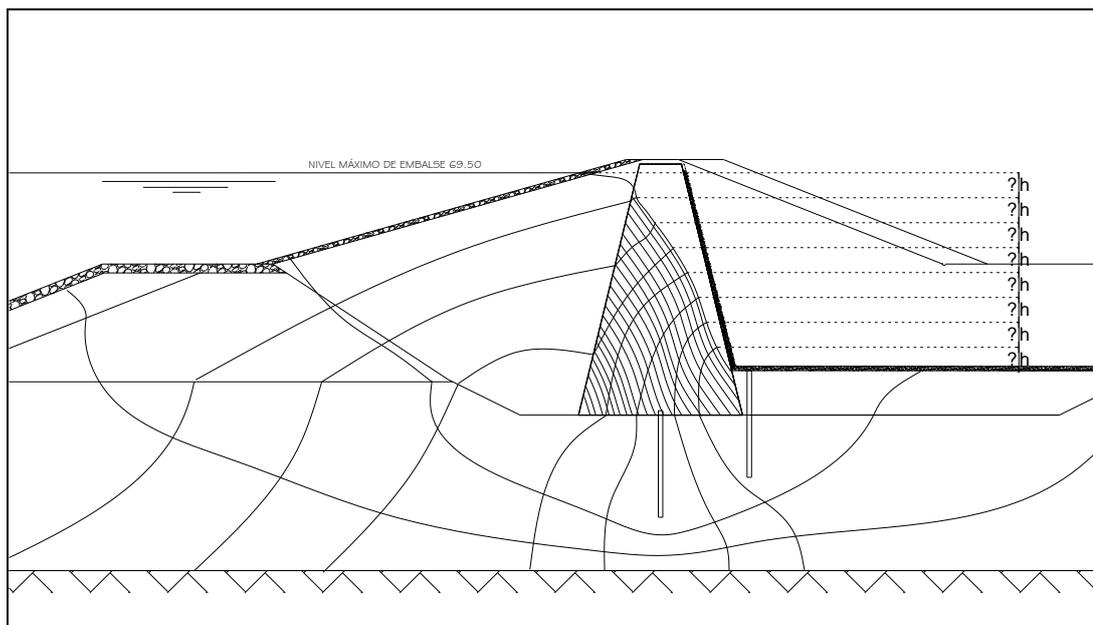


Figura 34 Red de flujo, segunda iteración
Fuente: (Bernal & Yánez)

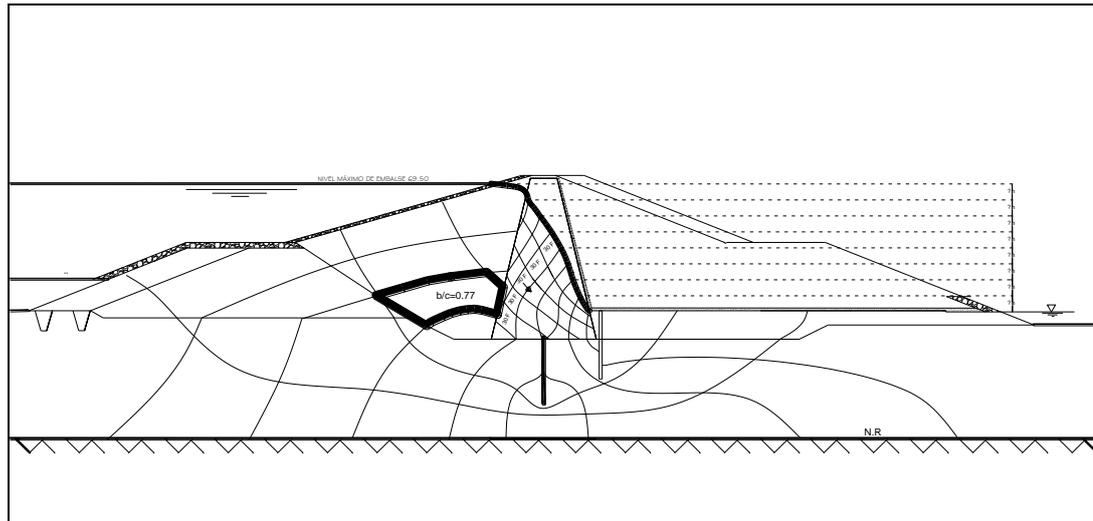


Figura 35 Red de Flujo Definitiva, última iteración
Fuente: (Bernal & Yánez)

Como lo establece U.S Army Corps of Engineers (1986), una vez obtenido la red de flujo se puede calcular el caudal total, el cual se obtendría sumando el caudal de salida del núcleo hacia el filtro y el caudal del estrato hacia el filtro. El valor obtenido se lo podrá comparar más adelante para determinar si el modelo hecho manualmente es semejante al modelo realizado por programa PHASE 2.

4.3 Gasto Total de la Presa

Para calcular el caudal de ambas zonas antes mencionadas, U.S Army Corps of Engineers (1986) presenta las siguientes ecuaciones:

$$q = k * h * \frac{n_f}{n_e}$$

Siendo n_e el número de caídas de potencial de la carga hidráulica. Para el cálculo se usó 8 segmentos.

$$Q_T = q_1 + q_2$$

Reemplazando:

$$Q_T = 1.23 \times 10^{-9} \frac{m}{s} * 44.9m * \frac{120}{8} + 1.21 \times 10^{-7} \frac{m}{s} * 44.9m * \frac{0.77}{8}$$

$$Q_T = 1.35 \times 10^{-6} \frac{m^3}{s}$$

4.4 Presiones de Poro en la presa

(Medrano Catillo, 2008), muestra un procedimiento de cálculo a partir de una red de flujo trazada, con el cual se obtiene las presiones de poro así como el gradiente hidráulico en diferentes puntos de la presa, según se lo requiera.

Una vez determinado presiones de poro en la presa se procederá a realizar una comparación, con los obtenidos en el programa PHASE2, tal de validar los resultados.

Las presiones de poro están dadas por la siguiente ecuación:

$$\mu = \gamma_w \left[\left(h_1 - n \frac{\Delta h}{N_e} \right) - z \right]$$

Se establecen puntos de control como lo indica la figura:

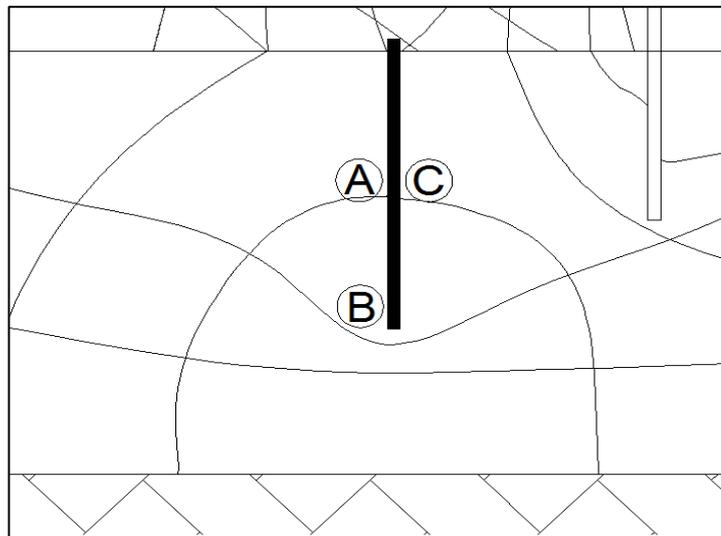


Figura 36 Presión de poros en puntos de control de la pantalla de hormigón

Fuente: (Bernal & Yáñez)

Una vez determinado los puntos de control en general suele determinarse donde las líneas equipotenciales tienen contacto con la pantalla de hormigón.

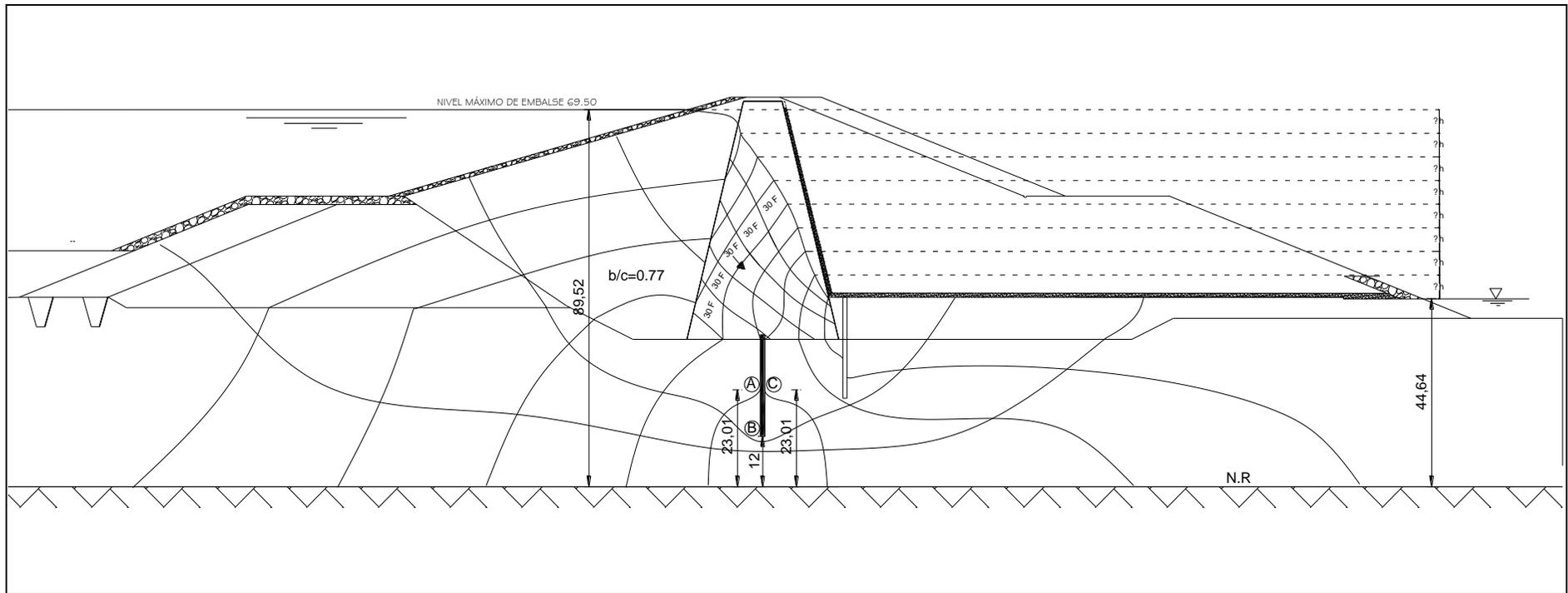


Figura 37 Red de flujo y puntos de control para determinar presión de poros en la base
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Una vez establecido un nivel de referencia (N.R) (Ver figura 37), se requiere determinar las alturas del nivel aguas arriba y abajo con el fin de determinar la carga hidráulica o Δh .

Para el cálculo se usara los datos mostrados en la tabla 9.

Tabla 9
Datos carga hidráulica

Δh	44.9 m
n_e	8 m
$\Delta h/n_e$	5.61 m

Tabla 10
Presión de poros

Punto	Numero de caídas n	Altura de agua en el piezómetro	Altura del punto (Cota Z)	Carga piezométrica [[$h_1 - n(\Delta h/n_e)$]-z]	Presión de Poro (T/m ²)
A	5	61.47	23.01	38.46	38.46
B	5	61.47	12	49.47	49.47
C	6	55.86	23.01	32.85	32.85

Los puntos A, B y C mostrados en la tabla 10, corresponden a presiones de poro entre la pantalla de hormigón y el estrato de suelo. Estos servirán como puntos de comparación entre la solución manual y del programa.

4.5 Gradiente Hidráulico de Salida en la presa

(Medrano Catillo, 2008), indica que para el cálculo del gradiente hidráulico de salida se usara la siguiente ecuación:

$$i = \frac{\frac{\Delta h}{N_e}}{l}$$

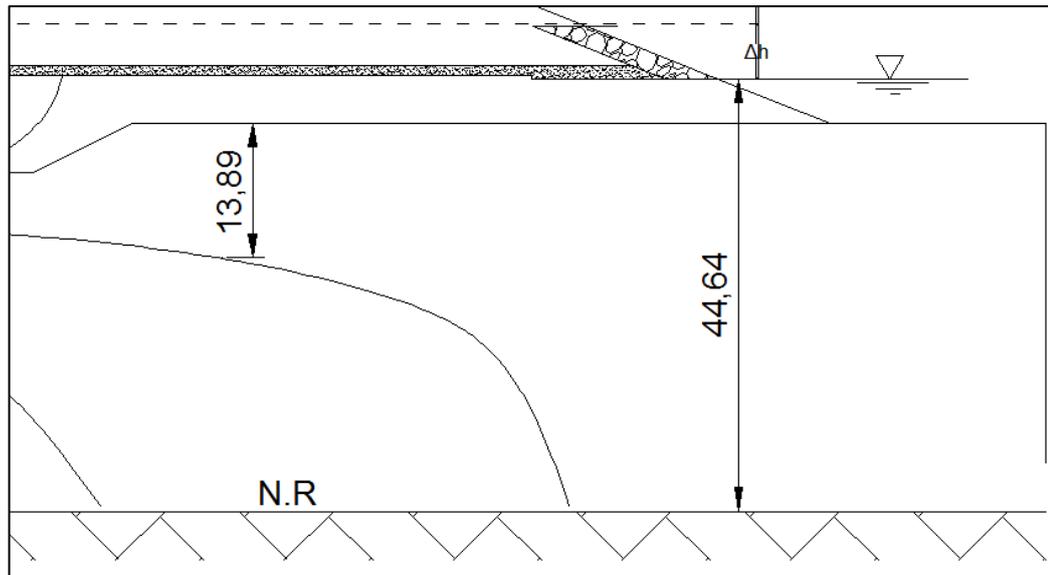


Figura 38 Gradiente hidráulico de salida
Fuente: (Bernal & Yáñez)

En la figura 38 se muestra los valores que se utilizan para el cálculo del gradiente hidráulico de salida, para poder compararlo con el gradiente determinado mediante el programa PHASE2, estos análisis se muestran con detalle en el capítulo siguiente.

Tabla 11
Gradiente Hidráulico de Salida
GRADIENTE DE SALIDA

Δh	44.9
n_e	8
$\Delta h/n_e$	5.61
d	13.89
i	0.40

CAPITULO 5

USO DEL SOFTWARE PARA EL ANÁLISIS TENSIONAL

5.1 PHASE 2 V8.0

Uno de los métodos para el cálculo de filtraciones de presas y el estado de tensiones en base a Elementos Finitos, es utilizando un software que para este caso en especial es el PHASE 2 V8.0 creado por la empresa Rocscience, para la solución este programa utiliza la ecuación que gobierna el flujo, Ecuación de La Place. En este capítulo explicaremos paso a paso el uso del programa para modelar presas, con los datos de la presa utilizados en el capítulo anterior el cual se realizó el cálculo de filtraciones por el método gráfico compararemos sus resultados.

5.2 Descripción General

PHASE 2 es un programa geotécnico creado por la compañía Rocscience Inc., para el uso confiable desde 1996. El propósito inicial del programa es el de análisis tensional de elementos finitos 2d elasto-plasto para excavaciones superficiales o profundas en roca y suelo. De igual manera tiene la capacidad de llevar a cabo el análisis de filtración de aguas subterráneas por elementos finitos para condiciones de suelo saturado, no saturado, estado estable y estado transitorio. Esta funcionalidad es totalmente integrada con el análisis de tensiones. Realizado el análisis de filtración de aguas subterráneas, los resultados (las presiones intersticiales) son automáticamente utilizados en el análisis de tensiones para calcular las tensiones efectivas.

El PHASE 2 consiste en tres módulos: Modelo, Cálculo e Interpretación. El Modelo es un pre proceso usado para el ingreso y la edición de los límites, apoyos, las tensiones in-situ, condiciones de contorno, propiedades de los materiales, y la creación de la malla de elementos finitos. Al generarse la malla de elementos finitos, en el Cálculo se utiliza la capacidad de procesador del computador y este a su vez establece la velocidad de resolución del modelo. La interpretación se activa ya después de haber

calculado el modelo, aquí se observan los resultados en el análisis de la presa los valores de gasto y esfuerzos, (Rocscience, 1996).

5.3 Modelación de la Presa Rio Grande

En esta sección se explicará el primero de los módulos, el pre proceso y el uso del programa PHASE 2 en la Presa Río Grande del Proyecto Multipropósito Chone, contemplando todos los parámetros detalladamente.

5.3.1 Características iniciales

Para empezar el modelamiento se crea un “nuevo proyecto”, en el cual se ingresan los parámetros iniciales. A continuación se selecciona *Project Settings* de la barra de herramientas o del menú *Analysis*.

En la opción *General* se encuentra tres opciones por determinar la cual se muestra en la figura 39, en *Analysis Type* seleccionamos *Plane Strain* ya que este es un análisis en un plano de dos dimensiones el cual es el caso. La opción *Solver Type* determina como el cálculo resuelve las matrices que representan el sistema de ecuaciones definidas en el modelo, el método *Gaussian Elimination* viene por defecto. En *Stress Units* se muestra las unidades que se utilizan en todo el proceso del modelo y se muestran al dar los resultados de los análisis, seleccionamos *Metric, stress as kPa*, para que las tensiones estén en el sistema internacional.

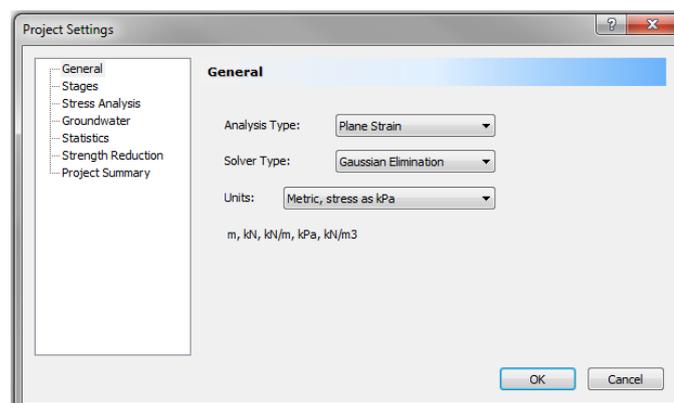


Figura 39 Ventana inicial, **Project Settings, General**.
Fuente: (Rocscience, 1996)

Los parámetros del modelo que se establecen para nuestro caso son: la malla de filtración, el gasto, los gradientes hidráulicos y la presión de poros.

Por lo tanto se analizará y modificará directamente la opción *Groundwater*, como se muestra en la figura 40.

Para el método de análisis se selecciona *Finite Element Analysis*, existen dos opciones en *Compute*, para el ensayo de la presa de Rio Grande necesitamos determinar las tensiones totales por lo tanto seleccionamos la opción *Groundwater and Stress*.

La sección de *Tolerance* representa el criterio de convergencia para el análisis de elementos finitos para filtraciones, la solución se considera aceptable, cuando la diferencia en la cabeza hidráulica entre iteraciones en todos los nodos de la malla es menor que la tolerancia. Por defecto en *Maximum Number of Iterations* viene 500, que es el número máximo de iteraciones permitido por el análisis de elementos finitos para filtraciones, si la tolerancia no se logra dentro del número máximo de iteraciones, entonces el análisis se dará por terminado en el número máximo de iteraciones (Rocscience, 1996).

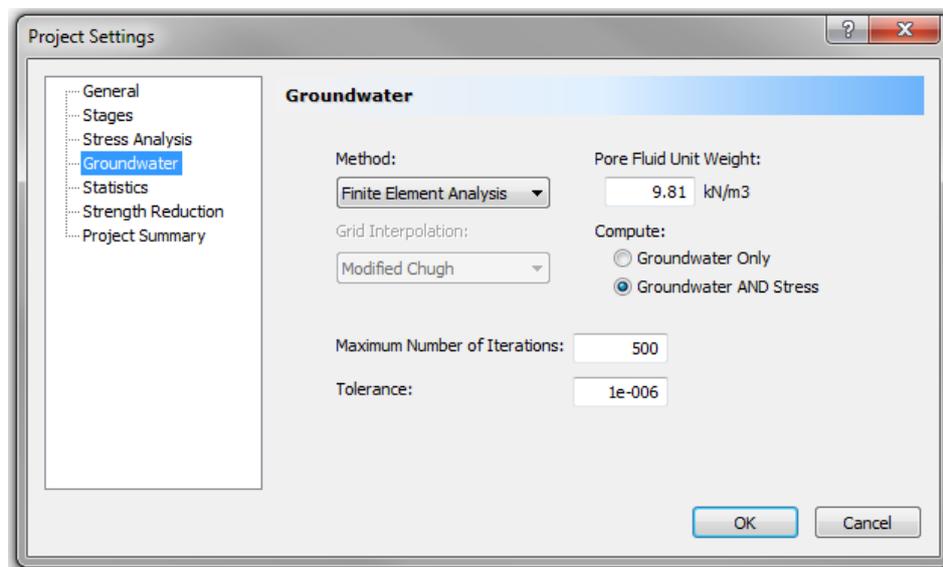


Figura 40 Project Settings, Groundwater.

Fuente: (Rocscience, 1996)

5.3.2 Límites que definen el modelo

Los límites se adicionan usando la opción *Add* en el menú de la barra de herramientas *Boundaries*. La geometría o límites del modelo se los puede importar desde el archivo con extensión DXF, así como también se los puede editar.

Existen varios tipos de frontera o límites, los más importantes que se utilizaron para el modelo se especifican a continuación. *External* se representa con una polilínea cerrada que define los alcances de la malla de elementos finitos y que abarca todos los otros límites, para cada modelo se utiliza un solo un límite externo. Material de igual manera se representa con una polilínea cerrada, usada para definir los límites entre diferentes tipos de materiales en el modelo.

5.3.2.1 Presa Río Grande, límites

En la presa para definir los límites primeramente se dibujó en Autocad la geometría de la presa realizando polilíneas en los diferentes tipos de material, estos colocándolos en las coordenadas (x, y) reales. Al tener completo el gráfico se guarda en formato .DXF.

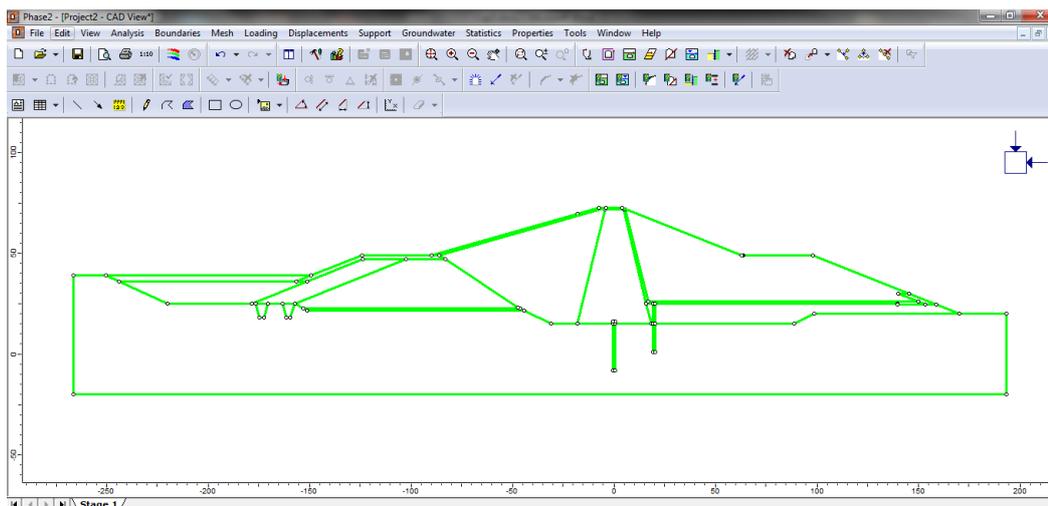


Figura 41 Geometría Presa Río Grande importada en el PHASE 2.
Fuente: (Bernal & Yánez)

En el PHASE 2 seleccionamos la opción *Import DXF*, en el menú de barras *File*, se muestra un cuadro con varias opciones, de estas se selecciona *Materials* y luego *Import*, a continuación nos muestra una ventana de búsqueda donde debemos ubicar el archivo DXF de la presa, seleccionamos abrir y en seguida se muestra la presa importada en el programa PHASE 2, como se muestra en la figura 41.

Una vez colocada la geometría se debe dibujar el límite externo *Add External*, ubicado en el menú *Boundaries*, y con el cursor seleccionamos el contorno exterior de la presa como se muestra en la figura 42.

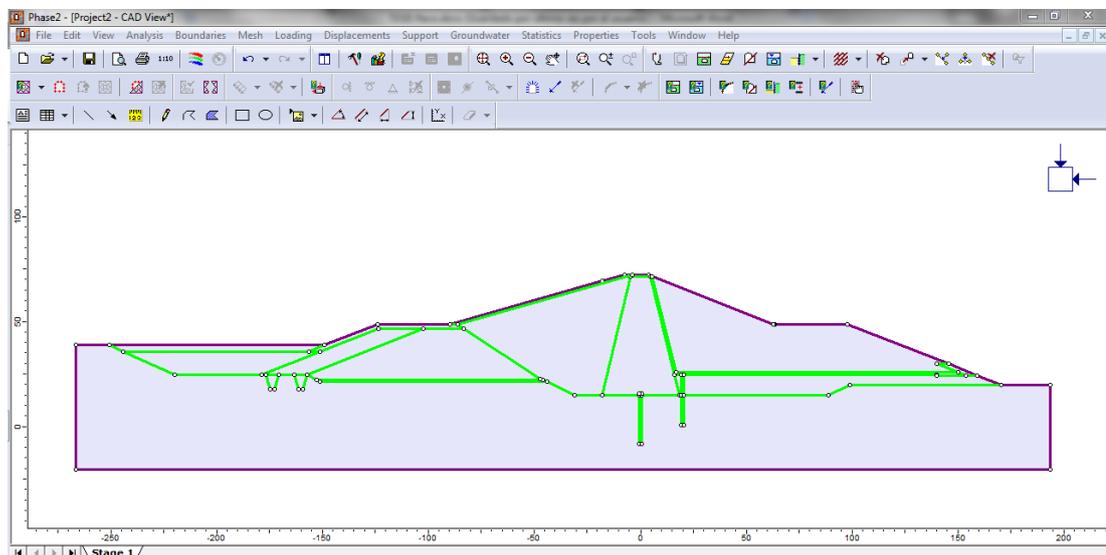


Figura 42 Contorno Exterior de la presa en PHASE 2.
Fuente: (Bernal & Yáñez)

5.3.3 Malla de elementos finitos

Después de haber definido los límites, se puede crear la malla de elementos finitos, el programa incorpora un generador automático de malla bidimensional de elementos finitos, el cual puede generar redes basadas en cualquiera de los elementos finitos triangulares o cuadriláteros. Para dar una mayor flexibilidad en la definición de la malla, esta consiste en dos pasos generales: discretización y mallado.

Antes que la malla sea generada los contornos deben ser discretizados, este proceso subdivide el contorno en segmentos que forman el marco de

referencia, ubicando la posición de los nodos en el contorno de la malla de elementos finitos. Después del proceso de discretización, la malla puede ser generada eligiendo el tipo de elemento finito.

Seleccionamos la opción *Mesh Setup* que se encuentra en el menú *Mesh*, esta controla la mayor parte de parámetros que definen la discretización y el mallado del modelo, esto incluye: el tipo de malla, tipo de elemento y el número aproximado de elementos en la malla.

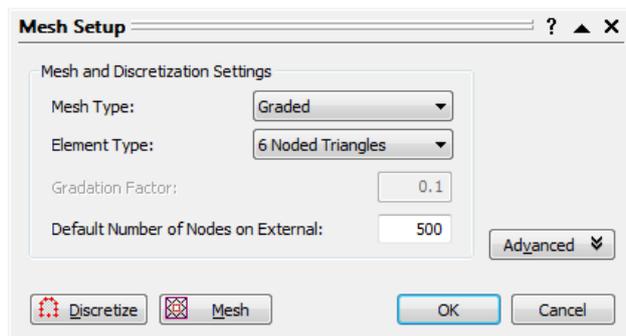


Figura 43 Ventana que muestra la configuración de la malla.

Fuente: (Rocscience, 1996)

En este modelo utilizaremos en el tipo de malla *Graded*, que producirá una malla con aproximadamente el mismo tamaño en los elementos finitos pero en los sectores que se necesita un mayor análisis se incrementa el número de elementos. En el tipo de elemento utilizaremos *6-Noded Triangles*, para tener más grados de libertad en la sección angosta de la zona del drenaje.

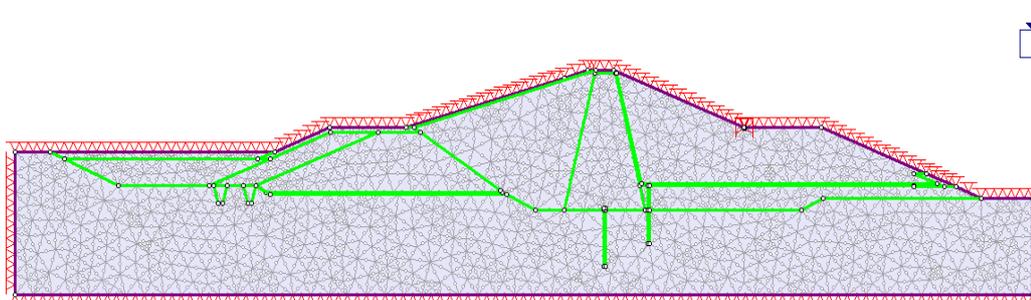


Figura 44 Vista de la distribución de la malla de elementos finitos

Fuente: (Bernal & Yánez)

Al seleccionar OK se crea directamente la malla de elementos finitos en el modelo, como se muestra en la figura 44.

5.3.4 Propiedades del Material

Las propiedades del material en el PHASE 2 son las físicas e hidráulicas del suelo que constituyen el modelo, se requieren dos pasos básicos: la definición de las propiedades del material y la asignación de las propiedades a varias regiones del modelo.

5.3.4.1 Definir las Propiedades del Material

Las propiedades físicas como el peso unitario, la fuerza y parámetros elásticos se definen en las propiedades del material. Seleccionamos *Define Materials* del menú *Properties*, donde se observa todos los parámetros por defecto en esta ventana. Por el momento solo se nombrara los diferentes materiales que se encuentran en la presa, los otros parámetros los definiremos más adelante al adentrarnos en el análisis de las tensiones en la presa.

5.3.4.2 Definir las Propiedades Hidráulicas

Se usa para especificar los parámetros hidráulicos de cada material, esto se aplica al considerar presión de poros en el análisis. Al utilizar el método de Análisis por Elementos Finitos aquí se va a definir las características de permeabilidad de cada material. Se selecciona la opción *Define Hydraulic Properties*, en el menú *Propiedades*.

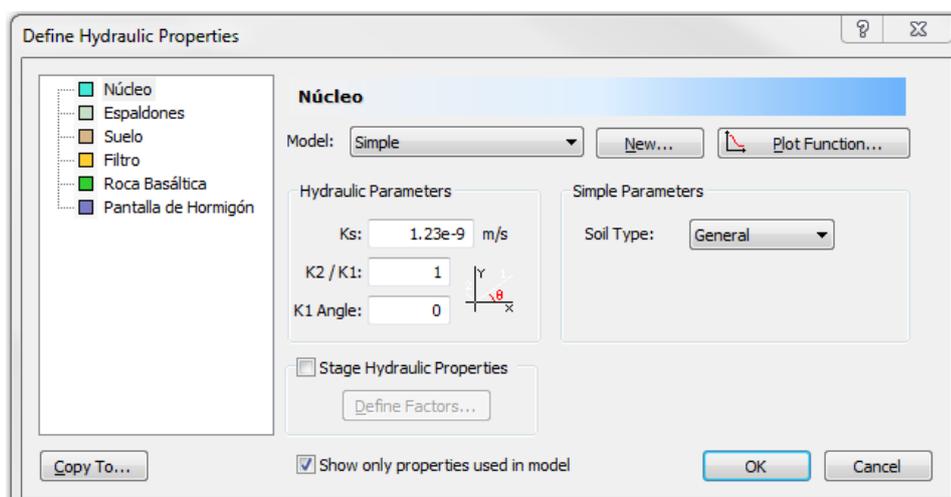


Figura 45 Propiedades hidráulicas de los materiales
Fuente: (Rocscience, 1996)

A continuación se modificará las permeabilidades de los materiales que habíamos nombrado en *Define Materials*. En nuestro modelo asumimos que los materiales de la presa son isotrópicos, quiere decir que su permeabilidad vertical y horizontal son iguales, por lo tanto para casos de permeabilidad saturada en el modelo, en la casilla *Model* se selecciona la opción Simple, solamente se modificará el parámetro K_s , lo demás parámetros se dejan por defecto como se muestra en la imagen 44.

En la tabla 12 se muestra los materiales con sus respectivas propiedades hidráulicas que se utilizaron para este modelo el cual se tomaron de igual manera en el modelo que se realizó por el método gráfico en el capítulo anterior. Los datos de permeabilidades se obtuvieron de los ensayos presentados en los capítulos anteriores.

Tabla 12
Descripción hidráulica de los materiales utilizados en la presa

Material	Permeabilidad (m/s)
Núcleo	1.23E-09
Espaldones	2.04E-07
Suelo	1.21E-07
Filtro	2.65E-02
Rocas Basálticas	1.00E-01
Pantalla de Hormigón	1.00E-20

5.3.4.3 Asignar Materiales

Para asignar los materiales en el modelo se selecciona *Assign Properties* de la barra menú *Properties*, a continuación se despliega una ventana donde se selecciona el tipo de material, al tener seleccionado este se procede con el cursor a ubicarlo donde pertenezca el material dentro del modelo como se muestra en la figura 46, aquí ya están delimitados por diferentes colores los materiales utilizados en la presa.

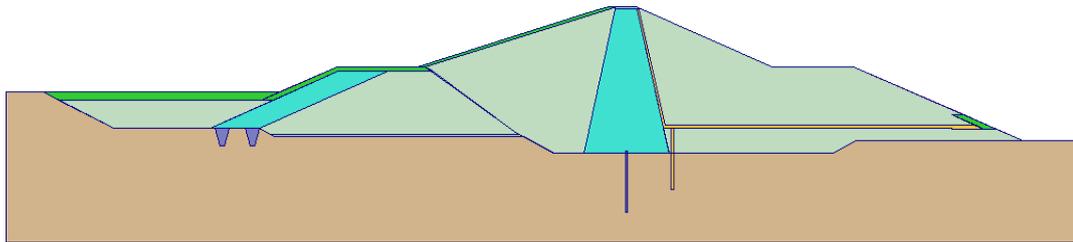


Figura 46 Distribución de los materiales

Fuente: (Bernal & Yáñez)

5.3.5 Condiciones hidráulicas de Borde

Al tener asignado los materiales y sus propiedades, así como la malla de elementos finitos, se procede a determinar las condiciones hidráulicas de borde del modelo. Por defecto el modelo no muestra ninguna condición hidráulica de borde, en el caso de la presa de materiales sueltos se debe asignar el nivel del agua retenido en el embalse y la salida de agua producida por la filtración.

Se selecciona la opción *Set Boundary Conditions* del menú *Groundwater*, se despliega una ventana en el parámetro *BC Type*, se selecciona la opción *Total Head*, el nivel máximo de embalse es de 69.50 msnm, este valor se escribe en la casilla *Total Head Value (m)*.

A continuación en el gráfico del modelo con el cursor se selecciona los segmentos de la presa que el agua del embalse afecta, y para termina se selecciona *Apply*. El modelo muestra el nivel del embalse como se ve en la figura 47.

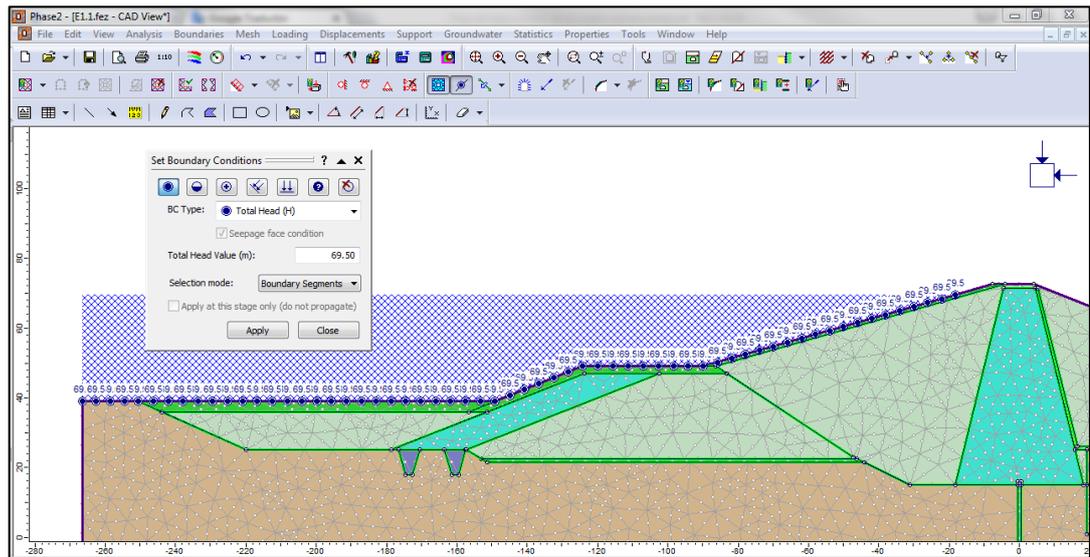


Figura 47 Ingreso del nivel máximo del embalse
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Para la salida de las filtraciones de la presa se selecciona en el parámetro *BC Type* la opción *Unknown* ($P=0$ or $Q=0$), y se selecciona con el cursor en el modelo los segmentos que pertenecen al talud aguas abajo, y al presionar *Apply* se muestra en el modelo. Ver figura 47.

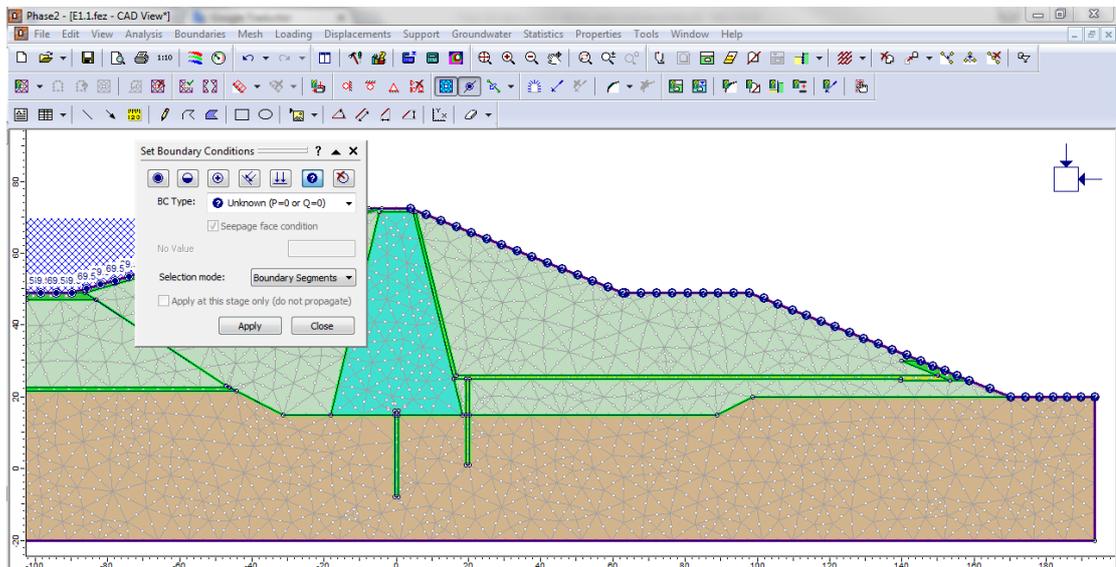


Figura 48 Condición de salida de las filtraciones en la presa
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Para determinar el gasto que pasa por la zona de descarga de la presa utilizamos la herramienta *Add Discharge Section* del menú *Groundwater*, con el cursor seleccionamos el plano de la zona de descarga para que en la ventana de la interpretación nos salga el resultado, en este caso todo el talud aguas debajo de la presa.

Al tener todos estos parámetros activos en nuestro modelo se procede a guardar para realizar el cálculo, por el momento solo estamos interesado en los resultados de las filtraciones por lo que seleccionamos *Compute (groundwater)* del menú *Groundwater*. El análisis toma unos minutos, esto depende del tamaño del modelo y la cantidad y el número de elementos finitos, cumpliendo así el segundo módulo que es el cálculo.

5.4 Interpretación de los resultados del Modelo Presa Rio Grande

En esta sección se detalla los resultados del análisis de filtraciones donde se reproducirán visualizaciones con sus respectivas interpretaciones. Los resultados a interpretar son: la presión de poros, gasto de filtración, gradientes hidráulicos y permeabilidades. De igual manera se muestran las líneas de flujo y equipotenciales. Se selecciona la opción *Interpret* del menú *Analysis*, se despliega otra ventana donde se interpreta el modelo.

5.4.1 Líneas de Flujo

Estas líneas representan el paso del fluido a través del material, el flujo ocurre en la dirección de la disminución de la carga hidráulica. Se selecciona *Add Multiple Flow Lines*, del menú *Groundwater*, luego se selecciona con una polilínea desde donde se quiere empezar a ver el gráfico del flujo, en la figura 49 se muestra también las líneas equipotenciales y la carga hidráulica que va de los 69.5 a los 20 msnm.

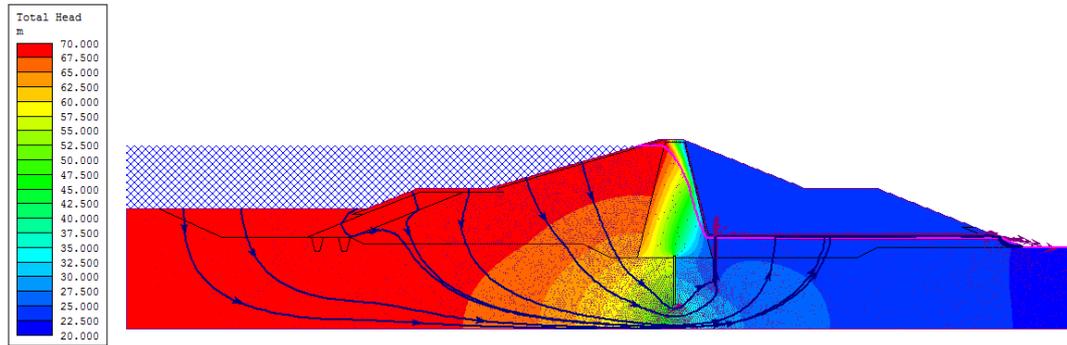


Figura 49 Líneas de flujo y equipotenciales de la presa.
Fuente: (Bernal & Yáñez)

5.4.2 Vectores de Flujo

Esta opción dibuja los vectores de flujo en cada nudo de la malla de elementos finitos, estos indican la dirección del flujo, en este caso el flujo esta en dirección aguas abajo de la presa como se muestra en la figura 50 y 51.

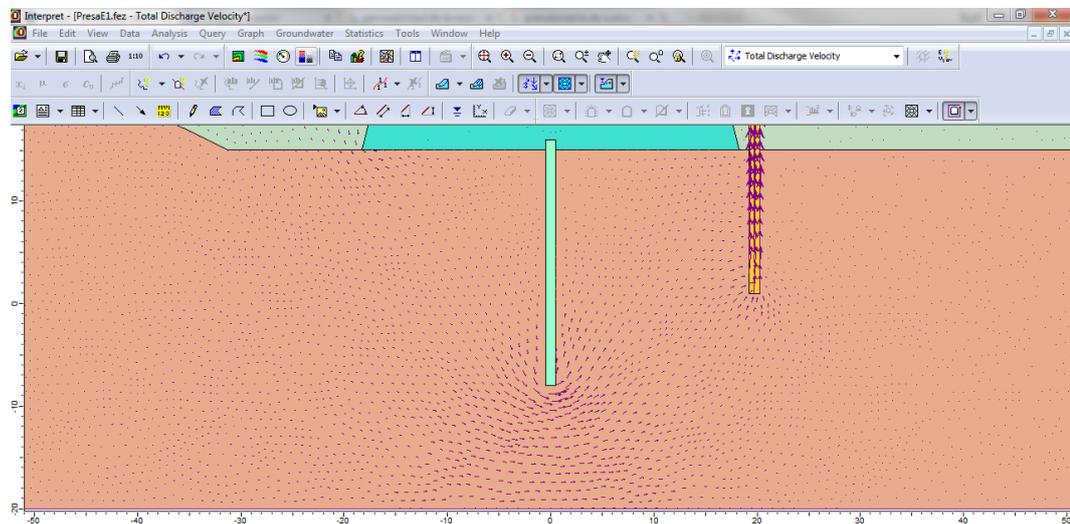


Figura 50 Vectores de flujo en la cimentación
Fuente: (Bernal & Yáñez)

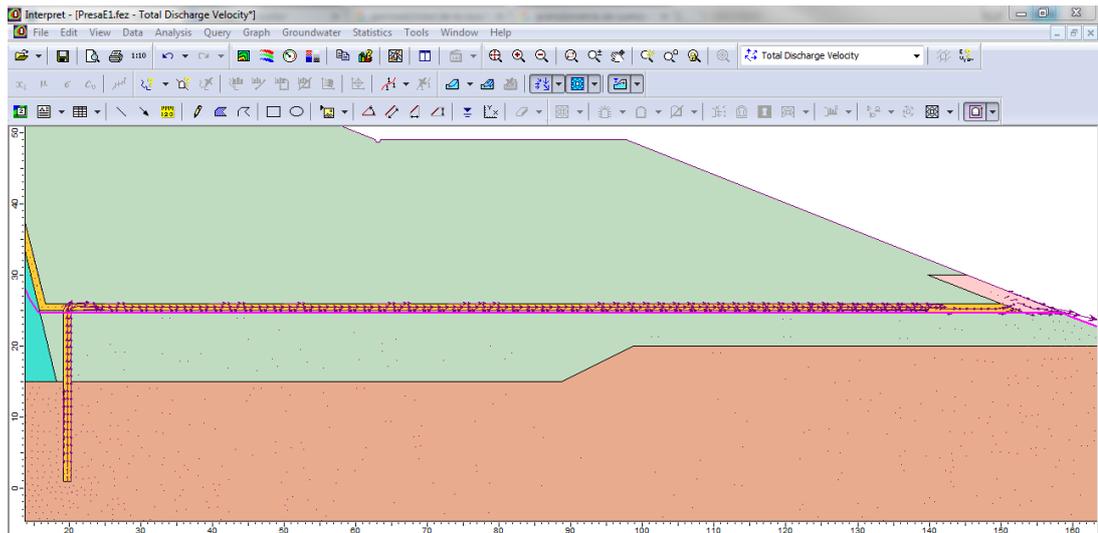


Figura 51 Vectores de flujo en la salida del filtro
Fuente: (Bernal & Yáñez)

5.4.3 Sección de Descarga

Al crear el modelo de la presa se seleccionó la sección de descarga, al realizar el cálculo y seleccionar la opción de interpretar, se despliega automáticamente los valores del gasto.

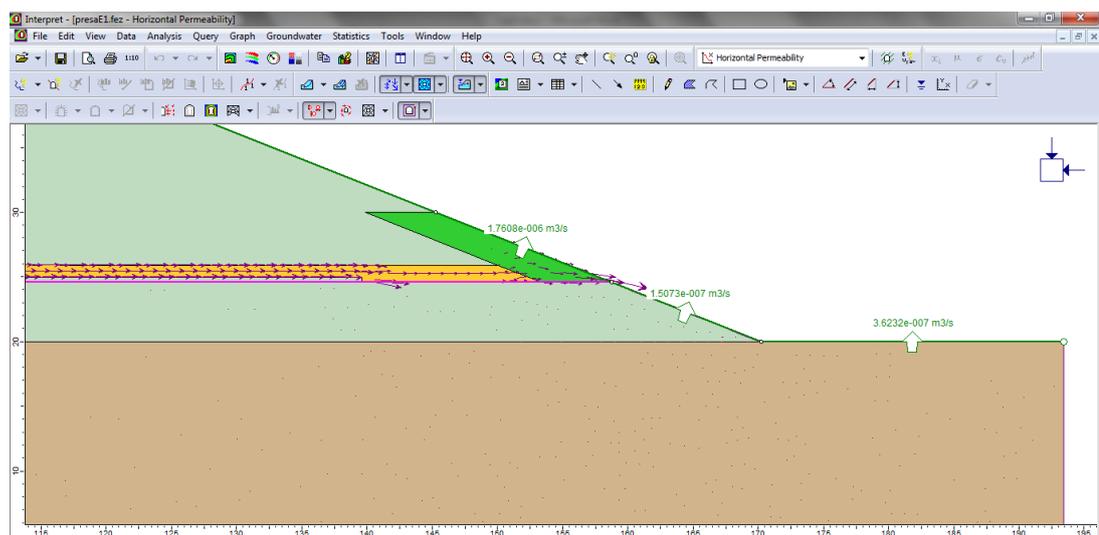


Figura 52 Sección de descarga (gasto)
Fuente: (Bernal & Yáñez)

En la salida del filtro se tiene un caudal de 1.76×10^{-6} m³/s, en la salida del espaldón aguas abajo se tiene el caudal de 1.507×10^{-7} m³/s, y un caudal en la salida de las aguas subterráneas de 3.62×10^{-7} m³/s, un total de 2.27×10^{-6} m³/s. El gasto total de la presa en los 270m de ancho aproximados es de 0.61 litros/s.

Comparados estos caudales con los métodos aproximados determinados en el capítulo anterior tenemos que prácticamente son semejantes.

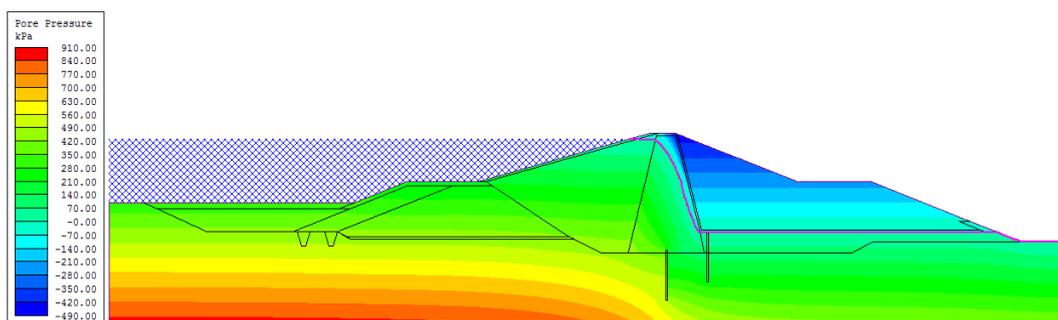


Figura 53 Presión de Poros en la presa
Fuente: (Bernal & Yáñez)

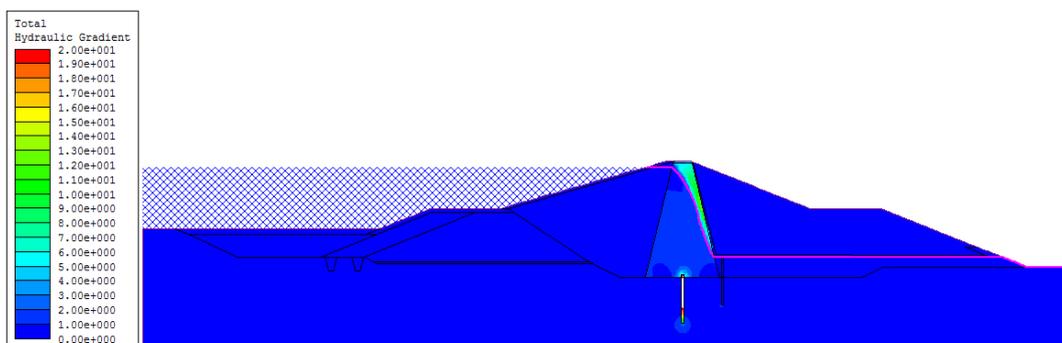


Figura 54 Gradientes hidráulicos en la presa
Fuente: (Bernal & Yáñez)

El programa muestra de igual manera la presión de poros y los gradientes hidráulicos en toda la presa como se muestran en la figura 53 y 54 respectivamente, estas condiciones se analizan con más detalle para diferentes comportamientos de la presa en los siguientes capítulos.

5.5 Comparación de Resultados entre el Modelo Manual y el Modelo del Programa.

5.5.1 Gasto a la salida de la presa

Al comparar los resultados obtenidos en un mismo modelo pero con diferentes métodos de cálculo se puede establecer la validez y la confiabilidad de lo obtenido.

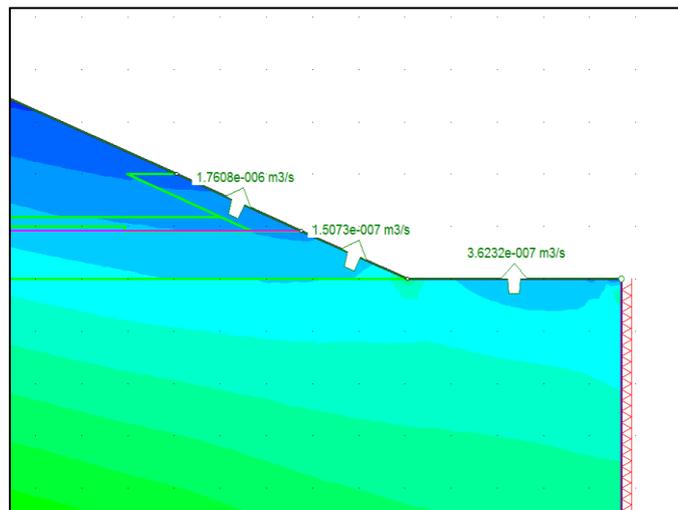


Figura 55 Caudal de salida PHASE2
Fuente: (Bernal & Yáñez)

En la figura 55 se muestra el gasto en la salida utilizando el modelo del programa PHASE2, tomado estos datos y el gasto que se determinó manualmente por el método gráfico en el capítulo anterior se muestra la comparación en la tabla 13.

Tabla 13
Comparación Gasto en la salida
GASTO EN LA SALIDA

	Q(m3/s)
MANUAL	1.35x10-6
PHASE 2	2.27x10-6

La diferencia entre caudales es mínima, lo cual deja por concluido que el modelo manual es bastante apegado al modelo del programa Phase2.

5.5.2 Presión De Poros En zona de Pantalla de Hormigón

La figura 56 muestra los valores de la presión de poros en los puntos A, B, y C determinados en el PHASE2 que se utilizan para comprar con los valores obtenidos por el método manual, esta comparación se muestra en la tabla 14, resultando estos valores similares.

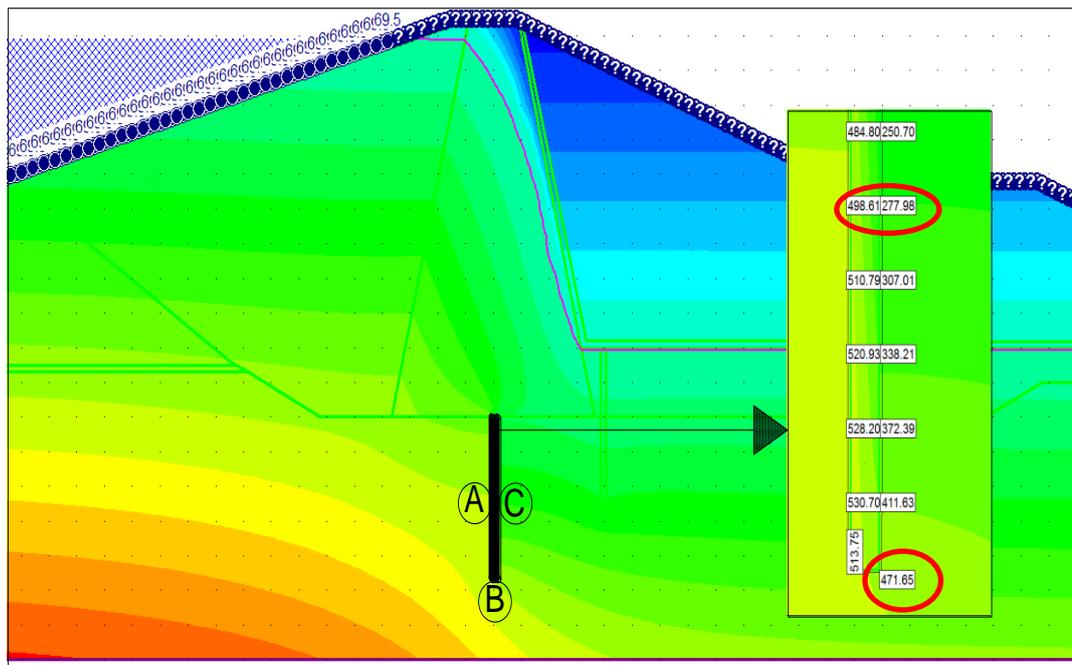


Figura 56 Caudal de salida PHASE2
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 14
Comparación Presión de Poros

PUNTO	PRESION DE POROS		
	MANUAL	PHASE	
	T/m2	Kpa	T/m2
A	38.46	498.6	50.86
B	49.47	471.65	48.11
C	32.85	277.98	28.35

5.5.3 Gradiente Hidráulico de Salida.

Los gradientes hidráulicos de salida en la base de la presa determinados en el PHASE2 se muestran en la figura 57, en la tabla 15 detalla la comparación con el método grafico manual. Los resultados son similares utilizando los dos métodos.

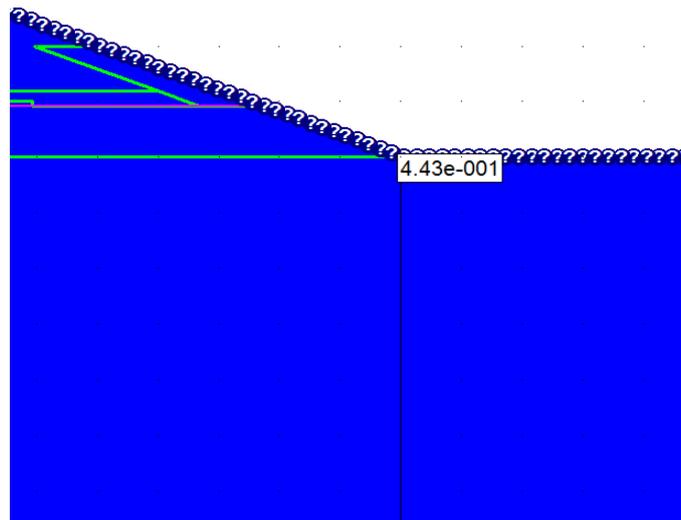


Figura 57 Caudal de salida PHASE2
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 15
Comparación Gradiente Hidráulico de Salida

GRADIENTE DE SALIDA	
	i
MANUAL	0.40
PHASE 2	0.44

De los análisis realizados en el caudal de salida, la presión de poros en la pantalla de hormigón y en gradiente hidráulico de salida por el método gráfico manual y el método por elementos finitos utilizando el PHASE 2, se argumenta que las diferencias en los resultados no son distantes por lo que no influye considerablemente al realizar otros análisis en base a estos resultados ya que estos dos métodos son igualmente aproximados.

CAPITULO 6

ESFUERZOS EN LA PRESA

Este capítulo explica y analiza los esfuerzos efectivos en la presa a través del programa PHASE 2, utilizamos de base el modelo de cálculo de filtración y así determinar estos esfuerzos, los respectivos análisis con las diferentes fases de comportamiento de la presa que se detallan más adelante.

6.1 Esfuerzos Efectivos, Concepto General

Las presiones que actúan en los suelos saturados según Crespo Villalaz (2008) se clasifican en dos tipos: el primer tipo son de aquellas presiones que se transmiten de grano a grano del suelo, estas son conocidas como presiones intergranulares o presiones efectivas. El segundo tipo de presiones son las que actúan contra el fluido que llena los poros del mismo, conocidas como presiones neutras o presiones de poro.

El principio de los esfuerzos efectivos habla sobre que en el plano de un elemento del suelo existe un esfuerzo total σ y una presión intersticial o de poro u , en la siguiente ecuación se define el esfuerzo efectivo como el valor del esfuerzo total menos la presión intersticial.

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

$$\sigma'_h = \sigma_h - u$$

La relación entre los esfuerzos horizontal y vertical se expresa por el coeficiente de presión lateral (K), el valor de K puede variar en amplios límites, según el suelo resulte expandido o comprimido en dirección horizontal por las fuerzas implícitas en el modelo, este coeficiente se basa en realidad en las presiones efectivas más que en las totales, así pues

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

En definición el esfuerzo total actúa sobre toda la superficie considerada, mientras que la presión intersticial actúa sobre el área que existe agua en contacto con la superficie total considerada, quiere decir, el área total menos la superficie de los contactos minerales.

El esfuerzo efectivo vale aproximadamente la fuerza transmitida por el esqueleto mineral dividida para el área total de la superficie.

El esfuerzo efectivo está relacionado con el comportamiento del suelo más que el esfuerzo total o la presión intersticial. Así el esfuerzo efectivo controla algunos de los aspectos del comportamiento del suelo, principalmente la consolidación y la resistencia (Lambe & Whitman, 1972).

6.2 Uso del PHASE 2 V8.0 en esfuerzos efectivos

6.2.1 Condiciones de Contorno para el Análisis de Tensiones

Por defecto en todo el contorno externo del modelo viene con restricciones fijas en X y Y, estas mostradas con la figura de un apoyo, se debe liberar los segmentos del contorno externo que representan las superficies de los taludes de las presa.

Tomamos la opción Free del menú *Displacements*, luego seleccionamos los segmentos de las superficies en la presa como se muestra en la figura 58, clic derecho y seleccionar *Done Selection*. Ahora la superficie está libre de restricciones.

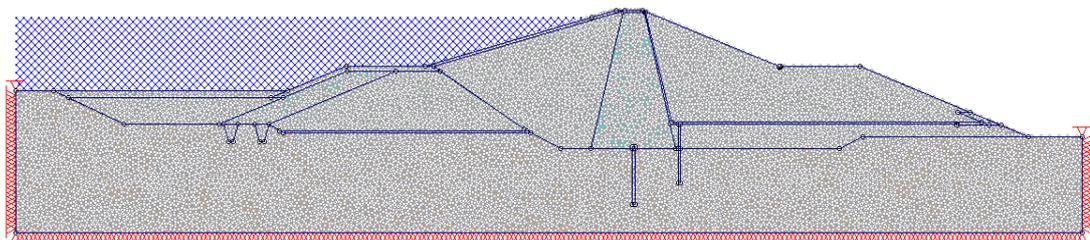


Figura 58 Restricciones en el modelo

Fuente: (Bernal & Yáñez)

6.2.2 Carga del Agua

Para obtener los resultados de los esfuerzos se tiene que colocar las cargas que ejerce el agua en la presa el PHASE 2 calcula automáticamente la magnitud de la carga solo al colocar la altura del embalse.

Primero se selecciona el menú *Loading*, luego el sub menú *Distributed Loads*, y la opción *Add Pounded Water Load*. Aparece la ventana correspondiente y se coloca el valor de 69.50 metros en la casilla de *Total Head (m)*, y se selecciona OK.

A continuación se tiene que seleccionar los segmentos donde se aplican directamente la carga del agua del embalse, seguido de un clic derecho y *Done Selection*. La carga del agua del embalse adicionada es representada por flechas azules sobre los segmentos seleccionados como se muestra en a figura 59.

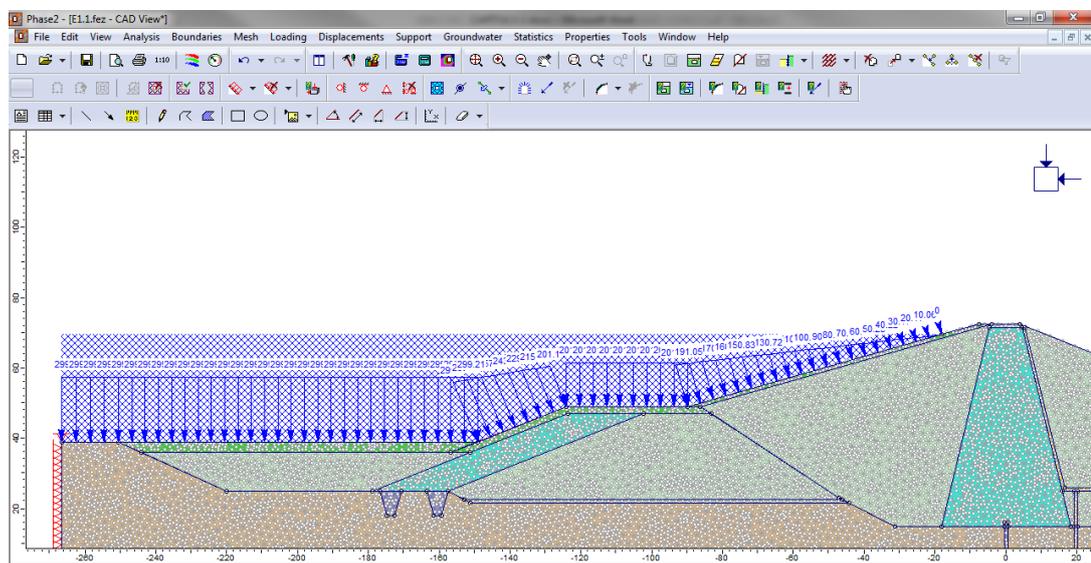


Figura 59 Carga de Agua en la Presa
Fuente: (Bernal & Yáñez)

6.2.3 Campo de Esfuerzos

Un modelo de superficies requiere un campo de esfuerzos por gravedad, este es usado para definir los campos de esfuerzos in situ que varían con la profundidad. Este tipo es usado típicamente para superficies o excavaciones cerca de la superficie. La profundidad y el peso unitario de los materiales determinan los esfuerzos verticales en el modelo, y los esfuerzos horizontales son calculados mediante la multiplicación de los esfuerzos verticales por los factores de esfuerzos Horizontal/Vertical.

Como primera instancia consideramos un suelo isótropo que los esfuerzos aplicados en todas las direcciones son iguales por lo que factor de relación de esfuerzos K es igual a 1.

Se selecciona la opción *Field Stress* del menú *Loading*, a continuación se despliega la ventana como se muestra en la figura 60. En el campo de *Field Stress Type*, escogemos la opción *Gravity*, y también seleccionamos la opción del casillero *Use actual ground Surface*, y por último OK.

Al escoger esta opción el esfuerzo vertical en un punto dado se calcula utilizando la profundidad debajo de la superficie real del suelo en el modelo y el peso unitario del material definido, la ventaja es que al utilizar esta opción provee una estimación inicial del esfuerzo vertical in situ, para superficies de suelo irregulares y que no están definidas por una sola superficie horizontal (Rocscience, 1996).

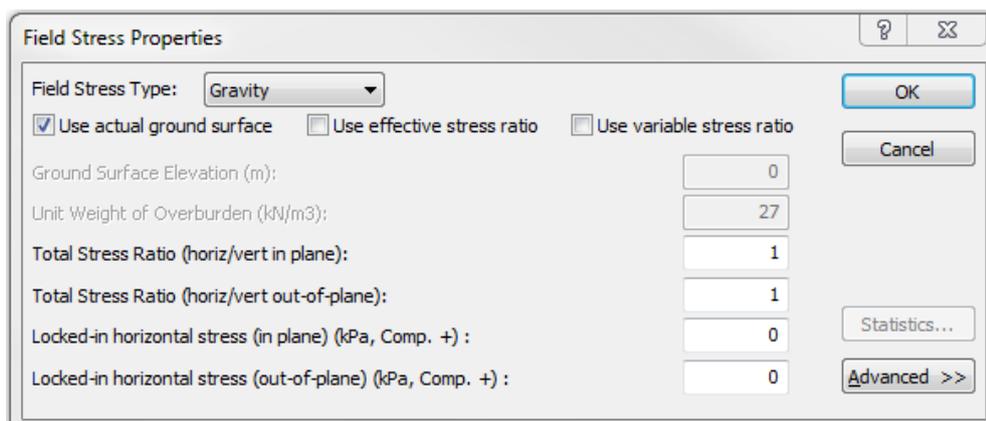


Figura 60 Campo de Esfuerzos
Fuente: (Rocscience, 1996)

6.2.4 Definición de las Propiedades de los Materiales

Seleccionamos la opción *Define Materials* del menú *Propiedades*, y a continuación se muestra la ventana *Define Material Properties* como muestra la figura 61, en esta ventana anteriormente habíamos definido los materiales utilizados en la presa, ahora se determinará las características respectivas para el análisis. En el casillero *Initial Element Loading* seleccionamos la

opción *Field Stress & Body Force*, estos parámetros ya se habían definido anteriormente en el campo de esfuerzos.

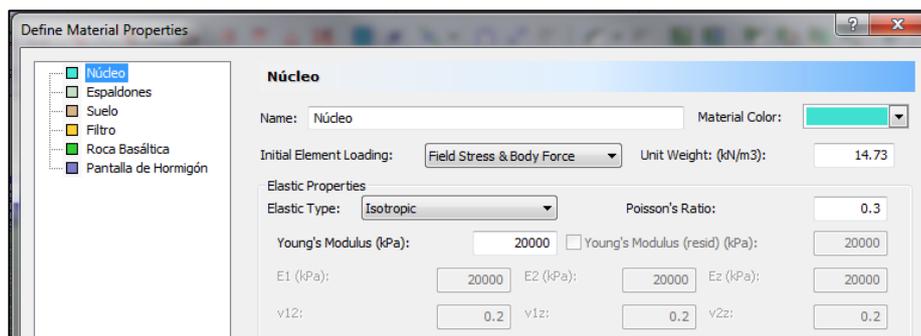


Figura 61 Propiedades de los Materiales
Fuente: (Rocscience, 1996)

En el casillero *Unit Weight (kN/m³)* colocamos el peso unitario, en la tabla 16 se muestran los pesos unitarios de cada material utilizado en el modelo. Los otros parámetros dejamos por defecto ya que esos se utilizan para el cálculo de la resistencia al corte.

Tabla 16
Pesos Específicos materiales usados en la presa

Material	Peso Específico (kN/m³)
Núcleo	14.73
Espaldones	15.32
Suelo	15.35
Filtro	23.00
Roca Basáltica (enrocado)	22.00
Pantalla Hormigón	15.80

6.3 Interpretación

Al tener todos los parámetros anteriores ingresados en el programa procedemos a realizar el cálculo para interpretar los resultados. Seleccionamos la opción *Compute* del menú *Analysis*, al realizar el cálculo seleccionamos la opción *Interpret* del menú *Analysis*.

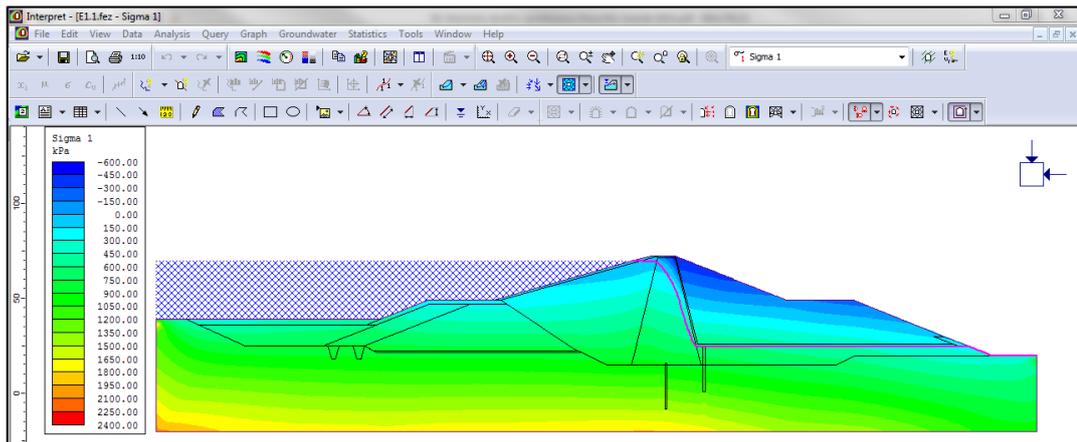


Figura 62 Esfuerzos Efectivos
Fuente: (Rocscience, 1996)

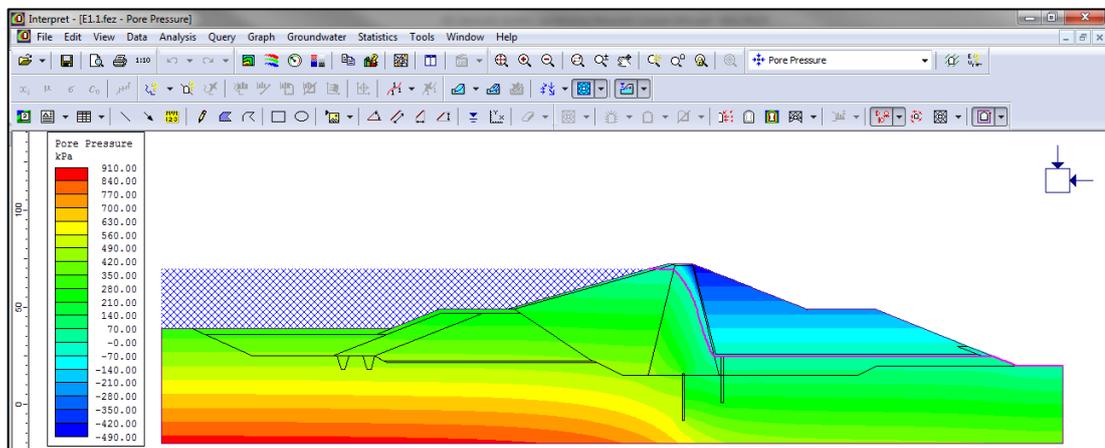


Figura 63 Presión de Poros
Fuente: (Rocscience, 1996)

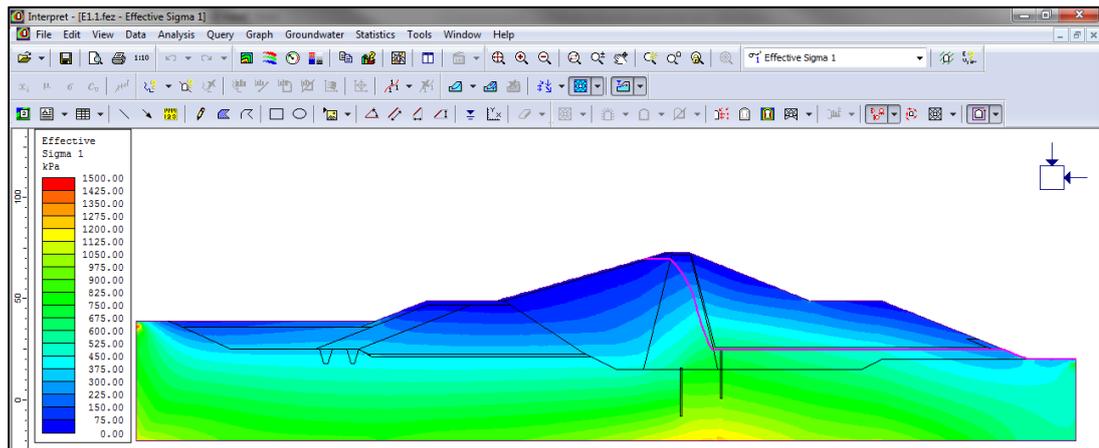


Figura 64 Esfuerzos Efectivos
Fuente: (Rocscience, 1996)

En las figuras 62, 63 y 64 se muestra los esfuerzos totales, la presión de poros y los esfuerzos efectivos respectivamente. Los esfuerzos efectivos que se tienen como resultado del análisis muestran que no alcanza el valor crítico que para estos es el valor de cero o cerca de cero. No se tienen valores críticos en la presa ni en la cimentación o el subsuelo de esta.

6.4 Estados y Parámetros Hidráulicos analizados en la presa

Se analiza los estados que la presa experimenta al introducir ciertos efectos y características que pueden suceder. Se realiza un detalle y análisis de cada estado de la presa en las zonas de mayor riesgo que puede producir la inestabilidad de la misma, de igual manera se hace una comparación entre todos estos estados y se analiza cuál puede ser el más perjudicial. Se utiliza el método de elementos finitos para analizar las tensiones en la presa por medio del software PHASE 2 que se ha explicado anteriormente. Sí facilitando el análisis y la rapidez de los resultados.

Entre estos estados se expone seis de los cuales se muestra en la tabla 17, estos estados son influenciados principalmente por los efectos geométricos e hidráulicos que transcurren en la presa Río Grande.

Tabla 17
Estados de la Presa Analizados

ESTADOS	CARACTERÍSTICAS
I	Un estrato de suelo
	Máximo llenado embalse a 69.5 msnm
	Pantalla de hormigón en la cimentación
II	Suelo estratificado
	Máximo llenado embalse a 69.5 msnm
	Pantalla de hormigón en la cimentación
III	Suelo estratificado
	Máximo llenado embalse a 69.5 msnm
	Sin Pantalla de hormigón
IV	Suelo estratificado
	Vaciado del embalse, cota 45mnm
	Pantalla de hormigón en la cimentación
V	Suelo estratificado
	Vaciado del embalse, cota 45mnm
	Sin Pantalla de hormigón
VI	Suelo estratificado
	Máximo llenado embalse a 69.5 msnm
	Pantalla de hormigón hasta estrato impermeable

6.4.1 Estado I - Un Estrato de Suelo, Nivel Máximo de Embalse y Pantalla de Hormigón.

En las figuras 63, 64 y 65 se muestran los parámetros hidráulicos del Estado I , y en las tablas 18 y 19 el resumen.

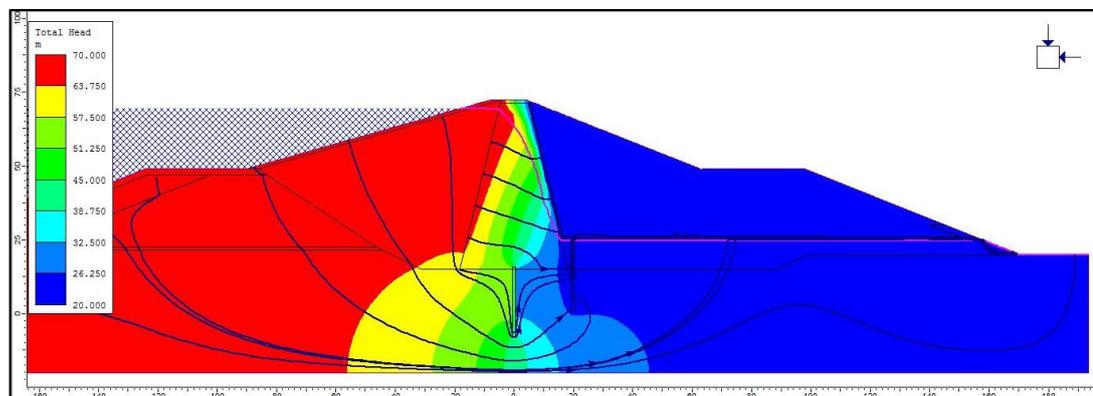


Figura 65 Estado I
Fuente: (Bernal & Yáñez)

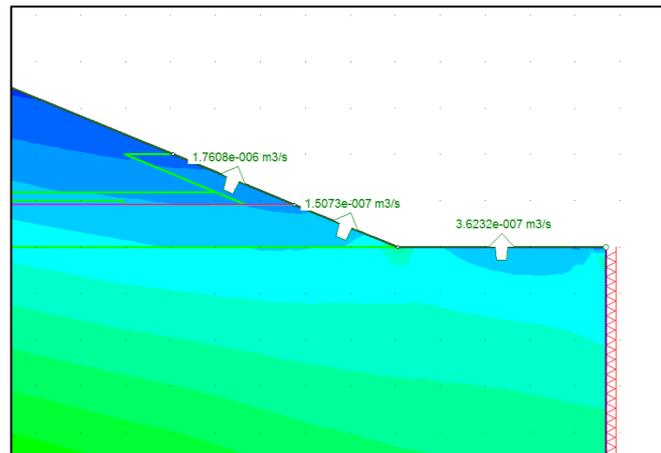


Figura 66 Caudal de salida, Estado I
Fuente: (Bernal & Yáñez)

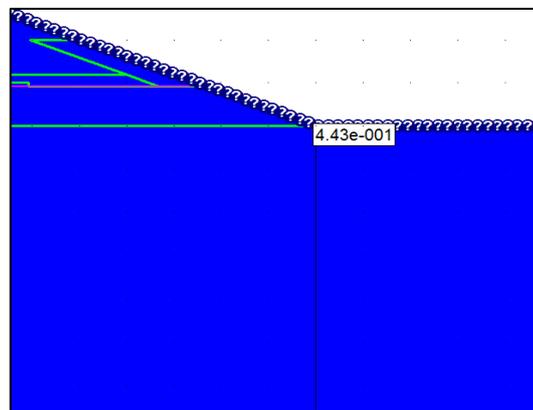


Figura 67 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado I
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 18
Caudal total de salida, Estado I

ESTADO I	
	Q(m³/s)
SALIDA DEL FILTRO	1.76E-06
SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO	1.51E-07
SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS	3.62E-07
Q TOTAL	2.27E-06

Tabla 19
Gradiente Total de Salida, Estado II

ESTADO II	
GRADIENTE HIDRAULICO	i
TALUD AGUAS ABAJO	4.43E-01

6.4.2 Estado II – Suelo Estratificado, Nivel Máximo de Embalse y Pantalla de Hormigón.

En las figuras 68, 69 y 70 se muestran los parámetros hidráulicos del Estado II, y en las tablas 20 y 21 el resumen.

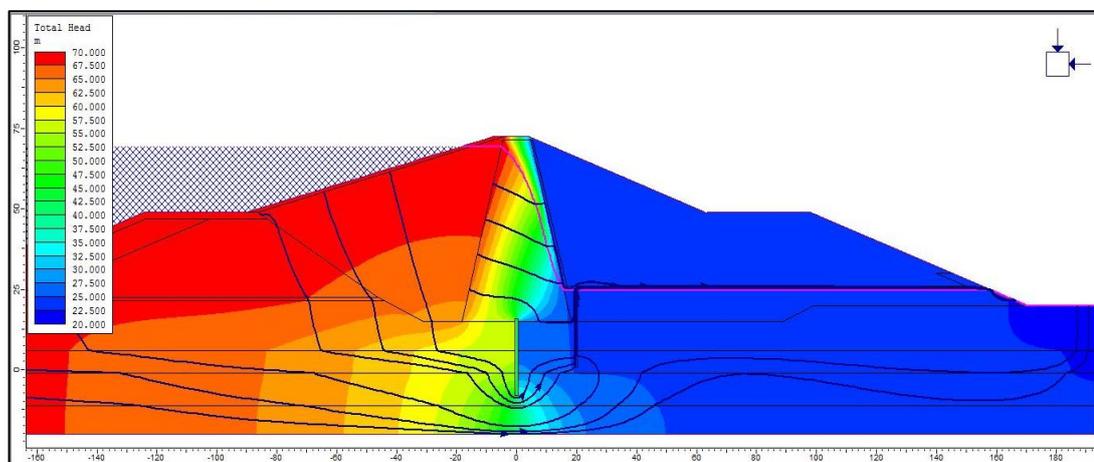


Figura 68 Estado II
Fuente: (Bernal & Yáñez)

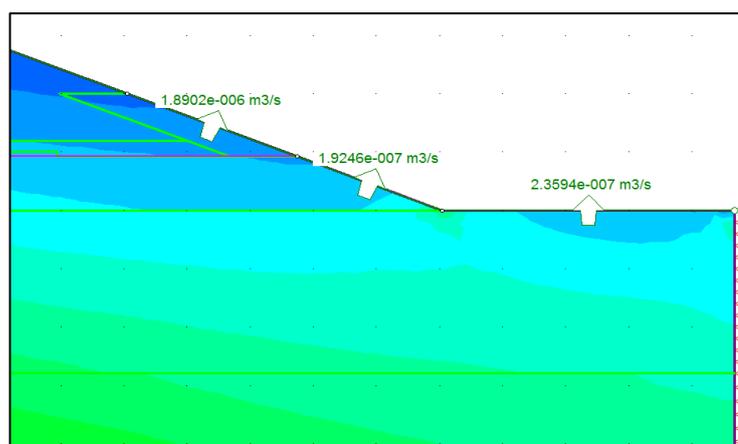


Figura 69 Caudal de salida, Estado II
Fuente: (Bernal & Yáñez)

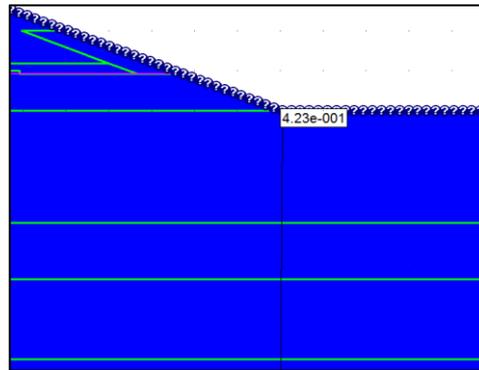


Figura 70 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado II
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 20

Caudal total de salida, Estado II

ESTADO II	
	Q(m ³ /s)
SALIDA DEL FILTRO	1.89E-06
SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO	1.92E-07
SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS	2.36E-07
Q TOTAL	2.32E-06

Tabla 21

Gradiente Total de Salida, Estado II

ESTADO II	
GRADIENTE HIDRAULICO	i
TALUD AGUAS ABAJO	4.23E-01

6.4.3 ESTADO III – Suelo Estratificado, Nivel Máximo de Embalse y sin Pantalla De Hormigón.

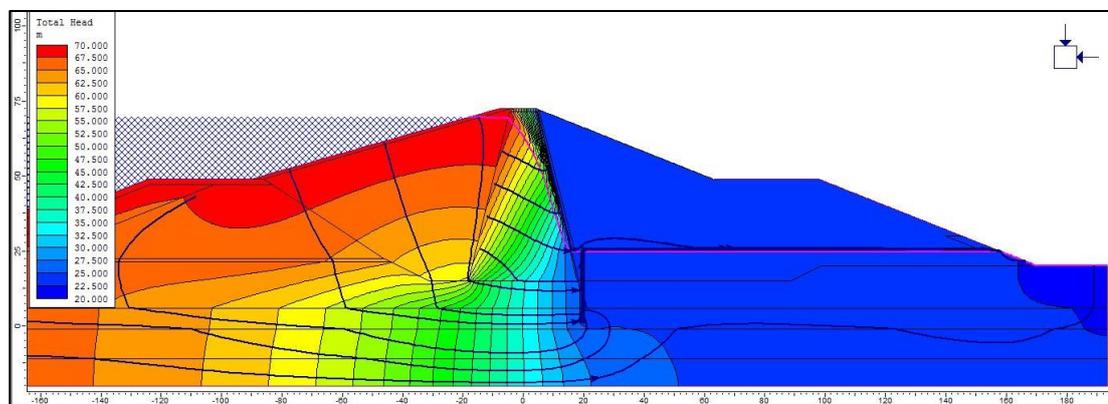


Figura 71 Estado III
Fuente: (Bernal & Yáñez)

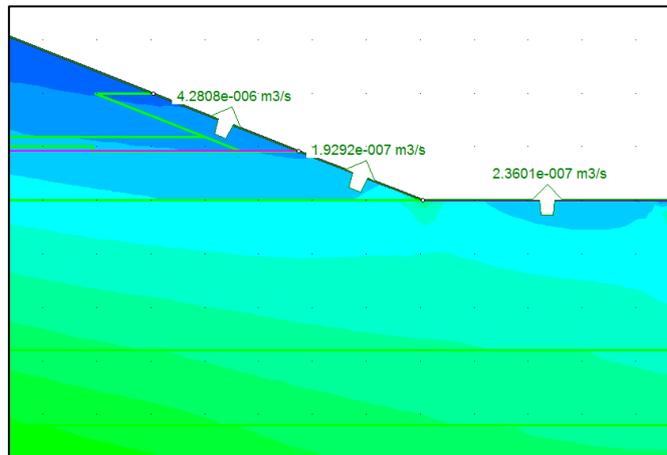


Figura 72 Caudal de salida, Estado III
Fuente: (Bernal & Yáñez)

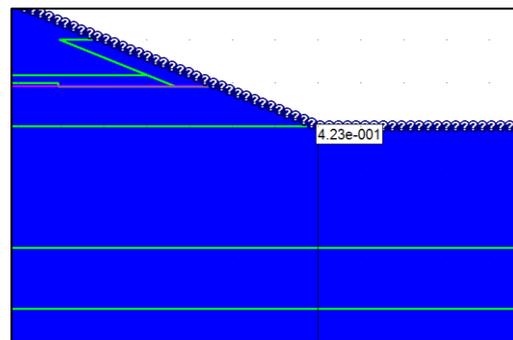


Figura 73 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado III
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 22
Caudal total de salida, Estado III

ESTADO III	
	Q(m³/s)
SALIDA DEL FILTRO	4.28E-06
SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO	1.92E-07
SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS	2.36E-07
Q TOTAL	4.71E-06

Tabla 23
Gradiente Total de Salida, Estado III

ESTADO III	
GRADIENTE HIDRAULICO	i
TALUD AGUAS ABAJO	4.23E-01

6.4.4 Estado IV – Suelo Estratificado, Vaciado del Embalse A Nivel de 45 msnm y Pantalla de Hormigón.

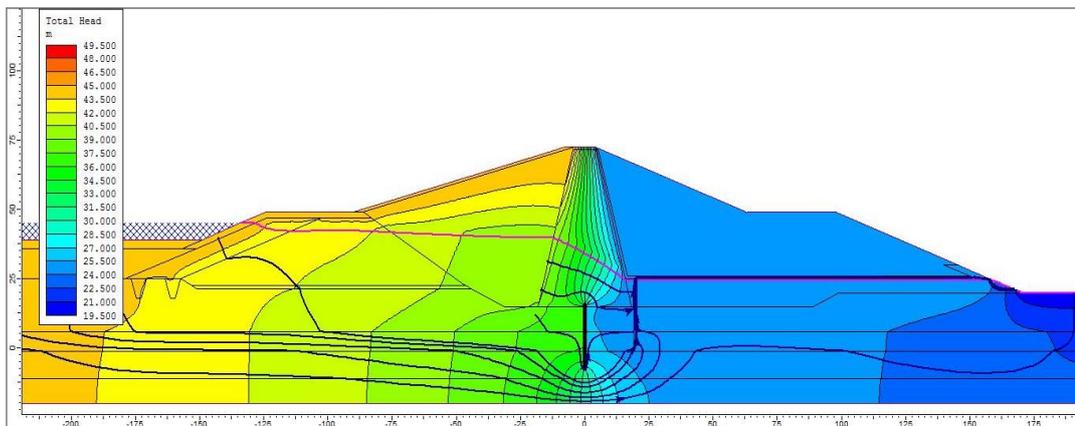


Figura 74 Estado IV
Fuente: (Bernal & Yáñez)

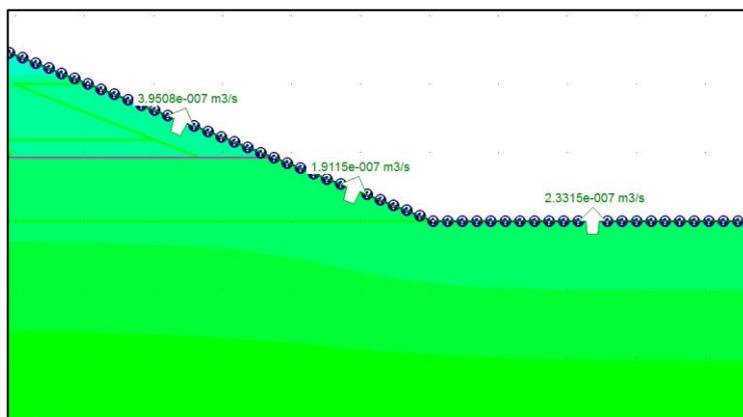


Figura 75 Caudal de salida, Estado IV
Fuente: (Bernal & Yáñez)

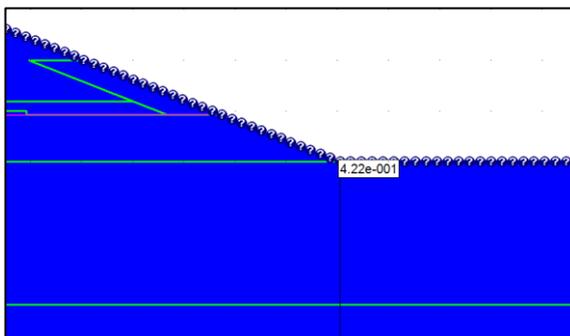


Figura 76 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado IV
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 24
Caudal total de salida, Estado IV

ESTADO IV	
	Q(m ³ /s)
SALIDA DEL FILTRO	3.95E-07
SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO	1.91E-07
SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS	2.33E-07
Q TOTAL	8.19E-07

Tabla 25
Gradiente Total de Salida, Estado IV

ESTADO IV	
GRADIENTE HIDRAULICO TALUD AGUAS ABAJO	i
	4.22E-01

6.4.5 ESTADO V – Suelo Estratificado, Vaciado del Embalse a Nivel de 45 msnm Y Pantalla De Hormigón.

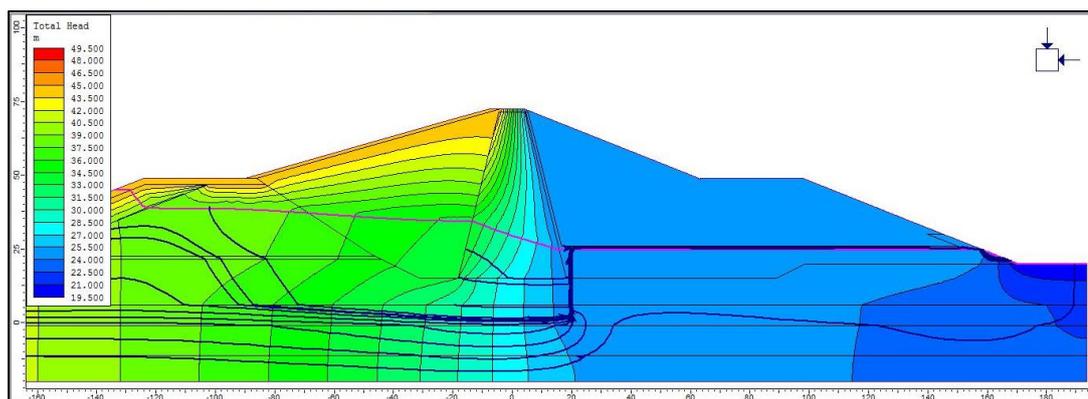


Figura 77 Estado V

Fuente: (Bernal & Yáñez)

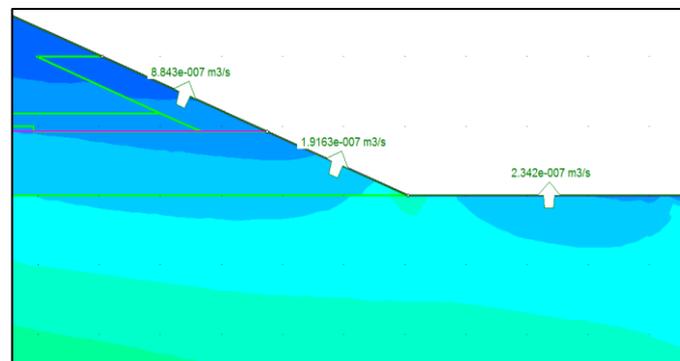


Figura 78 Caudal de salida, Estado V
Fuente: (Bernal & Yáñez)

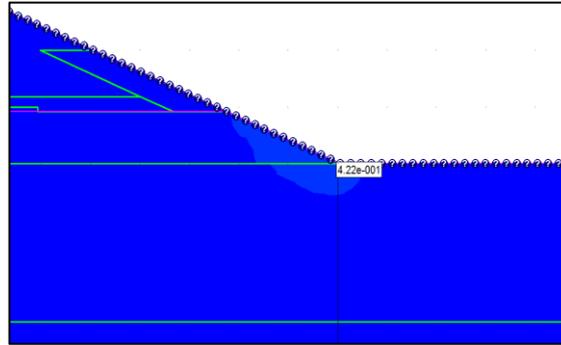


Figura 79 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado V
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 26

Caudal total de salida, Estado V

ESTADO V	
	Q(m ³ /s)
SALIDA DEL FILTRO	8.84E-07
SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO	1.91E-07
SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS	2.34E-07
Q TOTAL	1.31E-06

Tabla 27

Gradiente Total de Salida, Estado V

ESTADO V	
GRADIENTE HIDRAULICO	i
TALUD AGUAS ABAJO	4.22E-01

6.4.6 Estado VI – Suelo Estratificado, Nivel Máximo de Embalse y Pantalla De Hormigón Hasta Estrato Impermeable.

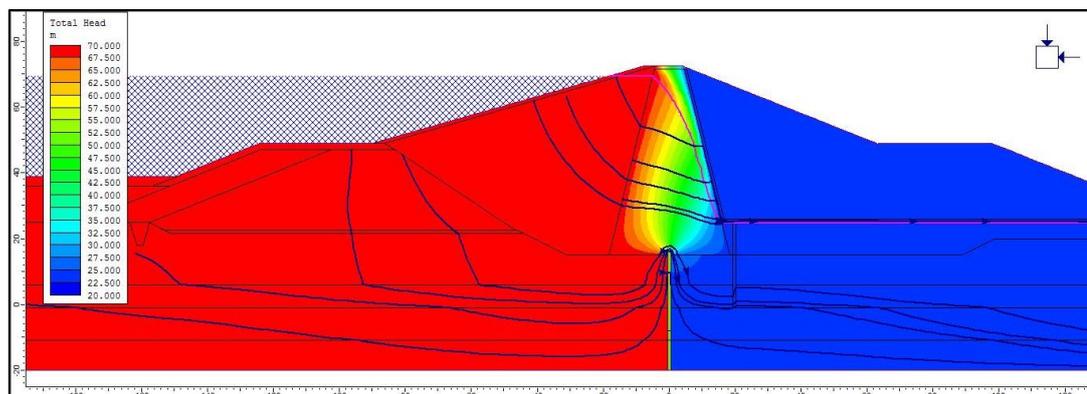


Figura 80 Estado VI
Fuente: (Bernal & Yáñez)

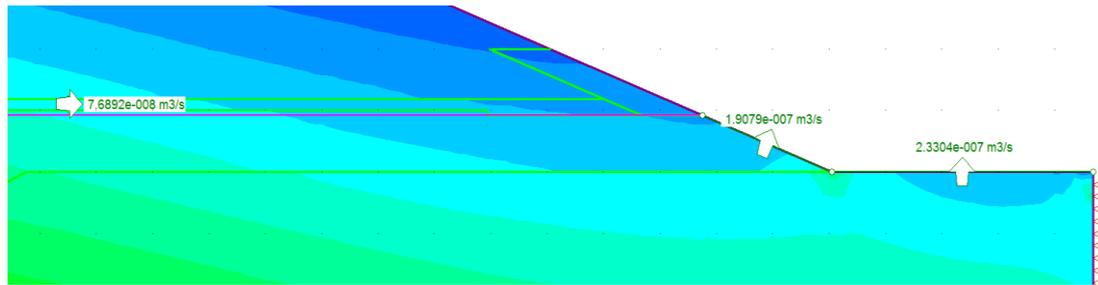


Figura 81 Caudal de salida, Estado VI
Fuente: (Bernal & Yáñez)

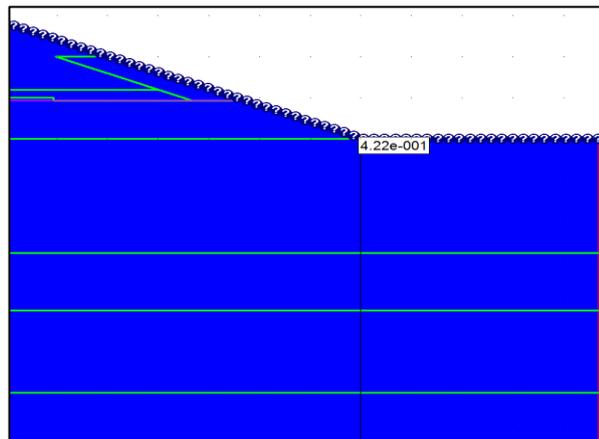


Figura 82 Gradiente Hidráulico de Salida, Estado VI
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Tabla 28
Caudal total de salida, Estado VI

ESTADO VI	
	Q(m³/s)
SALIDA DEL FILTRO	7.68E-08
SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO	1.90E-07
SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS	2.33E-07
Q TOTAL	5.00E-07

Tabla 29
Gradiente Total de Salida, Estado VI

ESTADO VI	
GRADIENTE HIDRAULICO	i
TALUD AGUAS ABAJO	4.22E-01

6.4.7 Comparación de Resultados entre los Diferentes Estados.

Con respecto a los parámetros hidráulicos se tiene la tabla 30, que muestra los resultados de cada estado mencionado anteriormente.

Tabla 30
Parámetros Hidráulicos

CUADRO RESUMEN						
	E1	E2	E3	E4	E5	E6
Q SALIDA DEL FILTRO (m ³ /s)	1.76E-06	1.89E-06	4.28E-06	3.95E-07	8.84E-07	7.68E-08
Q SALIDA ESPALDON AGUAS ABAJO (m ³ /s)	1.51E-07	1.92E-07	1.92E-07	1.91E-07	1.91E-07	1.90E-07
Q SALIDA AGUAS SUBTERRANEAS (m ³ /s)	3.62E-07	2.36E-07	2.36E-07	2.33E-07	2.34E-07	2.33E-07
Q TOTAL DE SALIDA (m ³ /s)	2.27E-06	2.32E-06	4.71E-06	8.19E-07	1.31E-06	5.00E-07
GRADIENTE HIDRAULICO SALIDA TALUD AGUAS ABAJO (m/m)	0.44	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42

Haciendo un análisis de los caudales entre los estados I, II, III, y VI que son los estados con embalse lleno a 69.5 msnm, se argumenta que en el estado VI se tiene el menor caudal de salida, y el mayor caudal se tiene en el estado III.

En lo que corresponde a los gradientes hidráulicos de salida en el talud aguas abajo, todos los estados tienen valores similares por lo que no influye en este aspecto categorizar los estados.

CAPITULO 7

ESTABILIDAD DE TALUDES

7.1 Resistencia al Corte

El objetivo principal para realizar un análisis de estabilidad de los taludes de la presa es el de determinar el estado de seguridad, control y prevención que tiene la estructura, con la finalidad de reducir los niveles de riesgo.

La inestabilidad de un talud según (Pereira, 2012) se puede producir por las siguientes razones:

- Laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.
- Variación del nivel freático: situaciones estacionales, presión de poros y obras realizadas por el hombre.
- Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones.

7.1.1 Software SLOPE - GEOSTUDIO

La estabilidad de los taludes de la presa depende de la resistencia de los materiales usados, los empujes a los que están sometidos y las discontinuidades que estén presentes. Para este análisis se usara exclusivamente el módulo SLOPE/W, dentro del paquete GEOSTUDIO 2007, el cual sirve para obtener un modelo y analizar la estabilidad de los taludes de la presa. El programa contiene innumerables tipos de análisis, por lo cual se empieza determinando el tipo que se usara para la estabilidad.

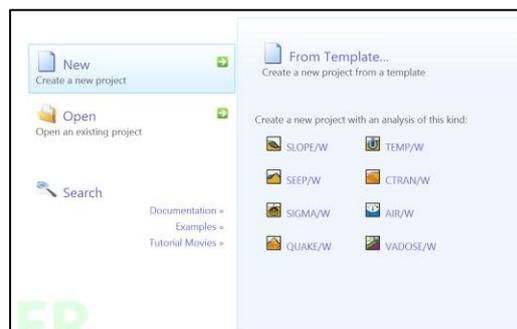


Figura 83 Ventana principal de GEOSTUDIO 2007

Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

En el presente caso se usa el de Morgenstern-Price, que según (Pereira, 2012), asume que existe una función que relaciona las fuerzas cortantes y las fuerzas normales entre dovelas; y es un método muy preciso. Se inicia el análisis seleccionando el icono *Create SLOPE/W analysis* (Ver figura 83).

Seguido aparece una ventana, ver figura 84, en la cual se debe determinar las condiciones de análisis aplicadas al proyecto.

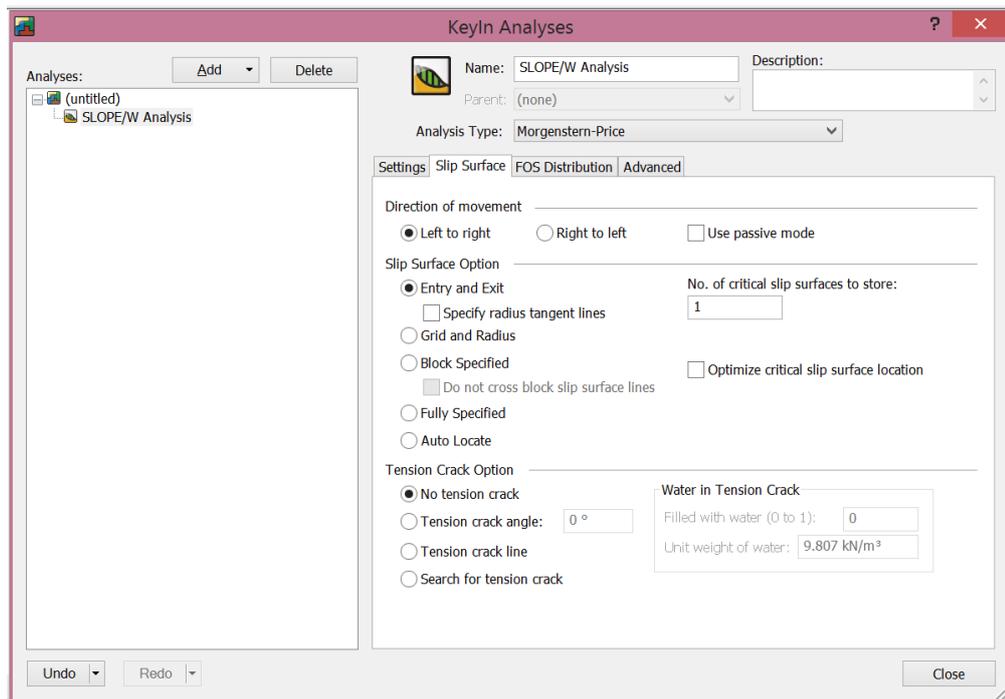


Figura 84 KeyIn Analyses
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

En la pestaña *Analysis Type* se escoge la opción *Morgenstern-Price*, seguido de las dos opciones *Rigth to Left* o *Left to Rigth* entre las cuales se debe escoger una en función del análisis del talud en el cual se quiere obtener la superficie de falla. Por la manera en que fue ingresada la geometría de la Presa para el talud aguas arriba, se usa la opción *Rigth to Left* y talud aguas abajo la opción contraria. Además para determinar la superficie de falla en la opción *Slip Surface Option* se escoge el icono *Entry and Exit*, la misma que se usa para determinar la superficie de entrada y salida, del circulo de falla en ambos taludes de la presa.

7.1.2 Geometría

Una vez determinado las condiciones de trabajo para el análisis de estabilidad, se ingresa la geometría de la presa, la cual por medio del programa AutoCAD se realiza una importación de regiones.

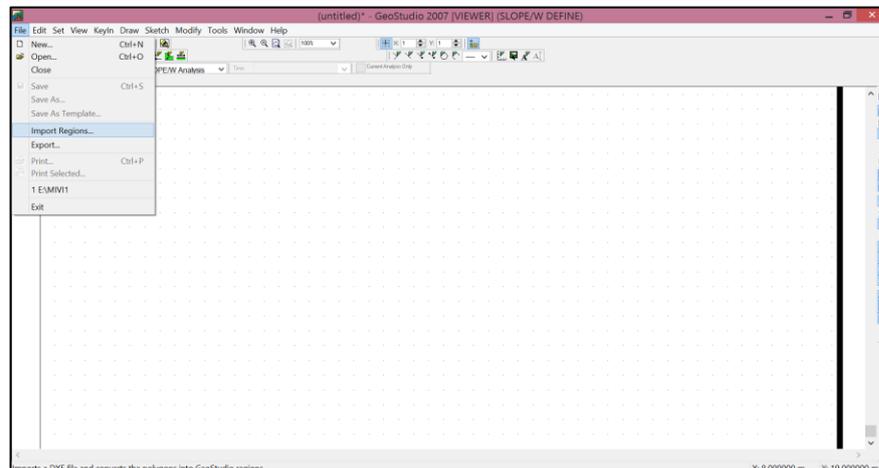


Figura 85 Ventana para importar regiones desde archivo externo
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

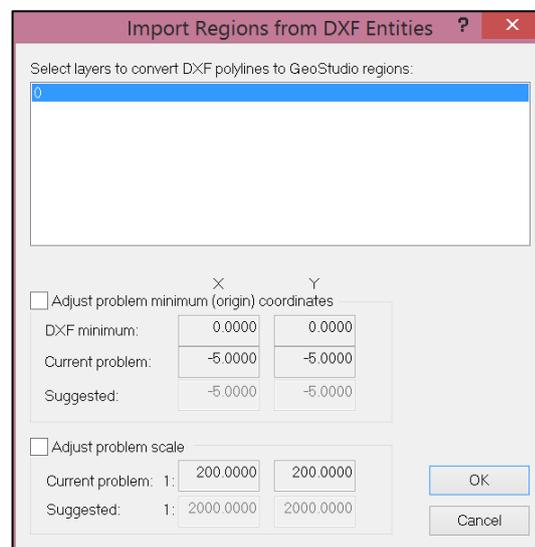


Figura 86 Ventana de capas a importar del dibujo
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

Previo a la asignación de materiales y condiciones al cuerpo de la presa, el área de trabajo debe estar configurada tal de que la geometría de la presa se ajuste a la hoja del programa además se debe verificar las unidades con las que se obtiene el análisis. Para esto se recurre a la pestaña Set en la

cual se configura la hoja de trabajo (*Page*) así como también las unidades y escala (*Units and Scale*).

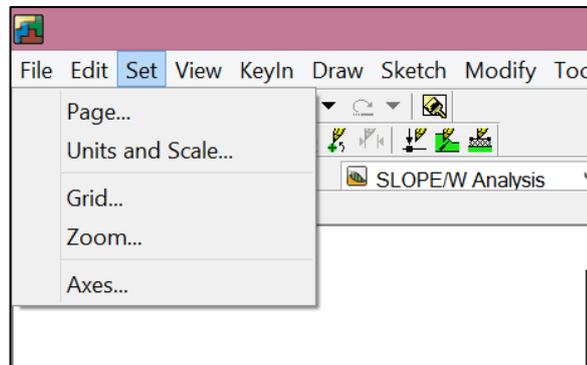


Figura 87 Ventana de edición de área de trabajo
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

En la venta de Set Page se establece las unidades en mm, para este caso se realiza la configuración como se muestra en la figura 88.

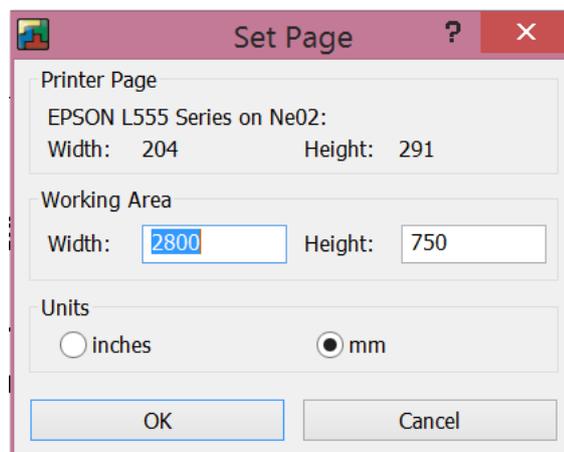


Figura 88 Ventana de dimensionamiento de página
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

Se determina las unidades y escala como se muestra en la figura 89.

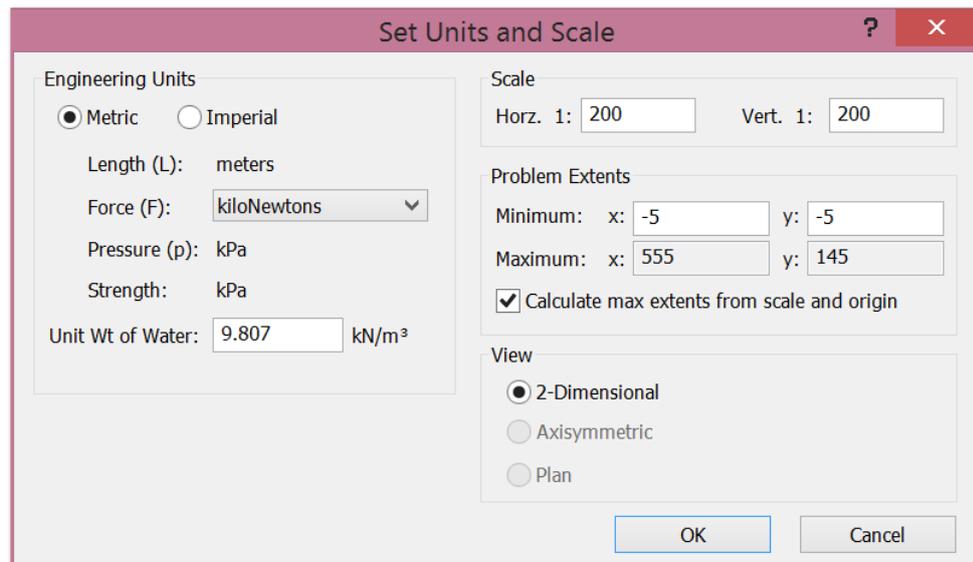


Figura 89 Configuración de unidades de trabajo y escala de dibujo
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

Una vez establecido los parámetros de análisis la geometría de la presa queda trazada en la hoja de trabajo como lo indica la figura 70.

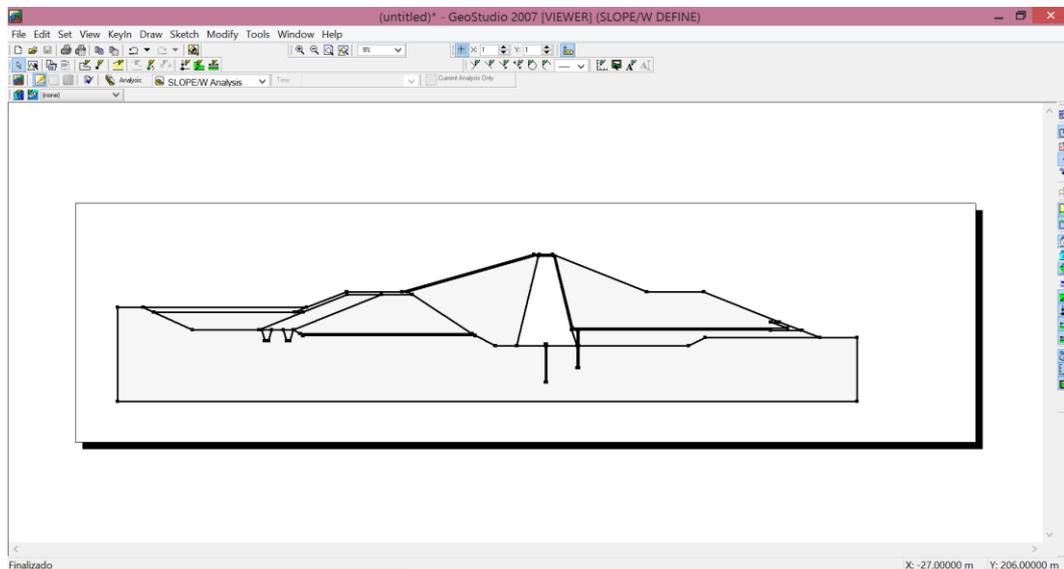


Figura 90 Modelo de Presa Rio Grande importado desde AutoCAD
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

7.1.3 Propiedades de los materiales

En cuanto a las propiedades de los materiales que se asigna cada “Region” de la presa, se usa los que se han obtenido de acuerdo a los laboratorios realizados en el proyecto, como se muestra en la tabla 31.

Tabla 31
Propiedades de los materiales

Asignación de Materiales				
Material	Modelo	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Phi (°)
Estrato	Mohr-Coulomb	15.35	7.84	10
Núcleo	Mohr-Coulomb	14.73	70.00	23
Pantalla de Hormigón	Mohr-Coulomb	15.80	100.00	35
Filtro	Mohr-Coulomb	23.00	0.00	35
Rocas Basálticas	Mohr-Coulomb	22.00	0.00	48
Espaldones	Mohr-Coulomb	15.32	40.00	32

La asignación de materiales se lo realiza mediante la pestaña *Key In* y luego *Materials* en el cual se despliega una ventana en la cual se elige el modelo a trabajar con el material y las características del mismo, como muestra la figura 91, 92 y 93.

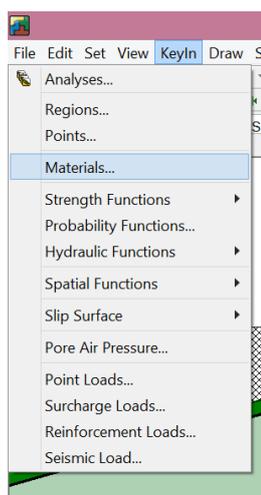


Figura 91 Asignación de materiales
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

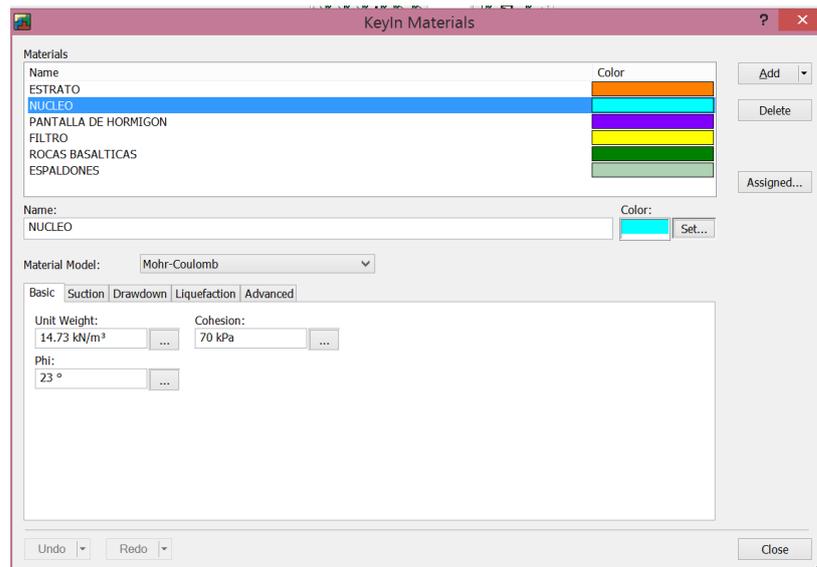


Figura 92 Características de los materiales de la presa
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

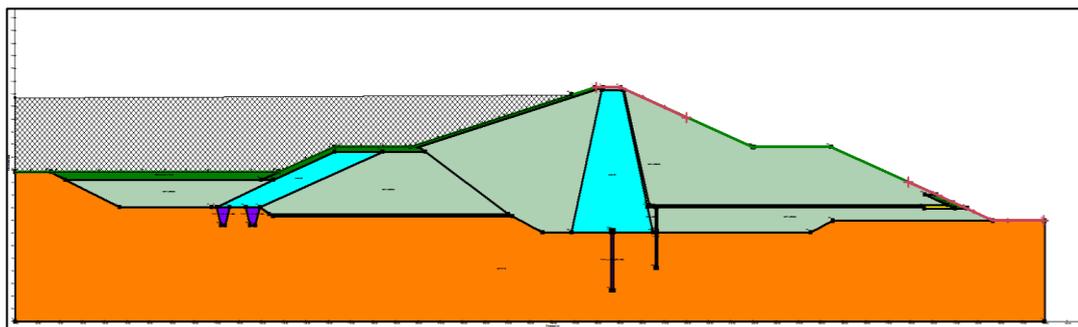


Figura 93 Asignación de los materiales a la presa
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Una vez asignadas las propiedades de los materiales se procede a determinar las superficies de entrada y salida en cada talud tal como se lo explico anteriormente. En la figura 94 se muestra el cuadro donde se asignan estos parámetros.

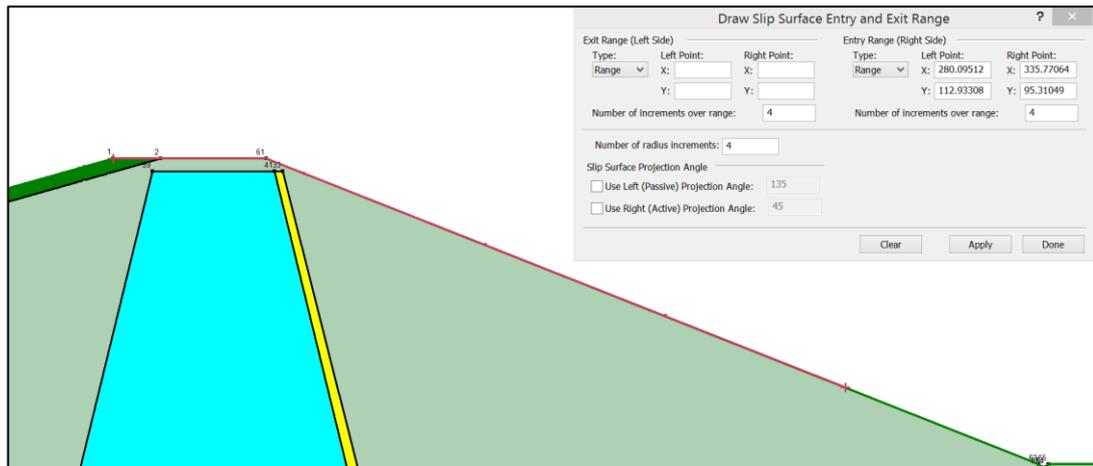


Figura 94 Superficie de entrada en talud aguas abajo
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Para el talud aguas abajo se escoge la opción *Rigth to Left* y para talud aguas arriba lo contrario.

Cabe recalcar que el agua retenida cumple una función importante en la estabilidad de la presa por lo cual también se agrega al modelo a analizar mediante la ventana *draw surcharge load* como se muestra en la figura 95.

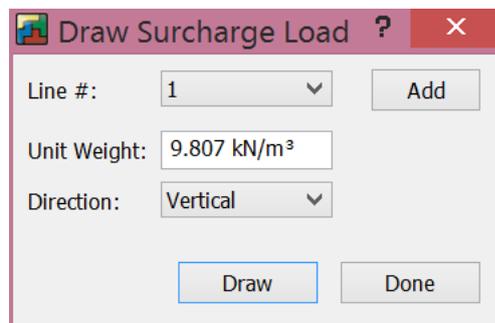


Figura 95 Carga del agua sobre la presa
Fuente: (GEOSTUDIO, 2007)

Una vez determinado todas las condiciones se procede a resolver el modelo y obtener los factores de seguridad.

7.1.4 Interpretación de resultados

Como se puede observar en las siguientes figuras 96 y 97, la selección de los materiales así como el diseño geométrico de la presa, son los adecuados tal como lo indica el factor de seguridad tanto de aguas arriba y aguas abajo.

Aguas abajo FS=1.396

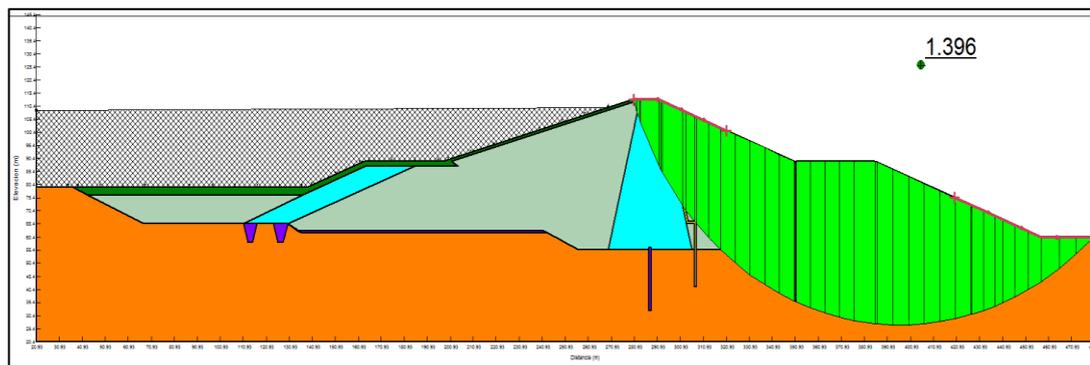


Figura 96 Factor de seguridad talud aguas abajo-Presa Rio Grande
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Aguas arriba FS= 5.135

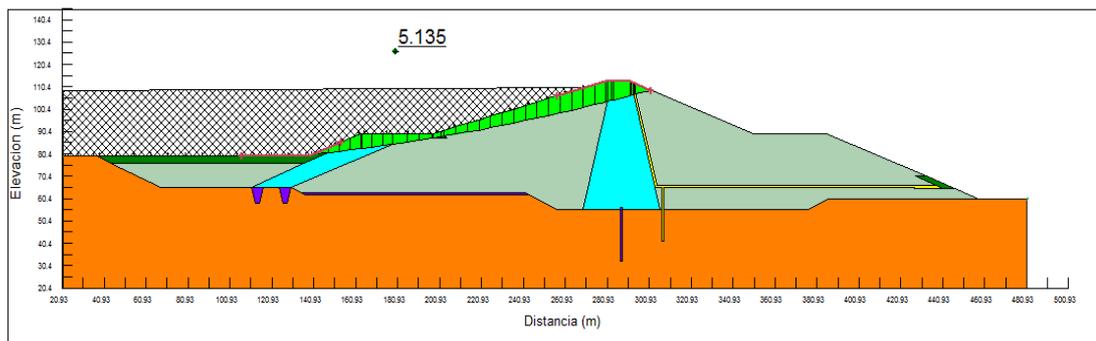


Figura 97 Factor de seguridad talud aguas arriba
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Como el resultado del análisis de estabilidad tenemos que estos poseen coeficientes lo suficientemente altos como para asegurar que son estables

para las condiciones de carga analizada. El factor del talud aguas arriba es mucho mayor ya que cuenta con la masa del enrocado que es característico en aumentar la estabilidad.

7.2 Condición Hidrodinámica para Determinar la Erosión Interna

7.2.1 Erosión Interna

La erosión interna ocurre cuando las fracciones del cuerpo de la presa o cimentación son arrastradas hacia aguas abajo por flujo de la filtración, este flujo tiende a ejercer presión sobre las partículas del suelo que tiende a arrastrarlas en el sentido de la corriente, las fuerzas que se oponen es el trabazón entre partículas y su cohesión.

Para (Briones, 1994) existen zonas más propensas a la erosión e iniciación de fracturas como en el perfil del cimientado donde se asienta la presa debido a irregularidades y los asentamientos diferenciales que producen grietas, en los bordes del núcleo.

7.2.2 Tipos de Erosión Interna

Fractura Hidráulica: Consiste en la irrupción del agua a través de las grietas de los terraplenes, ejerciendo esfuerzos en todas direcciones, principalmente al primer llenado del embalse o alguna variación brusca de nivel, estas grietas pueden estar cerradas pero al subir el nivel del embalse, el agua ejerce presión sobre la fisura que puede abrirla progresivamente.

Erosión Regresiva: esta se produce prácticamente en todos los suelos, se forma un conducto por las zonas débiles y permeables donde el flujo del agua llega sin sufrir grandes pérdidas debidas a la fricción el cual arrastra el material fácilmente.

Sufusión: el proceso en que las partículas más finas del suelo se mueven a través de constricciones entre partículas de tierra más grandes por fuerzas de filtración, los suelos susceptibles se describen como internamente inestables.

7.2.3 Análisis del Gradiente Hidráulico Crítico

Se realiza una inspección por toda la presa de los valores de gradiente hidráulico, estos al sobrepasar el valor del gradiente hidráulico crítico muestran un posible fenómeno de erosión interna. Como en el diseño de la presa se tiene un núcleo con partículas más finas que en los espaldones estos pueden ser arrastrados por el paso del agua a través de la presa, por lo que se comprueba el geotextil colocado en el filtro que limita con el núcleo evite este fenómeno a gran escala.

Berry & Reid (1993) describe que en los puntos donde predomina el flujo ascendente las fuerzas de filtración tienden a disminuir el esfuerzo efectivo entre las partículas, lo demostró al realizar un ensayo en un recipiente con la arena con un flujo de agua ascendente a través de esta y desbordando su superficie a aplicar los principios del esfuerzo efectivo concluye que al incrementar el gradiente hidráulico el esfuerzo vertical efectivo disminuye, y que cuando el esfuerzo vertical efectivo se reduce a cero el gradiente hidráulico alcanza el valor de ρ'/ρ_w . Este valor se denomina gradiente hidráulico crítico, i_c . Donde ρ' es la densidad efectiva de la arena y ρ_w la densidad del agua, también puede expresarse en términos de gravedad específica G_s de una partícula y la relación de vacíos e .

$$i_c = \frac{\rho'}{\rho_w} = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

En la tabla 32 se muestra los gradientes hidráulicos críticos en la presa y su cimentación.

Tabla 32
Gradiente Hidráulico Crítico

Material	Relación de Vacíos e	Gravedad específica G_s	Gradiente hidráulico crítico i_c
Núcleo	0.72	2.66	0.97
Espaldones	0.53	2.66	1.08
Suelo (estrato 1)	1.40	2.70	0.71
Suelo (estrato 2)	1.35	2.74	0.74
Suelo (estrato 3)	1.35	2.70	0.72
Suelo (estrato 4)	1.35	2.74	0.74

7.2.3.1 Gradiente Hidráulico en la salida del flujo

Identificando los posibles lugares de erosión, se determinan los valores de los gradientes hidráulicos para ver si cumplen con la condición de ser menor que el valor crítico.

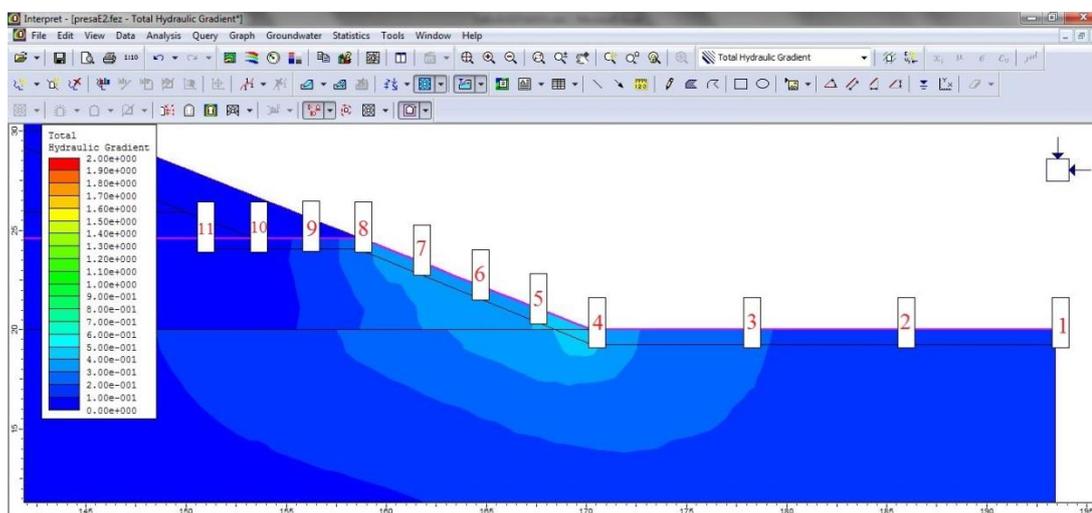


Figura 98 Gradientes Hidráulicos en la zona de salida
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Un sector es la salida del flujo a través de la presa en el espaldón aguas abajo y el suelo donde se muestra en la figura 98, en la tabla 33 se muestra estos valores de cada estado.

Tabla 33
Gradientes Hidráulicos

Dato	i					
	I	II	III	IV	V	VI
1	0.08	0.18	0.18	0.17	0.17	0.17
2	0.09	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
3	0.12	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21
4	0.35	0.42	0.41	0.40	0.41	0.40
5	0.34	0.39	0.42	0.39	0.46	0.42
6	0.34	0.36	0.37	0.35	0.37	0.38
7	0.34	0.33	0.34	0.29	0.34	0.33
8	0.29	0.30	0.31	0.23	0.31	0.33
9	0.16	0.17	0.20	0.11	0.17	0.20
10	0.10	0.09	0.12	0.06	0.09	0.11
11	0.07	0.06	0.08	0.04	0.05	0.06

Se muestra los valores de todo el perfil de salida de flujo de la presa, haciendo un análisis del gradiente hidráulico, este no llega al valor crítico del suelo que es 0.71 en ninguno de los 6 estados antes formulados, por lo que no se produce el levantamiento o la agitación de la superficie del suelo llamado también tubificación.

7.2.3.2 Gradiente Hidráulico en el Núcleo de la Presa

Como se comentó anteriormente entre las zonas más probables donde se sufra un arrastre de material es en el núcleo de la presa por el cambio de material entre este y los espaldones, se toma consideración por el tamaño de las partículas. En la base del núcleo existe también el cambio del tamaño de partículas al tener el contacto con el suelo. Se simuló la base con la pantalla de hormigón y sin ella para analizar el gradiente hidráulico en estas dos condiciones. En la figura 99 se muestra los gradientes hidráulicos en la zona de la línea de flujo.

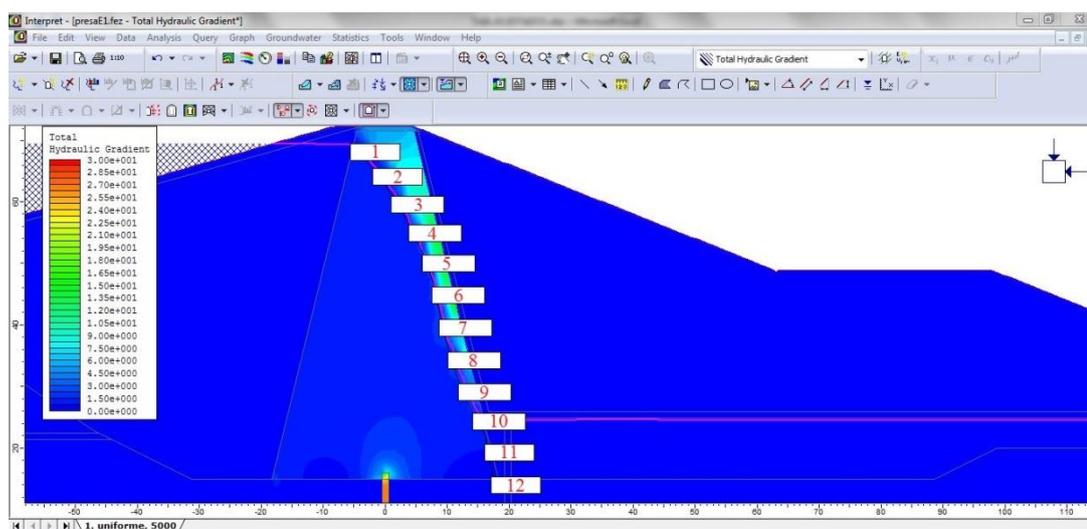


Figura 99 Gradientes Hidráulicos en la línea de flujo
Fuente: (Bernal & Yáñez)

En los tres estados primeros y el último se verifica estos valores por el llenado completo de la presa a la cota 69.5 msnm, en el caso cuando la presa se encuentra en el estado de vaciado no existe mayor riesgo en esta zona. En la tabla 34 se muestran los gradientes hidráulicos en la línea de flujo cerca del límite del núcleo con el filtro. Todos estos valores sobrepasan el gradiente hidráulico crítico registrado en el núcleo con un valor de 0.97,

aquí ya empieza una erosión interna, como en el núcleo la permeabilidad es baja esto crea una mayor presión del agua en una corta trayectoria del agua, por lo que produce un aumento de gradiente hidráulico y con esto un arrastre de partículas.

Tabla 34
Gradientes Hidráulicos en la Línea de Flujo

i				
Dato	I	II	III	VI
1	0.83	0.72	0.81	0.81
2	1.12	1.21	0.98	0.96
3	1.55	1.96	1.57	1.56
4	2.14	2.62	1.55	2.06
5	1.98	2.06	1.96	2.14
6	2.91	2.66	1.91	3.12
7	2.66	2.51	1.60	2.19
8	1.72	1.68	1.48	1.80
9	2.31	2.58	2.45	2.72
10	1.74	1.74	1.60	1.79
11	0.74	0.64	0.88	0.59
12	0.07	0.29	0.06	0.10

Para Sowers & Sowers (1983) cuando estos gradientes hidráulicos son mucho mayores que el crítico los menciona como gradientes destructivos, estos hacen que el arrastre friccional del agua mueva algunas partículas mas finas del suelo aunque la mayoría esten impedidas de moverse, entonces el flujo se concentra en la zona destruida, agrandando la situación hasta que se produzca un verdadero sifonamiento. En arcillas estos gradientes pueden exeder un valor de 50, pero en los proyectos aparecen rara vez.

En esta presa los gradientes máximos tienen un valor de tope de 14, estos gradientes se encuentra en el núcleo ya lindando con el filtro, como se muestra en la figura 100. Utilizando un buen diseño del filtro se evita toda esta pérdida del material, a parte del filtro en la construcción de la presa se utilizó geotextil en estas divisiones del filtro con los suelos de la presa por lo que mas adelante se va a verificar su buen uso.

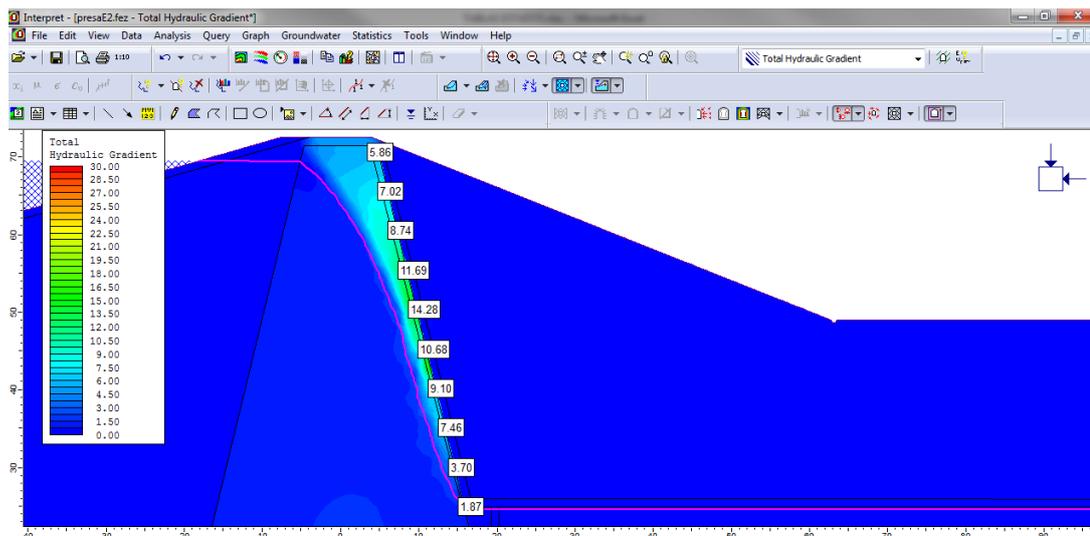


Figura 100 Gradientes Hidráulicos críticos lindando con el filtro
Fuente: (Bernal & Yáñez)

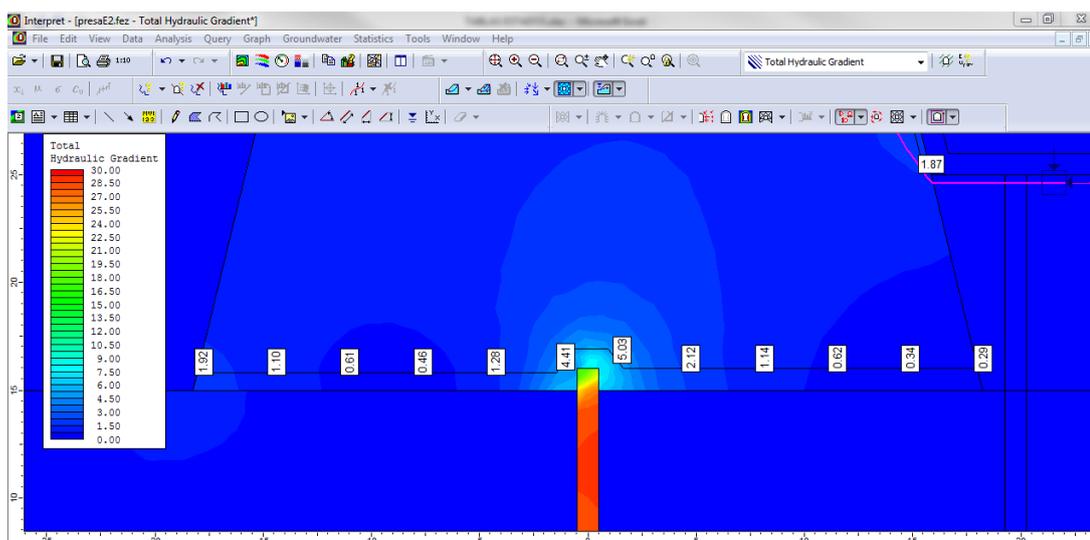


Figura 101 Gradientes Hidráulicos en la base del núcleo
Fuente: (Bernal & Yáñez)

Los gradientes en la base mostrados en la figura 101, estos también son altos por su cambio de permeabilidad del núcleo a la permeabilidad del suelo. Estos se encuentran en el radio de captación del filtro, por lo que puede retener estas partículas de su posible erosión.

Los gradientes que se encuentran alrededor de la pantalla de hormigón como se muestra en la figura 102 son altos porque son sectores de localizadas concentraciones del flujo por sus cambios agudos en las líneas

7.2.4 Uso del Geotextil en la Erosión

El geotextil es un polímero utilizado para la filtración, drenaje, separación, refuerzo, protección, este es de uso frecuente en las presas de materiales sueltos por sus funciones, para este se utiliza con el fin de impedir el arrastre de material fino en la salida de la presa y enviar el flujo del agua al filtro, así puede evitar la erosión interna de los suelos.

7.2.4.1 Criterio de Retención

Según U.S Department of Transportation (1998) se relaciona la distribución del tamaño de poro del geotextil con la habilidad de retener las partículas del suelo mientras permite el paso del agua. La habilidad de usar el geotextil para retener las partículas del suelo se relaciona con el tamaño de abertura aparente (AOS), el valor es igual a la mayor partícula que efectivamente puede pasar por el geotextil.

Los geotextiles tiene un criterio de retención que debe cumplir (U.S Department of Transportation, 1998):

Para flujo estacionario:

$$AOS \leq B d_{85}$$

donde:

AOS = tamaño de abertura aparente del geotextil

B = coeficiente adimensional

d_{85} = diámetro de partícula del suelo que represente el 85%

Para limos y arcillas (mas del 50% es pasante del tamiz N200), B es función del tamaño del tipo del geotextil, para notejidos:

$$B = 1.8; AOS \leq 1.8 d_{85}$$

El geotextil utilizado para el dren de la presa fue un geotextil no tejido NT2000, que es sus especificaciones el valor de AOS es de 0.125mm. Para la comprobación del buen uso del geotextil con los diferentes materiales de la presa se revisan los criterios de retención en la tabla 35.

Tabla 35
Criterio de Retención en la presa

Material	d_{85} (mm)	Bd_{85} (mm)
Núcleo	1.90E-01	0.34
Espaldones	8.30E-01	1.49
Suelo (estrato 1)	1.50E-01	0.27
Suelo (estrato 2)	2.00E-01	0.36
Suelo (estrato 3)	2.40E-01	0.43
Suelo (estrato 4)	2.80E-01	0.50

Se comprueba que cumple el criterio de retención en el geotextil, todos estos valores de los diámetros de las partículas del suelo que representan el 85% de la muestra son mayores que el AOS, por lo tanto el geotextil utilizado evitara la erosión del suelo al pasar por el filtro. Como vimos los lugares más propensos a la erosión eran las partículas que se encontraban en el núcleo y en su base, estos están cerca del radio de captación del filtro y por lo tanto este evitará el arrastre de estas partículas.

7.2.4.1 Criterio de Permeabilidades Severas

Para los criterios de la permeabilidad en severas condiciones se debe cumplir:

$$k_{geotextil} \geq 10 k_{suelo}$$

Tabla 36
Criterios de permeabilidad

Material	Permeabilidad k (m/s)	10 K
Núcleo	1.23E-09	1.23E-08
Espaldones	2.04E-07	2.04E-06
Suelo (estrato 1)	4.71E-08	4.71E-07
Suelo (estrato 2)	6.99E-07	6.99E-06
Suelo (estrato 3)	1.21E-07	1.21E-06
Suelo (estrato 4)	7.01E-08	7.01E-07

En la tabla 36 se muestra los criterios en la presa, En la especificación del geotextil no tejido NT2000 la permeabilidad es de $3.4E-01$ por lo que si cumple el criterio de ser una permeabilidad mayor a la del suelo. Esta condición se usa en una manera conservadora ya que algunos poros pueden ser bloqueados u obstruidos con el tiempo y es necesario que el filtro no obstruya el flujo del agua de la presa.

7.2.3 Análisis de Subpresiones

La subpresión es la fuerza ejercida por el agua de filtración, que satura la masa de suelo en la cimentación. Cuando la subpresión en la base de la estructura excede el peso de la misma y las cargas que soporta, la estructura se levantará. La subpresión se determina por la presión de poros aplicada en una determinada área $U=uA$. Si la fuerza hacia arriba en un área A es igual o excede a la carga total P del suelo, agua y estructura, se crea una zona de inestabilidad o de falla potencial. En el punto de Falla,

$$P = A \quad y \quad \frac{P}{A} = \frac{U}{A}$$

Entonces

$$\sigma = u$$

Si el área es suficientemente grande, cualquier exceso de presión de agua forzaría la masa que se encuentra adyacente con la cimentación y agua a levantarse, este proceso se llama levantamiento, (Sowers & Sowers, 1983).

Las figuras 104 y 105 muestran los esfuerzos totales y la presión de poros en la base de la presa. Para verificar si existe o no supresiones que produzcan levantamiento. Al calcular la diferencia entre esfuerzos totales y presiones de poro resultan los valores de esfuerzos efectivos, por lo que en estos datos se puede sacar conclusión si existe riesgo de levantamiento.

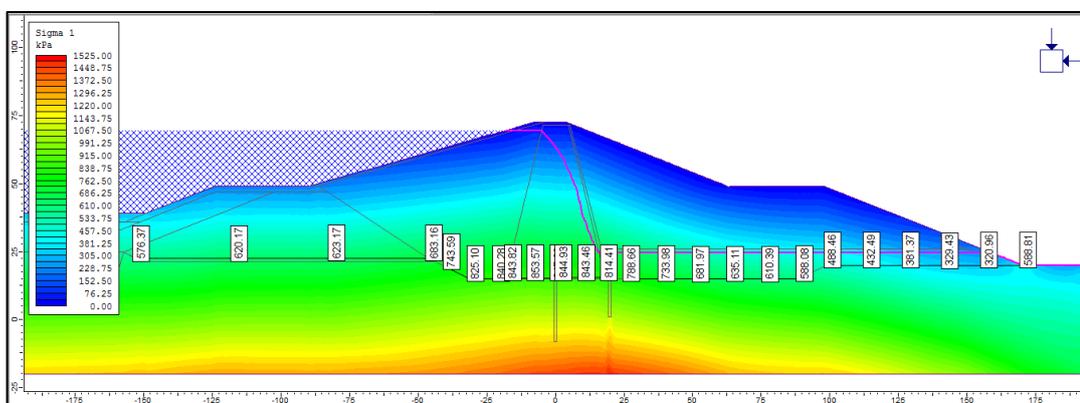


Figura 104 Esfuerzos totales tomados en la cimentación del Estado I
Fuente: (Bernal & Yáñez)

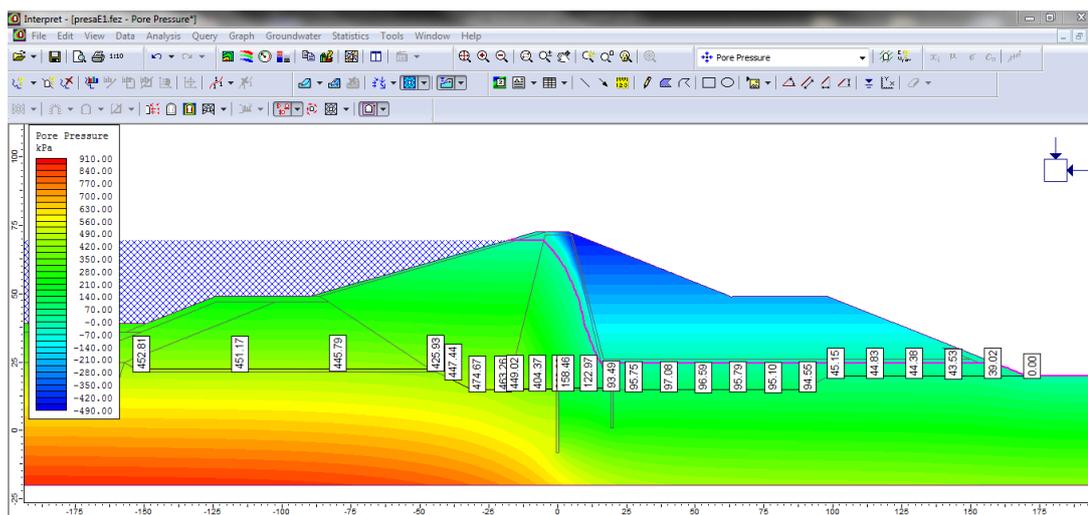


Figura 105 Presión de poros en la cimentación del Estado I
Fuente: (Bernal & Yáñez)

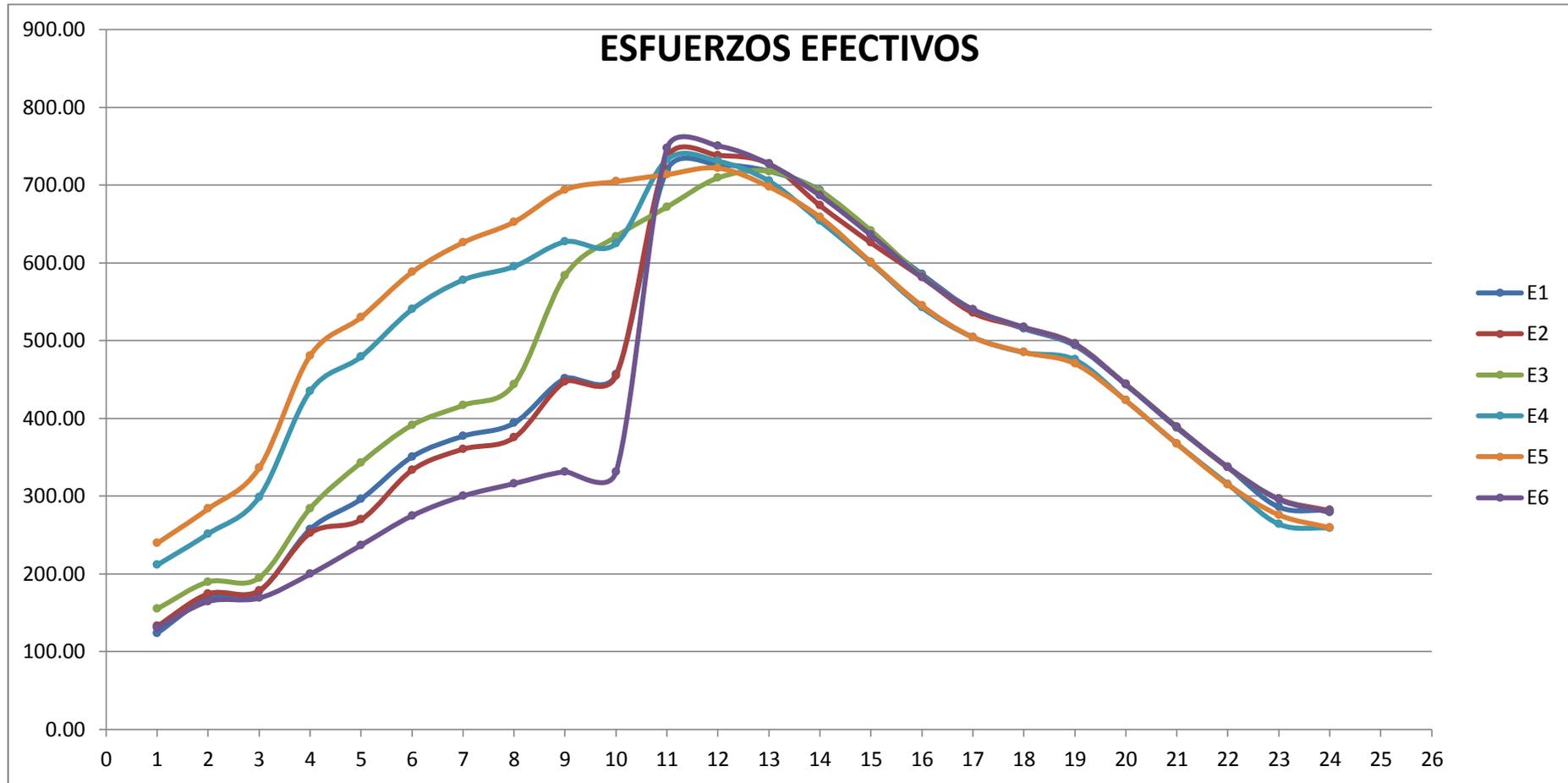


Figura 106 Esfuerzos Efectivos de los estados analizados para la presa
Fuente: (Bernal & Yáñez)

En la figura 106 se muestra la gráfica de los esfuerzos efectivos en la base de la presa. De igual manera en el Anexo 5 donde se encuentran los resultados de los esfuerzos efectivos en todos los estados analizados en la presa, se determina que ningún valor de esfuerzo efectivo de toda la cimentación es cero ni un valor cercano, que por alguna variación que se produzca en el nivel del agua cambie bruscamente su presión, y esto gatille algún levantamiento.

Principalmente esto puede ocurrir en el espaldón aguas abajo, ya que solo cuenta con el peso de la estructura para contrarrestar la fuerza de subpresión. En el núcleo se encuentra la mayor concentración de esfuerzos ya que está involucrado el peso del suelo, agua y estructura y estos contrarrestan en gran manera la fuerza de subpresión en este sector.

Haciendo una comparación entre los estados antes detallados, en este análisis se identifica el Estado II, III y VI; que los diferencia el uso de la pantalla de hormigón causa un aumento de presión de poros aguas arriba y una disminución aguas abajo, este ayuda a reducir el gasto y la presión del agua en el extremo de la corriente aguas abajo. De igual manera ayuda a que las presiones de poros se encuentren aguas arriba donde las puede contrarrestar donde se acumulan los esfuerzos que actúan por el peso del suelo, la estructura y el agua, esto se muestra en las figuras 107, 108 y 109.

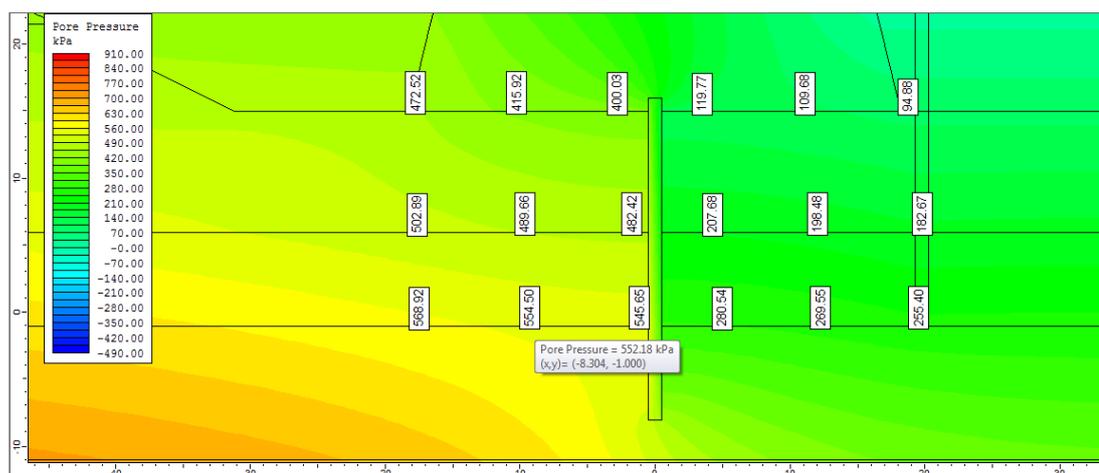


Figura 107 Presión de poros en la condición II, con pantalla de hormigón en la base
Fuente: (Bernal & Yáñez)

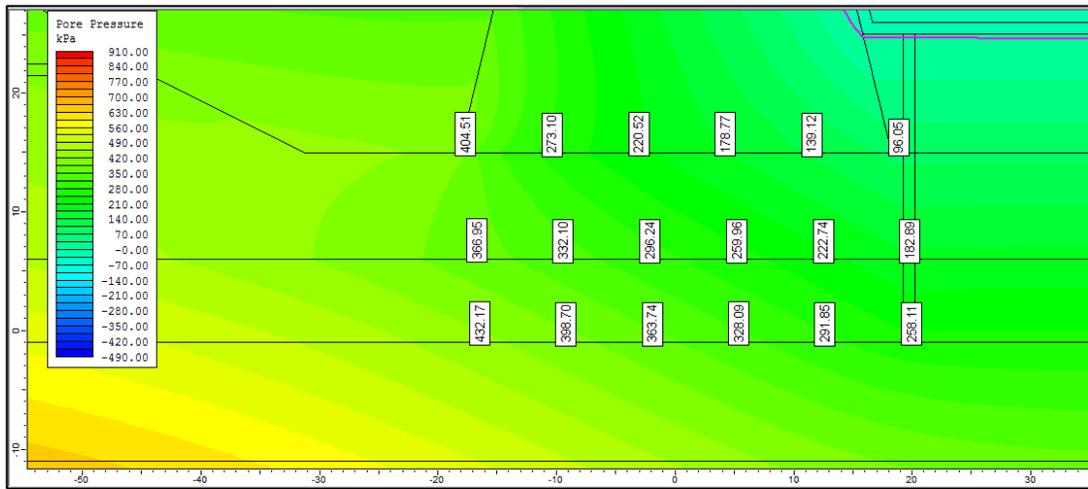


Figura 108 Presión de poros en la condición III, sin pantalla de hormigón
Fuente: (Bernal & Yáñez)

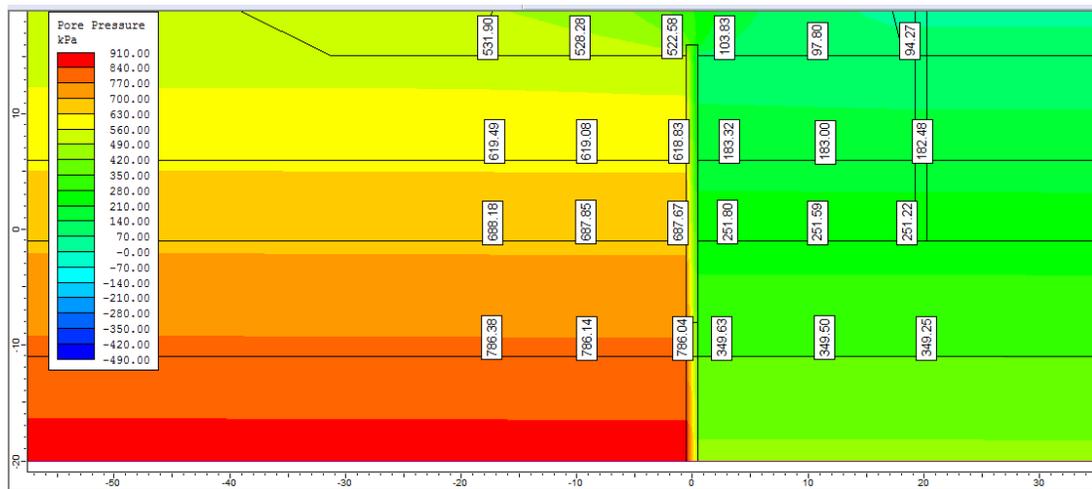


Figura 109 Presión de poros en la condición VI, con pantalla de hormigón hasta un estrato permeable.
Fuente: (Bernal & Yáñez)

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- En la presa, al tener un cambio de permeabilidad del espaldón al núcleo de mayor a menor respectivamente la presión de cabeza se concentra en el núcleo por su menor permeabilidad, esto hace que estas presiones de agua o empujes ejerzan con más fuerza en el núcleo.
- Las comparaciones realizadas de resultados obtenidos entre modelo manual versus modelo del software PHASE 2 no existe mayor diferencia, por lo tanto es posible utilizar cualquiera de los métodos propuestos.
- Los gradientes hidráulicos son un indicador de la posible erosión de los materiales, que se deben poner atención en los cambios de material dentro de la presa, tomando en cuenta principalmente la permeabilidad en la zona de contacto de la presa con el subsuelo.
- El software utilizado para este análisis como el PHASE 2 u otros, facilita el proceso analítico y la rapidez de la obtención de resultados para el análisis de filtración y tensiones en presas de materiales sueltos.
- En la comparación de los caudales de salida, se determinó que cuando existe la pantalla de hormigón que llega hasta un estrato impermeable que es representado por estado VI, se produce el menor gasto o caudal de salida en cambio cuando no existe pantalla de hormigón que es el caso del estado III, existe un mayor gasto de agua o desperdicio.
- Se determinó que la selección de los materiales así como el diseño geométrico de la presa, son los adecuados, tal como lo indica el factor de seguridad tanto en el espaldón aguas arriba y aguas abajo.
- Para los estados I , II , III y VI, cuando la presa está en funcionamiento, se determinó que las subpresiones que existen en la cimentación no

producen el levantamiento en la presa, dando interés en el espaldón aguas arriba donde se encuentran los valores más altos de presión de poros.

- Analizado la condición I que es el estado de la presa con un estrato de suelo más desfavorable y la condición II que se clasificó el suelo en varios estratos según los ensayos de campo, se demostró que no hubo mayor cambio en el gasto ni en los esfuerzos efectivos obtenidos.
- Entre las condiciones II, III y VI, donde se analizó específicamente en la utilización de la pantalla de hormigón, se determinó que la presión de poros aumenta aguas arriba de esta, pero son contrarrestados por el peso del agua y la estructura efectuada aguas arriba.
- Para las condiciones IV y V, que se presentan cuando el embalse está vaciado hasta la cota de 45 msnm, con y sin pantalla de hormigón respectivamente no se producen mayores esfuerzos neutros o presión de poros.
- Se demostró que por medio de las recomendaciones del Departamento de Transporte de los Estados Unidos para geotextiles, el geotextil No Tejido NT2000 que se utilizó en la presa, pasó todos los controles para la retención de partículas y evitar la erosión interna de la presa.
- Las simulaciones con varias condiciones que se realizaron cumple con las funciones de la regulación de las filtraciones y la reducción del gasto,

8.2 RECOMENDACIONES

- Previo al análisis tensional de la presa y demás estructuras se recomienda disponer de toda la información relacionada con los parámetros físicos e hidráulicos de los materiales y otros componentes, para facilitar el cálculo de todos los elementos de la presa.
- En zonas geográficas donde es difícil disponer de material graduado para formar los filtros se recomienda el uso de geotextil.

- Se recomienda el ensayo de Radio del Gradiente, ASTM D5101, que ensaya el suelo con el geotextil y determina su adecuado funcionamiento para evitar la colmatación.
- Es necesario ir simulando todos los procesos durante la construcción de la presa para determinar zonas donde se puedan realizar un mayor enfoque para evitar erosiones o levantamientos.
- Como los análisis se realizaron en flujo estacionario, sería óptimo también realizar un análisis de flujo trascendente, ya que es recomendable analizar los procesos de la etapa de vaciado rápido.
- El uso de un software para resolver el análisis tensional facilita la obtención de resultados, pero siempre se recomienda usar el criterio ingenieril para tener resultados reales y coherentes.

8.3 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Berry, P. L., & Reid, D. (1993). *Mecánica de Suelos*. (A. Arrieta Guerra, Trad.) Bogotá: McGRAW-HILL Interamericana, S.A.

Briones, J. (1994). Presas de Tierra y Enrocamiento. *Resistencia a la Falla por Filtración*. Lima.

Cedergren, H. (1989). *Seepage, Drainage, and Flow Nets, Third Edition*. New York: John Wiley & Sons, Inc.

Chávez Moncayo, M. Á. (2014). *Revision del diseño Geotecnico de la Presa Rio Grande*. Guayaquil.

Crespo Villalaz, C. (2008). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Monterrey: Limusa.

Flores Berrones, R. (2000). *Flujo de Agua a través de Suelos*. Mexico: AMH, IMTA.

Iglesias Perez, C. (2014). *Mecánica del Suelo*. Madrid: Síntesis, S.A.

Lambe, T., & Whitman, R. (1972). *Mecánica de Suelos*. México: Limusa - Wiley, S.A.

- Medrano Catillo, R. (2008). *Mecánica de Suelos II*. Tehuacán: SEP.
- Novak, P., Moffat, A., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2001). *Estructuras Hidráulicas* (Vol. Segunda Edición). (G. R. Santos, Trad.) Bogotá: McGRAW.HILL INTERAMERICANA S.A.
- Pereira, M. (2012). *Modelos de Analisis de Estabilidad de Taludes*. Caracas.
- Rocscience. (1996). *Rocscience.com*. Obtenido de <https://www.rocscience.com/help/phase2/webhelp9/phase2.htm>
- Sandoval, W. (2015). *Presas de Materiales Suelos*. Sangolqui.
- Sowers, G., & Sowers, G. (1983). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. Mexico: Limusa.
- U.S Army Corps of Engineers. (1986). *Seepage Analysis and Control for Dams*. Washington: Department of the Army.
- U.S Department of Transportation. (1998). *Geosynthetic Design and Construction Guidelines*. Washington, D.C.: National Highway Institute.