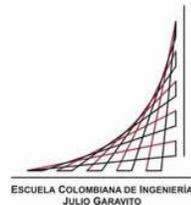


Maestría en Ingeniería Civil

**Modelación Numérica del Comportamiento de la Presa del
Proyecto Hidroeléctrico El Guavio**

Carlos Fernando Peña Pinto

Bogotá D.C., 9 de Diciembre de 2015



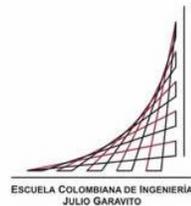
**Modelación Numérica del Comportamiento de la Presa del
Proyecto Hidroeléctrico El Guavio**

**Tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Geotecnia**

Ricardo Salazar Ferro
Director

William Ruiz Mogollón
Asesor Externo

Bogotá D.C., 9 de Diciembre de 2015



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

La tesis de maestría titulada “Modelación numérica del comportamiento de la presa del proyecto hidroeléctrico El Guavio”, presentada por Carlos Fernando Peña Pinto, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.

Director de la tesis

Ricardo Salazar Ferro

Jurado

Jurado

Bogotá D.C., 9 de Diciembre de 2015

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Agradecimientos

A mi familia por el apoyo brindado durante la realización del presente trabajo.

A la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito por la oportunidad de llevar a cabo el estudio de la maestría.

Al director de la tesis por su constante guía académica y efectivos consejos.

A la empresa Ingetec S.A., por el suministro de información primaria y complementaria.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Resumen

El presente trabajo representa el proceso de modelación numérica mediante el programa de elementos finitos Abaqus 6.12, que se realizó del comportamiento de la presa Alberto Lleras, dentro del proyecto hidroeléctrico El Guavio, donde se consideró un desarrollo acoplado entre análisis de esfuerzos-deformación y flujo de líquido (agua) en el medio poroso.

La modelación tuvo en cuenta las diferentes circunstancias de geometría y cargas a lo largo del proceso de construcción de la presa mediante etapas ascendentes, al igual que en su etapa de espera para el primer llenado (3 años aproximadamente), durante el primer llenado y, por último, en el periodo operativo para la generación de energía eléctrica. Para acercarse al comportamiento de los dos materiales principales que hacen parte de la presa: Núcleo de arcilla y enrocados, se adoptaron los modelos mecánicos Cam Clay Modificado (MCC) y elástico lineal, respectivamente.

Como en todo proyecto hidroeléctrico, se recolectaron datos de instrumentación relativa a desplazamientos, esfuerzos y presiones de poros, y se tuvo acceso a los mismos, lo cual permitió generar una comparación cualitativa y cuantitativa de dichos datos de monitoreo con los resultados obtenidos de la modelación numérica. Toda la información de entrada fue tomada de la exposición realizada sobre el comportamiento de la presa Alberto Lleras, ICOLD -12th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams celebrado en Austria en Octubre de 2013 [1].

Palabras claves: Consolidación, Enmallado, Presión de poros, Grados de libertad, Esfuerzo efectivo, Step, Asentamiento.

Índice general

1.	INTRODUCCIÓN	18
1.1	Descripción del proyecto de estudio	19
1.2	Objetivos	20
1.2.1	Objetivo general	20
1.2.2	Objetivos específicos.....	20
2.	MARCO TEÓRICO.....	22
2.1	Conceptos básicos de centrales hidroeléctricas	22
2.2	Características de una presa	22
2.2.1	Generalidades	22
2.2.2	Tipos de rellenos en la presa.....	23
2.3	Conceptos sobre mecánica de suelos	27
2.3.1	Esfuerzos	27
2.3.2	Flujo en medios porosos.....	28
2.3.3	Teoría de Consolidación.....	32
2.3.4	Condiciones de carga, flujo y confinamientos	38
2.4	Modelos sobre el comportamiento de materiales.....	43
2.4.1	Modelo Elástico	44
2.4.2	Modelo Elasto-Plástico	47
2.5	Instrumentación geotécnica	66
2.5.1	Piezómetros.....	66
2.5.2	Sensores de Asentamiento.....	71
2.5.3	Mojones superficiales	72
2.5.4	Celdas de Presión	72
2.5.5	Registadores de Movimiento Vertical (RMV)	73
2.5.6	Registadores de Movimiento Horizontal (RMH).....	74

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

2.6	Conceptos sobre elementos finitos	75
3.	ANÁLISIS DE MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN DE LA PRESA.....	79
3.1	Materiales de la presa	79
3.1.1	Núcleo	79
3.1.2	Filtro	81
3.1.3	Transición.....	82
3.1.4	Espaldones.....	84
3.2	Instrumentación de la presa.....	86
3.2.1	Etapa de construcción	102
3.2.2	Etapa de reposo	107
3.2.3	Etapa del primer llenado.....	109
3.2.4	Etapa de operación.....	112
4.	METODOLOGÍA PARA IMPLEMENTACIÓN DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA 114	
4.1	Geometría	114
4.2	Unidades	115
4.3	Materiales.....	116
4.4	Enmallado	119
4.5	Condiciones iniciales	122
4.6	Restricciones	128
4.7	Pasos	129
5.	DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS PUNTUALES OBTENIDOS.....	138
5.1	Resultados puntuales	138
5.1.1	Núcleo - EL. 1520 msnm.	139
5.1.2	Núcleo - EL.1410 msnm.	150
5.1.3	Enrocado 3C – EL. 1520 msnm.....	157
5.1.4	Transición – EL. 1590 msnm.	160
5.1.5	Enrocado 3B – EL. 1590 msnm.	162

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

5.1.6	Enrocado 3B – EL. 1520 msnm.	163
5.1.7	Enrocado 3B – EL. 1466 msnm.	165
5.1.8	Mojones.....	166
5.2	Resultados por contornos.....	170
5.2.1	Presiones de Poros	170
5.2.2	Esfuerzos	171
5.2.3	Desplazamientos	172
5.2.4	Altura piezométrica.....	172
5.2.5	Deformada.....	173
6.	CONCLUSIONES	174
7.	REFERENCIAS.....	179
	ANEXOS.....	180

Índice de tablas

Tabla 4-1. Sistemas de unidades utilizados en el Sistema CAE.	116
Tabla 4-2. Módulos para presas de enrocados (ICOLD, 2004) [17]	116
Tabla 4-3. Parámetros del material Enrocado 3C Aguas arriba.	117
Tabla 4-4. Parámetros del material Transición.	117
Tabla 4-5. Parámetros del material Enrocado 3B.	118
Tabla 4-6. Parámetros del material Enrocado 3C Aguas abajo.....	118
Tabla 4-7. Parámetros del material Núcleo.....	118
Tabla 4-8. Distribución de esfuerzos iniciales y de preconsolidación en el Núcleo para el estrato de 10 m	123
Tabla 4-9. Distribución de relaciones de vacíos iniciales en el Núcleo para el estrato de 10 m	125

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Índice de figuras

Figura 1-1. Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico El Guavio – Presa Alberto Lleras.	21
Figura 2-1. Distintos tipos de rellenos en tierra para presas.	25
Figura 2-2. Dos tipos de rellenos en enrocado para presas.	26
Figura 2-3. Presa de arco en concreto.	26
Figura 2-4. Presa en concreto compactado con rodillo.	27
Figura 2-5. Presa con contrafuertes en concreto.	27
Figura 2-6. Diferencial de suelo con condición de flujo.	30
Figura 2-7. Representación condición inicial – Consolidación.	33
Figura 2-8. Gráfica e vs σ'	34
Figura 2-9. Gráfica V/V_0 vs σ'	35
Figura 2-10. Gráficas obtenidas del ensayo de consolidación – Parámetros de deformación.	37
Figura 2-11. Condición hidrostática – Volumen de control de suelo.	40
Figura 2-12. Condición de flujo ascendente – Volumen de control de suelo.	41
Figura 2-13. Condición de flujo descendente – Volumen de control de suelo.	42
Figura 2-14. Diferencial de Volumen – Elasticidad.	44
Figura 2-15. Gráfica de consolidación – e vs $\ln p'$	50
Figura 2-16. CSL en el plano p' vs q	51
Figura 2-17. Gráfica de NCL y CSL en el plano e vs $\ln(p')$	52
Figura 2-18. Típico comportamiento Esfuerzo vs Deformación.	55
Figura 2-19. Superficie de Fluencia en el espacio p', q	56
Figura 2-20. Superficie de Fluencia Cam Clay – p' vs q	57
Figura 2-21. Dirección de incrementos de deformación plástica.	58
Figura 2-22. Ley de Normalidad – Postulado de Drucker.	59
Figura 2-23. Componentes del vector incremento de deformación plástica.	60
Figura 2-24. Ley de endurecimiento – e vs $\ln(p')$	62
Figura 2-25. Superficie de Fluencia MCC - 3D.	64
Figura 2-26. Estado Crítico en MCC – p' vs q	65

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 2-27. Relación entre e_1 y e_{cs1}	66
Figura 2-28. Esquema Piezómetro Casagrande.....	68
Figura 2-29. Esquema Piezómetro Neumático.	69
Figura 2-30. Esquema Piezómetro Hilo Vibrátil.	70
Figura 2-31. Esquema de un Sensor Neumático de Asentamiento.....	72
Figura 2-32. Esquema de una Celda de Presión.	73
Figura 2-33. Esquema de un RMV.....	74
Figura 2-34. Esquema de un RMH.....	75
Figura 2-35. Nodos e interpolación en un elemento finito.	77
Figura 3-1. Banda granulométrica Zona 1.	80
Figura 3-2. Características de compresibilidad – Núcleo.	80
Figura 3-3. Banda granulométrica Zona 2A.	82
Figura 3-4. Banda granulométrica Zona 2B.	82
Figura 3-5. Banda granulométrica Zona 2C.....	83
Figura 3-6. Banda granulométrica Zona 3A.....	84
Figura 3-7. Banda granulométrica Zona 3B.	85
Figura 3-8. Banda granulométrica Zona 3C.....	85
Figura 3-9. Características de compresibilidad – Espaldones.....	86
Figura 3-10. Mojonés topográficos Cara aguas arriba – EL. 1609 msnm.	88
Figura 3-11. Mojonés topográficos Cresta – EL. 1640 msnm.....	88
Figura 3-12. Mojonés topográficos Cara aguas abajo – EL. 1595 msnm.....	89
Figura 3-13. RMV-03.....	89
Figura 3-14. RMV-06.....	90
Figura 3-15. RMV-09.....	90
Figura 3-16. RMV-11.....	91
Figura 3-17. Sensores neumáticos de asentamiento Núcleo – EL. 1521 msnm.....	91
Figura 3-18. Sensores neumáticos de asentamiento Transición – EL. 1521 msnm.	92
Figura 3-19. Sensores neumáticos de asentamiento Transición – EL. 1588 msnm.	92
Figura 3-20. Sensores neumáticos de asentamiento Zona 3B – EL. 1521 msnm.	93

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-21. Sensores neumáticos de asentamiento Zona 3B – EL. 1588 msnm.	93
Figura 3-22. Sensores neumáticos de asentamiento Zona 3C – EL. 1521 msnm.	94
Figura 3-23. Celdas de presión Dirección vertical Núcleo – EL. 1408 msnm.....	94
Figura 3-24. Celdas de presión Dirección horizontal Núcleo – EL. 1408 msnm.	95
Figura 3-25. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3B – EL. 1408 msnm.	95
Figura 3-26. Celdas de presión Dirección vertical Núcleo – EL. 1466 msnm.....	96
Figura 3-27. Celdas de presión Dirección vertical Transición – EL.1466 msnm.	96
Figura 3-28. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3B – EL. 1466 msnm.	97
Figura 3-29. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3C – EL. 1466 msnm.	97
Figura 3-30. Celdas de presión Dirección vertical Núcleo – EL. 1526 msnm.....	98
Figura 3-31. Celdas de presión Dirección vertical Transición – EL. 1526 msnm.	98
Figura 3-32. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3B – EL. 1526 msnm.	99
Figura 3-33. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3C – EL. 1526 msnm.	99
Figura 3-34. Celdas de presión Dirección vertical Transición – EL. 1589 msnm.	100
Figura 3-35. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3C – EL. 1589 msnm.....	100
Figura 3-36. Piezómetros neumáticos Núcleo – EL. 1521 msnm.....	101
Figura 3-37. Piezómetros de fundación Aguas abajo – EL. 1387 msnm.....	101
Figura 3-38. Esfuerzos efectivos, totales y presión de poros en el Núcleo – EL. 1521 msnm.....	102
Figura 4-1. Arreglo esquinas geometría modelo.....	114
Figura 4-2. Geometría final de la presa para análisis numérico.	115
Figura 4-3. Algunos tipos de elemento en CAE.....	120
Figura 4-4. Entidades geométricas en el CAE.....	121
Figura 4-5. Distribución de esfuerzos iniciales y de preconsolidación en el Núcleo para el estrato de 10 m	124
Figura 4-6. Distribución de relaciones de vacíos iniciales adoptadas en el Núcleo para el estrato de 10 m.	126
Figura 4-7. Parámetro a_0 del tamaño inicial de la superficie de fluencia – CAE.....	127
Figura 4-8. Distribución de presiones iniciales y de preconsolidación.....	128
Figura 4-9. Regiones a desaparecer del modelo.	132
Figura 4-10. Regiones a reactivar del modelo en el paso 2.	132

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 4-11. Modelación de capas sucesivas dentro de la misma instancia.	133
Figura 4-12. Modelación de capas sucesivas que no pertenecen a la misma instancia.	135
Figura 4-13. Velocidad de flujo en función de la presión de poros. Condición de drenaje.....	136
Figura 5-1. Ubicación puntos de comparación entre modelo y datos de instrumentación.	138
Figura 5-2. Comportamiento esfuerzos en dirección vertical y presiones de poros – Punto Núcleo EL.1520 msnm.	139
Figura 5-3. Presiones de poros durante construcción – Punto Núcleo EL.1520 msnm.	140
Figura 5-4. Aproximación 1. Eliminación disipación de presiones de poros del modelo durante construcción – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	141
Figura 5-5. Aproximación 2. Mantenimiento de presiones de poros durante construcción. – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	142
Figura 5-6. Variación p' y q en función del tiempo – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	143
Figura 5-7. p' vs. q y p' vs. e – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	144
Figura 5-8. Componentes direccionales (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ_{12}) del esfuerzo promedio (p') – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	145
Figura 5-9. Comportamiento esfuerzos en dirección horizontal y presiones de poros – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	146
Figura 5-10. Asentamientos – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.	150
Figura 5-11. Comportamiento esfuerzos en dirección vertical – Punto Núcleo EL. 1410 msnm. ..	151
Figura 5-12. Comportamiento esfuerzos en dirección horizontal – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.	152
Figura 5-13. Variación de p' y q en función del tiempo – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.	153
Figura 5-14. p' vs q y p' vs e – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.	154
Figura 5-15. Componentes direccionales (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ_{12}) del esfuerzo promedio (p') – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.	155
Figura 5-16. Asentamientos – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.	157
Figura 5-17. Comportamiento de esfuerzos en la dirección vertical – Punto Enrocado 3C EL. 1520 msnm.	158
Figura 5-18. Componentes direccionales de esfuerzo – Punto Enrocado 3C EL. 1520 msnm.	159
Figura 5-19. Asentamientos – Punto Enrocado 3C EL. 1520 msnm.	159
Figura 5-20. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Transición EL. 1590 msnm.	161
Figura 5-21. Asentamientos – Punto EL. 1590 msnm.	161
Figura 5-22. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Enrocado 3B EL. 1590 msnm.	162

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-23. Asentamientos – Punto Enrocado 3B EL. 1590 msnm.	163
Figura 5-24. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Enrocado 3B EL. 1520 msnm.	164
Figura 5-25. Asentamientos – Punto Enrocado 3B EL. 1520 msnm.	164
Figura 5-26. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Enrocado 3B EL. 1466 msnm.	165
Figura 5-27. Asentamientos – Punto Enrocado 3B EL. 1466 msnm.	166
Figura 5-28. Adecuación de la presión hidrostática para el modelo de elementos finitos.	167
Figura 5-29. Asentamientos superficie aguas arriba – Punto Enrocado 3C EL. 1610 msnm.	168
Figura 5-30. Asentamientos cresta – Punto EL. 1642 msnm.	169
Figura 5-31. Asentamiento superficie aguas abajo – Punto Enrocado 3C EL. 1595 msnm.	169

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Índice de anexos

Anexo 1. Geometría y zonas geotécnicas. Sección máxima presa.....	181
Anexo 2. Propiedades de los materiales de la presa.....	183
Anexo 2.1. Material del Núcleo.....	184
Anexo 2.2. Material del enrocado.....	186
Anexo 3. Secuencia Constructiva de la presa. Sección máxima.....	188
Anexo 4. Instrumentación de la presa.....	190
Anexo 4.1. Sección máxima.....	191
Anexo 4.2. Planta.....	193
Anexo 5. Modelación Numérica. Resultados por contornos.....	195
Anexo 5.1. Presión de poros.....	196
Anexo 5.2. Esfuerzos.....	207
Anexo 5.3. Desplazamiento vertical.....	220
Anexo 5.4. Desplazamiento horizontal.....	231
Anexo 5.5. Altura piezométrica.....	242
Anexo 5.6. Deformada.....	253

Notación

γ = *Peso unitario*

ε = *Deformación unitaria*

ε_v = *Deformación volumétrica*

ε_q = *Deformación cortante*

ε^e = *Deformación elástica*

ε^p = *Deformación plástica*

η = *Relación entre esfuerzo cortante (q) y presión (p')*

κ = *Pendiente de la línea de recompresión en el plano e vs $\ln p'$*

λ = *Pendiente de la línea de consolidación normal en el plano e vs $\ln p'$*

ρ = *Densidad*

σ = *Esfuerzo total*

σ' = *Esfuerzo efectivo axial en una dirección*

σ'_h = *Esfuerzo efectivo horizontal*

σ'_v = *Esfuerzo efectivo vertical*

σ'_c = *Esfuerzo efectivo de preconsolidación*

ν = *Relación de Poisson*

φ' = *Ángulo de fricción efectiva interna*

A = *Área (normalmente transversal a la dirección de análisis)*

a_v = *Coeficiente de compresibilidad*

C_c = *Coeficiente de compresión*

C_s = *Coeficiente de expansión o recompresión*

C_v = *Coeficiente de consolidación*

dx = *Diferencial de longitud en la dirección x*

dy = *Diferencial de longitud en la dirección y*

dz = *Diferencial de longitud en la dirección z*

e = *Relación de vacíos*

E = *Módulo de Young*

F = *Función de la superficie de fluencia en elastoplasticidad*

g = *Aceleración de la gravedad*

G = *Módulo cortante*

h = *Energía o cabeza total*

H = *Altura, en situaciones espaciales*

H = *Función del potencial plástico en elastoplasticidad*

i = *Gradiente hidráulico*

k = *Permeabilidad hidráulica*

K = *Módulo de rigidez volumétrica en elasticidad*

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo

m_v = Coeficiente de compresibilidad unitario

M = Pendiente de la línea del estado crítico en el plano p' vs q

n = Porosidad

P = Presión

p' = Esfuerzo efectivo promedio, tensión hidrostática o presión

p'_c = Esfuerzo efectivo de preconsolidación

q = Caudal (en la sección de flujo)

q = Esfuerzo desviador o de Von Mises (en la sección de elastoplasticidad)

q_{in} = Caudal de entrada a un volumen de control

q_n = Caudal neto a través de un volumen de control

q_{out} = Caudal de salida de un volumen de control

RSC = Relación de sobreconsolidación

u = Presión de poros

v = Velocidad

V = Volumen

V_w = Volumen de agua en una muestra de suelo

V_T = Volumen total en una muestra de suelo

w = Trabajo realizado

z, Z = Coordenada en el eje vertical (donde actúa la gravedad)

∂ = Derivada parcial

Δ = Variación

∇ = Función gradiente

1. INTRODUCCIÓN

En Colombia se ha popularizado la construcción de centrales hidroeléctricas mediante el uso de presas, que almacenan el agua de algún río y convierten la energía potencial del embalse en energía mecánica y luego en energía eléctrica. Un tipo especial de presas son las ECRD (Earth Core Rockfill Dam), con núcleo impermeable, que tienen la ventaja de acomodarse a fundaciones difíciles, porque tienen un rango más amplio de aceptación de deformaciones. Del tipo anterior, en Colombia se pueden resaltar las presas de Urrá (capacidad 340 MW) en la central Hidroeléctrica Urrá I y la presa la Esmeralda (capacidad 1000 MW) dentro del proyecto hidroeléctrico Chivor.

En cuanto a los datos de instrumentación de la presa Urrá, se obtuvo que la concentración de los asentamientos (cerca de los 5 cm) se da en el espaldón de aguas arriba y hacia el tercio medio. La concentración de los esfuerzos verticales y horizontales efectivos (del orden de 1000 kPa) se ubica en la base mojada del núcleo impermeable, acorde para una presa de 73 m de altura.

Con respecto a la presa la Esmeralda, se sabe que el asentamiento máximo en la cresta alcanzó un valor de 2,57 m [2], equivalente a un 1,08% de la altura total de la estructura (237 m) y se encuentra dentro de los valores aceptados menores al 1,1% (Hunter and Fell, 2003) [3]. Los piezómetros se comportaron en fase con respecto al aumento de energía del primer llenado y luego con las fluctuaciones del reservorio durante operación. Antes del primer llenado las presiones de poros registradas por los piezómetros en el núcleo de la presa eran mínimos. Como era de esperarse, los piezómetros ubicados más hacia aguas abajo dentro del núcleo registran una menor lectura de presión, demostrando una caída en la cabeza total debido a las pérdidas que tiene el flujo de agua para atravesar este medio "cuasi impermeable". En cuanto a los esfuerzos totales, su concentración se halla en la base del núcleo, con valores del orden de 3500 kPa, correspondientes a un esfuerzo efectivo de 1500 kPa. También se aprecia un efecto de arco generado por la transmisión de esfuerzos del relleno de la presa a los estribos y posiblemente del núcleo con alta plasticidad a los materiales aledaños más rígidos.

Para la presa Alberto Lleras (motivo del presente estudio), dentro del proyecto hidroeléctrico El Guavio, se tienen valores de asentamiento en la cresta que llegan a los 2,0 m, permaneciendo dentro de los rangos normales, menores a 1,1% de la altura total de la misma (245 m, desde la EL.1397 msnm hasta la EL. 1642 msnm.). Los sensores neumáticos de asentamiento instalados en la elevación 1521 msnm muestran asentamientos en el núcleo y el relleno cercanos a 3,5 m, mientras que en la elevación 1588 msnm se registran valores de hasta 3,0 m de asentamiento. Con respecto a los esfuerzos totales se concentran en la base del núcleo y en la base del enrocado aguas abajo, con valores cercanos a los 3,50 MPa en ambas posiciones. A diferencia de los dos casos nombrados anteriormente, en la presa Alberto Lleras se tienen únicamente datos de presión de poros en la elevación 1520 msnm dentro del núcleo de arcilla y en la fundación debajo del enrocado aguas abajo. El comportamiento más notorio se tiene en los piezómetros del núcleo, donde se acumulan presiones de poros desde el proceso de construcción y alcanzan a tomar valores iguales a 1,0 MPa al final del mismo. Luego vienen tres años de "reposo" (hasta el inicio del primer llenado), donde hay una disipación de la

presión de poros y descienden sus valores hasta 0,46 MPa. Después, cuando se realiza el primer llenado, los valores de presiones de poros vuelven a ascender hasta 0,80 MPa, siendo menores que el valor encontrado al final de construcción. El anterior comportamiento es atípico y apunta hacia un proceso de carga no drenado, con acumulación de presión de poros durante construcción, ya sea en todo el núcleo de arcilla o únicamente localizado en la zona donde están instalados los piezómetros. Luego, en el período de “reposo”, existe un proceso de disipación de presión de poros sin que sea transferida a los esfuerzos efectivos; es decir, no hay un proceso típico de consolidación. También en el lapso del primer llenado existe un aumento de presión de poros, para que, luego durante operación, haya una tendencia descendente de la misma hasta alcanzar un punto de equilibrio.

1.1 Descripción del proyecto de estudio

El proyecto hidroeléctrico El Guavio es propiedad de Endesa y de la Empresa de Energía de Bogotá y se encuentra ubicado en el municipio de Ubalá en Cundinamarca, a 180 km al noreste de Bogotá, D.C. (Véase Figura 1-1). Su embalse abarca los municipios de Ubalá, Gachalá, Gachetá, Gama y Junín y mediante su funcionamiento se generan 1213 MW. Los componentes principales del proyecto hidroeléctricos son la presa (ECRD) Alberto Lleras de 245 m de altura, el vertedero con capacidad de 4500m³/s, el túnel de carga de 8 m de diámetro y 13,3 km de longitud, la casa de máquinas situada 560 m bajo la superficie del terreno y un túnel de 5 km de longitud que devuelve las aguas turbinadas al cauce del río.

La presa Alberto Lleras, del proyecto hidroeléctrico El Guavio, es una presa de 245 m de altura, provista de espaldones en “roca” (fragmentos de cuarcita, argilita y caliza) con núcleo en arcilla (esquistos en una matriz limo-arcillosa) cuyo contenido de finos es mayor a 30% (véase Anexo 1). El volumen de la presa es de 17 x 10⁶ m³, y genera un embalse de 950 x 10⁶ m³; de los cuales 753 x 10⁶ m³ son utilizables. La longitud total del embalse es de 14 km.

La presa fue construida en el período de tiempo de 1984 a 1989. El primer llenado tuvo lugar en el año de 1992.

Una de las características más importantes de la Presa Alberto Lleras es la existencia de instrumentación con más de 20 años de datos recogidos (1986-2013). La instrumentación disponible en este momento es la siguiente:

- 63 puntos de nivel en la cara y cresta de la presa (1989 - 2013)
- 2 registradores de movimiento horizontal (1988 - 2000)
- 9 registradores de movimiento vertical (1989 - 2008)
- 23 sensores neumáticos de asentamiento (1987 - 1996)
- 39 celdas de presión (1986 - 1998)
- 8 piezómetros neumáticos (1987 - 2004)

La presa ha sufrido asentamientos considerables que en un principio fueron atribuidos a la reorganización de los espaldones en roca por el fracturamiento y agrietamiento progresivo de los fragmentos o clastos que los constituían. Luego, observando algunos de los resultados de la instrumentación, se determinó que dichos desplazamientos se presentaban en el núcleo arcilloso de la presa, por lo que la primera hipótesis fue descartada y se generó

la iniciativa de atribuir estos cambios de posición a la consolidación primaria o secundaria (Creep) que el núcleo ha sufrido debido a la imposición de cargas en su construcción, llenado y período operativo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

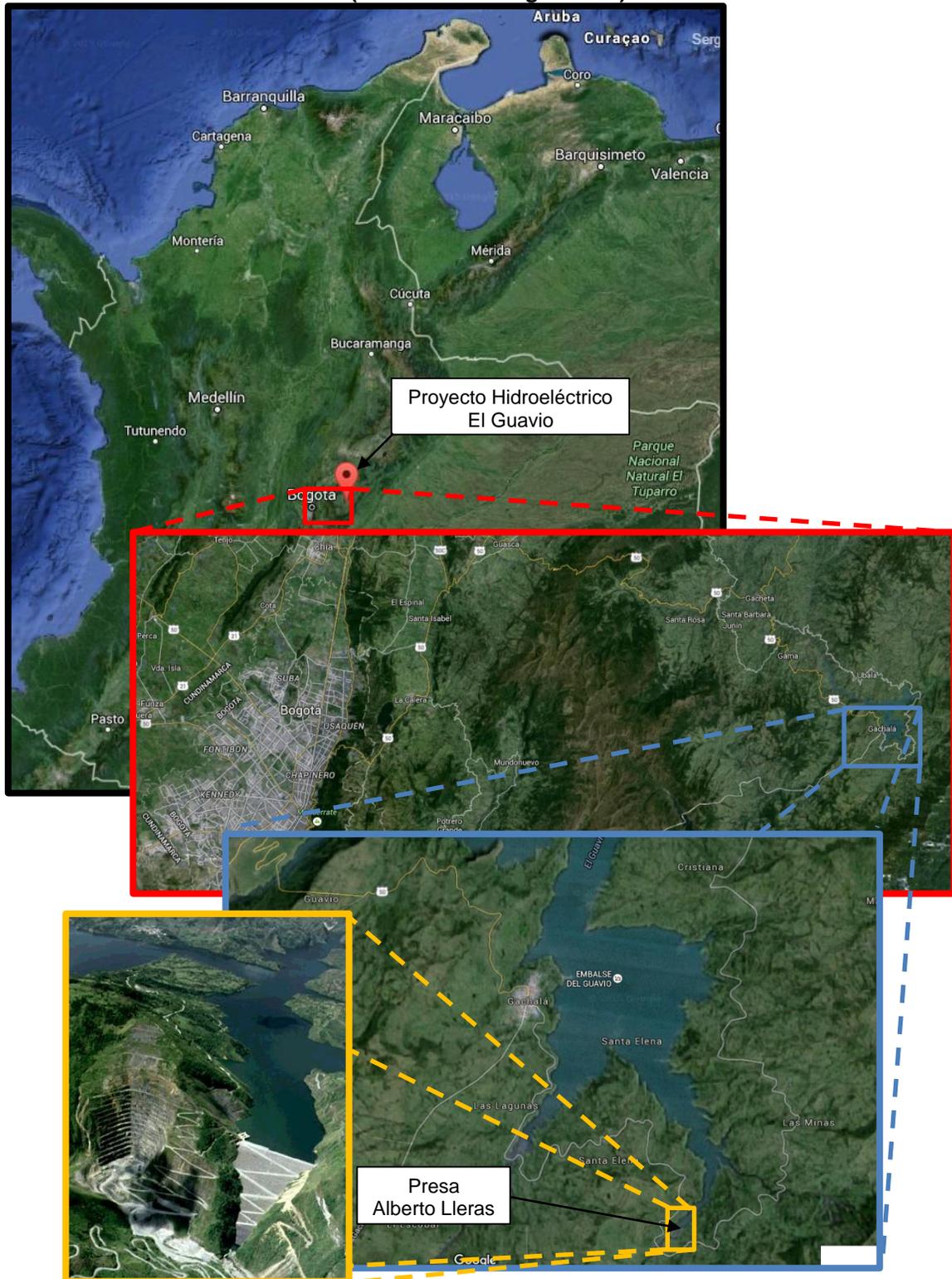
Modelar numéricamente el comportamiento de la presa Alberto Lleras, del proyecto hidroeléctrico El Guavio, durante construcción y a largo plazo, para realizar una comparación con los valores de instrumentación geotécnica registrados hasta el año 2013.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar numéricamente mediante un programa de elementos finitos los desplazamientos, presiones de poros y esfuerzos totales en puntos determinados de la presa Alberto Lleras para que sean comparados con los valores registrados por la instrumentación en sitio.
- Generar un modelo de flujo de agua a través de la presa que represente adecuadamente las condiciones del embalse a lo largo del tiempo.
- Simular un comportamiento de consolidación primaria o de deformaciones por cambios en la presión de poros y determinar cómo es su desarrollo dependiendo de las condiciones de frontera del modelo y características hidráulicas del material.
- Realizar la optimización del enmallado con los elementos finitos en la geometría compleja de la presa, para una convergencia en el modelo acoplado de flujo y esfuerzos.
- Determinar los modelos constitutivos que representen de manera más cercana el comportamiento de la presa.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 1-1. Ubicación del Proyecto Hidroeléctrico El Guavio – Presa Alberto Lleras. (Tomado de Google Earth).



2. MARCO TEÓRICO

2.1 Conceptos básicos de centrales hidroeléctricas

Una central hidroeléctrica permite a un país regular el suplemento de agua y generar energía eléctrica para sus habitantes; además es muestra del nivel de desarrollo económico del país en cuestión, ya que entre mayor potencia instalada se puede deducir que el estado maneja adecuadamente sus recursos y cumple la demanda de una población en crecimiento.

La central hidroeléctrica aprovecha el movimiento del agua en masa para convertir esta energía (cinética) a una energía eléctrica. Las partes fundamentales de una central hidroeléctrica son las siguientes:

- Presa: Es la estructura encargada de contener el agua proveniente del río y generar el embalse.
- Rebosadero o vertedero: Estructura hidráulica de control, que permite liberar el flujo de agua, sin necesidad de pasar por la casa de máquinas, garantizando que el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME) no sea excedido. Además permite cuantificar el caudal que pasa por él, dependiendo de la altura de lámina de agua sobre la cresta.
El vertedero debe contemplar también estructuras que disminuyan la energía con la que el agua desciende, para que su impacto aguas abajo no genere daños o erosiones indeseadas. Entre ellos se encuentran los escalones, dientes o prismas de concreto o los deflectores de salto de esquí.
- Casa de Máquinas: Es la estructura donde se encuentran los elementos que generan la energía eléctrica y aquellos que regulan y controlan la central. Entre las máquinas más importantes están la turbina, que toma la energía cinética del agua y la transforma en energía mecánica concentrada en su eje; y el generador, que toma la energía mecánica de la turbina y la transforma en energía eléctrica.
- Conducciones: Son aquellas canalizaciones que llevan el agua del embalse a los distintos sitios de acción. Túnel de carga, que lleva el agua del embalse hasta la casa de máquinas; la descarga de fondo, que garantiza el caudal ecológico del río represado durante el llenado y un túnel de descarga que devuelve las aguas turbinadas al cauce del río aguas debajo de la presa.
En los túneles de carga existen compuertas que regulan y controlan el flujo de agua a través de ellos.

2.2 Características de una presa

2.2.1 Generalidades

Como punto central de análisis del comportamiento de las partes de una central hidroeléctrica, se tiene en esta ocasión la presa. El diseño y construcción de una presa es complejo debido a la variabilidad de la fundación donde se emplazará y los diversos tipos de materiales disponibles para la conformación del relleno. El primer paso debe ser la

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

realización de exploraciones del subsuelo y análisis geológico para caracterizar la fundación, los estribos y las posibles zonas de explotación de materiales. Luego se debe realizar un estudio de las propiedades geotécnicas de los materiales para formar el relleno, además de una planeación de cantidades de obra y cronograma. Luego vendrán las actividades de supervisión en la construcción, puesta en operación y monitoreo a lo largo del período de servicio mediante instrumentación geotécnica.

El diseño de la presa debe contemplar los siguientes requerimientos y criterios técnicos:

- La presa, su fundación y los estribos deben permanecer estables durante operación estática y dinámica.
- La infiltración debe ser controlada en la presa, fundación y estribos, evitando un exceso de subpresiones, o arrastre de materiales que conduzcan a un fracturamiento hidráulico de la estructura. Se diseñarán medidas como cortinas de inyecciones, zonas de transición, zonas de drenaje o similares.
- El borde libre de la presa se debe diseñar previendo un posible aumento del nivel de agua por olas y además una disminución del primero debido a asentamientos en la cresta. Lo anterior conduce en la práctica a la construcción de una contraflecha, que es un emplazamiento adicional de relleno en la cresta, que deja el borde libre a la elevación diseñada cuando se producen asentamientos en el relleno.
- El vertedero y su caudal de salida debe garantizar que el nivel del reservorio nunca exceda la elevación de la cresta de la presa.
- La construcción de la estructura debe tener una responsabilidad ambiental, una memoria de diseño y planos, un plan de monitoreo durante operación y un plan de contingencia ante alguna eventualidad.

2.2.2 Tipos de rellenos en la presa

Existen dos tipos fundamentales de rellenos para las presas: Rellenos en tierra (Véase Figura 2-1) y rellenos en enrocado (Véase Figura 2-2), que depende de la preponderancia de material utilizado.

Si se tiene un único material impermeable y la altura de la estructura no es considerable, se puede construir una presa homogénea en tierra con un dren inclinado. Este último sirve para evitar la saturación del espaldón aguas abajo, manteniendo la resistencia al corte de esta parte de la estructura y evitando la falla del talud o la tubificación del material (Figura 2-1 a.).

Cuando la cantidad de material impermeable en las zonas de préstamo es insuficiente, se debe construir una presa con núcleo impermeable, ya sea inclinado aguas arriba o vertical en el centro (Figura 2-1 b. y c.). Cada tipo de núcleo anteriormente mencionado trae sus ventajas, como por ejemplo, el núcleo vertical genera mayores presiones de contacto entre el material impermeable y la fundación, previniendo filtraciones y siendo más estables ante cargas dinámicas y además provee mejores accesos para posibles reparaciones dentro del núcleo. Por otra parte, el núcleo inclinado permite colocar el relleno aguas abajo antes que el material impermeable; también reduce el efecto arco, que produce que el núcleo se “cuelgue” de los espaldones y de esta forma disminuye la posibilidad de existencia de fracturamiento hidráulico. Sin embargo, el factor más influyente para la determinación de cuál tipo de núcleo se utilizará en presas altas es la topografía de los estribos, evitando discontinuidades notorias o inestabilidades geológicas. En la presa Alberto Lleras se tiene

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

un núcleo central inclinado, con lo que pueden aplicar las ventajas de cada una de las tipologías anteriores en conjunto.

Para presas con fundación permeable, tal como se aprecia en la Figura 2-1 d., e., y f., se requiere un artificio para reducir la presión de poros y así evitar subpresiones o tubificaciones que pongan en riesgo la estabilidad de la estructura, por lo tanto se diseñan cortinas impermeables, pozos de alivio, drenes de pata o similares.

Luego vienen los rellenos en enrocado, compuestos en su mayoría por fragmentos de roca acompañados con un núcleo impermeable. Este tipo tiene como ventajas la factibilidad constructiva en periodos cortos, así sean húmedos; y también menores gastos, debido a la gran disponibilidad de rocas en excavaciones o zonas de préstamos cercanas. Cabe resaltar que para la construcción de una presa en enrocado con taludes empinados se requiere una mejor calidad en la fundación que para una presa en tierra (Véase Figura 2-2 a. y b.). El núcleo impermeable se encuentra separado de los espaldones en enrocado mediante zonas de transición con material adecuadamente clasificado. En ocasiones, cuando no hay suficiente material térreo impermeable, se accede a membranas de concreto (CFRD – Concrete Face Rockfill Dam), asfalto (ACRD – Asphalt Core Rockfill Dam) o acero; no obstante, dichas membranas, al ser más rígidas, tienden a sufrir de quebrantamiento por los asentamientos diferenciales que puede tener la estructura.

Otra opción de material para construir presas es el concreto. Las presas de concreto necesitan menos volumen de relleno que las presas en tierra o enrocado y se pueden clasificar como presas de arco (Figura 2-3), de gravedad (Figura 2-4) y de contrafuertes (Figura 2-5). La presa de arco es aquella que requiere un menor volumen de concreto y cuya curvatura se encuentra hacia aguas arriba, donde la presión hidrostática del embalse genera esfuerzos de compresión en la presa y ésta los transmite hacia los estribos y hacia la fundación. Las presas de gravedad exigen mayor volumen de concreto que las de arco, pues gracias a su peso resiste los empujes del agua y realiza la transferencia de carga. Dentro de esta tipología se puede encontrar la presa de Concreto Compactado con Rodillo o RCCD (Roller-Compacted Concrete Dam), donde se utiliza un concreto con incremento de ceniza volante y disminución de cemento y agua; y cuya construcción se realiza por capas, distribuyendo el material y luego compactándolo con rodillos vibratorios. Por último, las presas de contrafuertes tienen una pared que resiste la carga hidrostática y que se apoya en unos contrafuertes o pilares aguas abajo, siendo estos últimos los que llevan los esfuerzos a la fundación.

Así, existe una gran variedad de opciones a la hora de seleccionar un tipo de elemento que genere el embalse sin una solución determinante; sin embargo hay ciertos criterios que pueden ser de ayuda, tal como se presentan a continuación: cuando el cañón es bastante angosto y las condiciones de fundación y estribos son roca sana, se puede optar por una presa de arco. Si se tiene un cañón relativamente estrecho se puede tener una presa en enrocado o en concreto por gravedad, pero si la fundación tiene zonas con material permeable será mejor elegir el enrocado y tener mucha precaución con las posibles filtraciones. Si se tiene un amplio valle y una fundación difícil se prefiere una presa en tierra. No obstante, las anteriores no son reglas generales y dan la posibilidad de combinar los distintos tipos de materiales de manera zonificada para encontrar un desempeño óptimo.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
 PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 2-1. Distintos tipos de rellenos en tierra para presas.
 (Tomado de US Army Corps of Engineers).

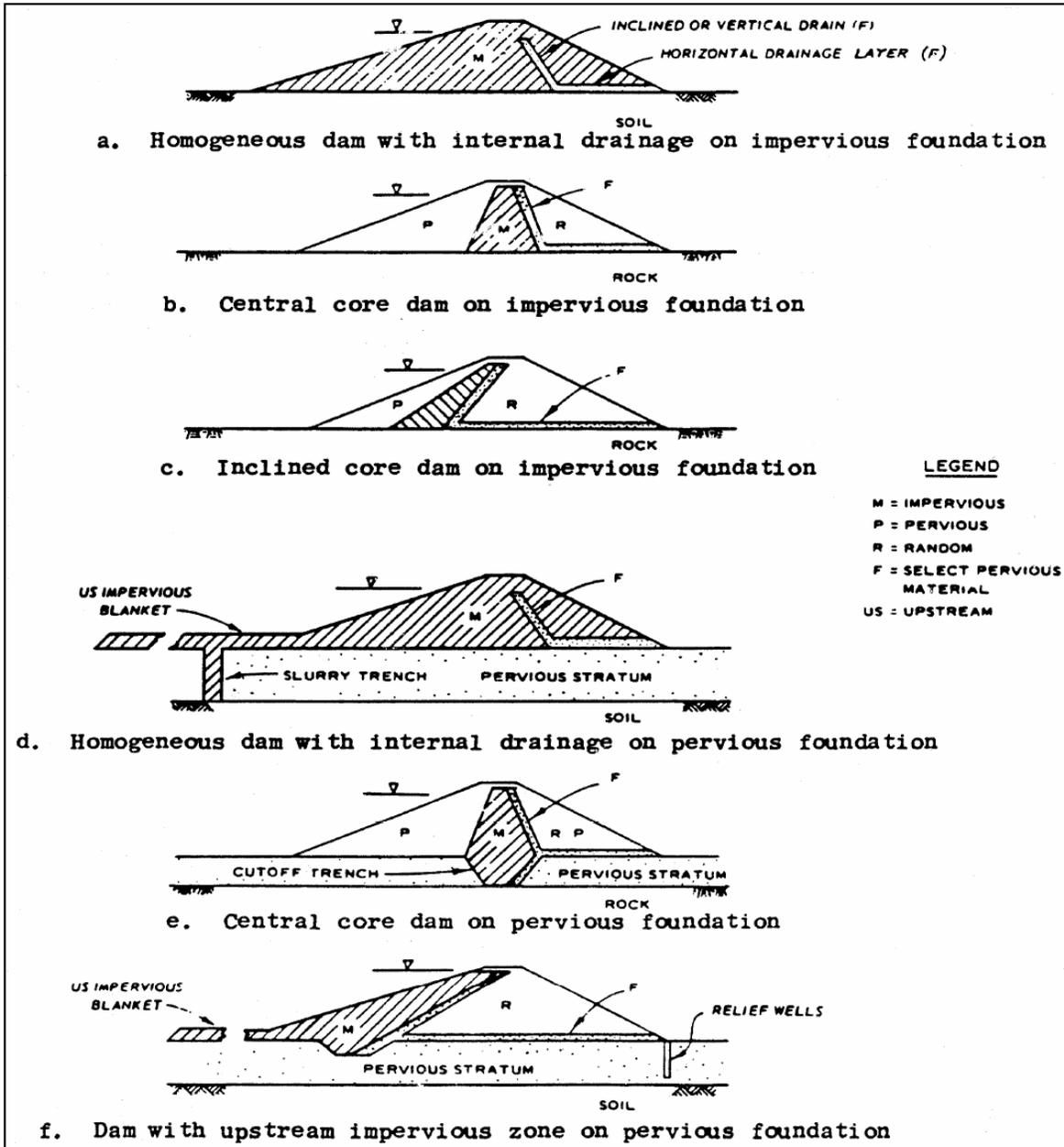


Figura 2-2. Dos tipos de rellenos en enrocado para presas.
(Tomado de US Army Corps of Engineers).

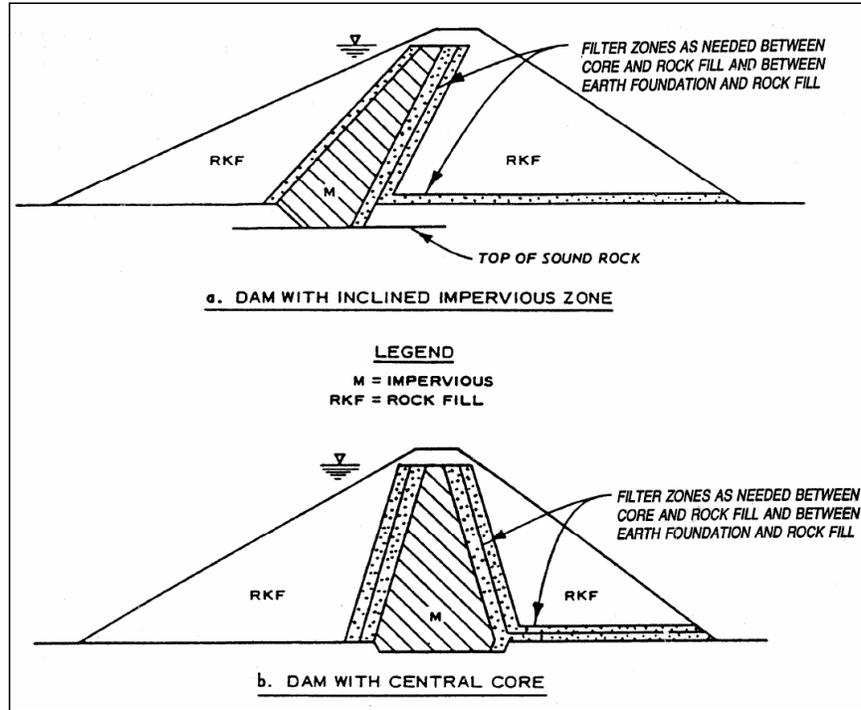


Figura 2-3. Presa de arco en concreto.
(Tomado de http://simscience.org/cracks/advanced/arch_anat1.html).

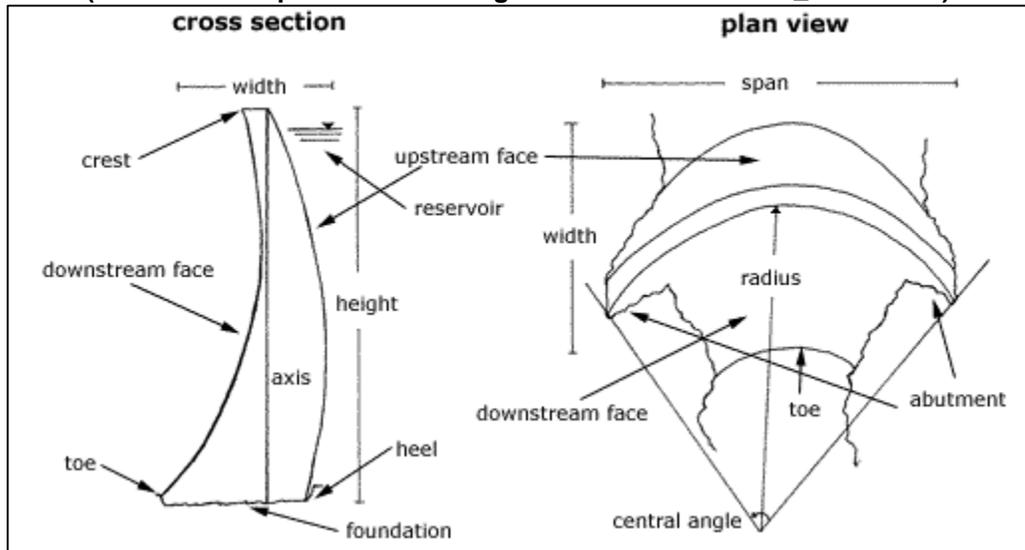


Figura 2-4. Presa en concreto compactado con rodillo.
(Tomado de http://simscience.org/cracks/advanced/arch_anat1.html).

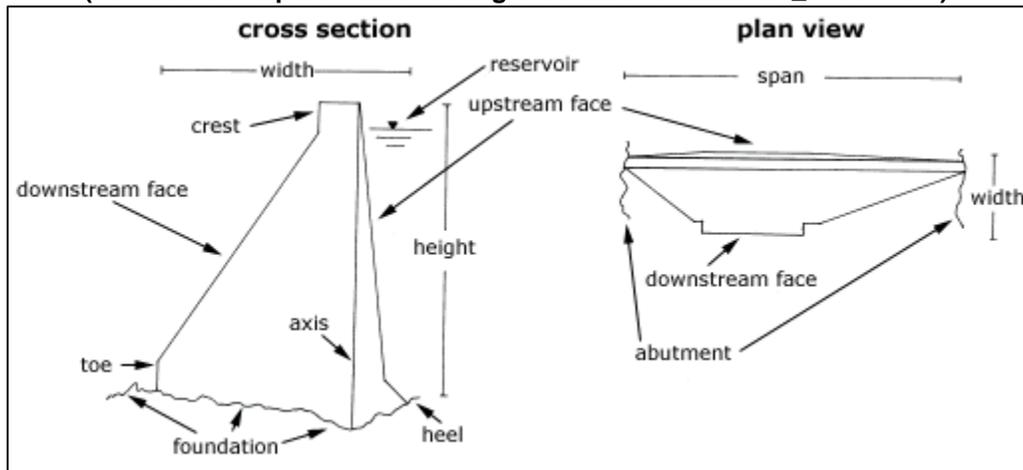
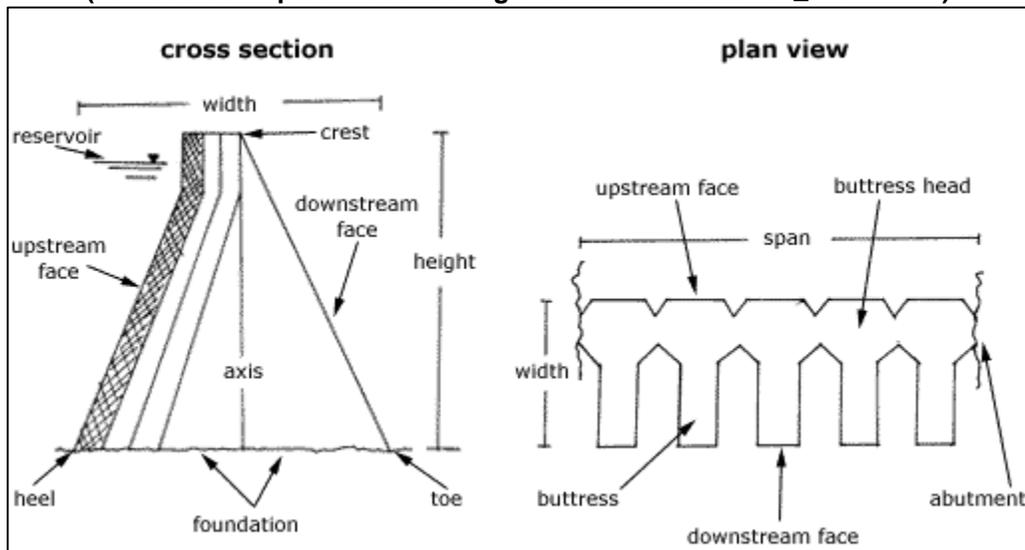


Figura 2-5. Presa con contrafuertes en concreto.
(Tomado de http://simscience.org/cracks/advanced/arch_anat1.html).



2.3 Conceptos sobre mecánica de suelos

2.3.1 Esfuerzos

El suelo es un material heterogéneo, anisotrópico e inelástico, compuesto por tres fases: Granos de suelo, líquido (agua) y aire, y se asume que la masa de este último es mínima así que no genera carga gravitacional (peso). Cuando el suelo se encuentra sometido a

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

carga, se generan esfuerzos totales (σ) en la masa total del mismo, pero estos esfuerzos se encuentran divididos en esfuerzos efectivos (σ'), que son los que soporta directamente el esqueleto (granos) de suelo y en esfuerzos de presión de poros (u), que son los que toma el agua intersticial. De esta forma,

$$\sigma = \sigma' + u \quad \text{Ecuación 2-1}$$

Se debe tener en cuenta que las deformaciones que se producen en el medio continuo son las generadas por la acción de los esfuerzos efectivos, porque el agua se asume incompresible (mucho más rígida que el esqueleto de suelo). Como centro de atención en el análisis de suelos se tiene el esfuerzo vertical, en dirección de la gravedad, ya que los esfuerzos horizontales efectivos (σ'_h) pueden ser calculados como una fracción (K) de los verticales efectivos (σ'_v):

$$\sigma'_h = K \cdot \sigma'_v \quad \text{Ecuación 2-2}$$

En la condición específica de reposo, donde se tienen movimientos mínimos horizontales para un diferencial de suelo, se tiene, según Jaky, 1944 [7]:

$$K = (1 - \text{sen}\varphi') \cdot \sqrt{RSC} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

donde RSC es la relación de sobreconsolidación de un suelo. El anterior concepto es clave para arcillas, ya que mediante ensayos de laboratorio se ha determinado que ellas tienen cierta "memoria" con respecto al esfuerzo máximo soportado, y es éste quien determina su comportamiento elástico y elasto-plástico, como se verá más adelante.

2.3.2 Flujo en medios porosos

El suelo, al tener pequeños poros interconectados, crea estrechos caminos por donde el agua puede fluir. La facilidad con la que el agua puede fluir depende directamente de la cantidad de vacíos que hay por unidad de volumen de suelo; es decir, es función de la porosidad. La determinación de la cantidad de agua fluyendo y las fuerzas que ella genera son de vital importancia para el diseño de variadas estructuras, entre ellas las presas de enrocado con núcleo de arcilla.

En primera instancia, se debe retomar el concepto de energía, porque mediante ella se rige el flujo de agua dentro del medio poroso. La energía en un fluido tiene tres componentes: una cinética (velocidad del fluido), una potencial (posición o elevación del punto de análisis con respecto a un marco de referencia) y otra de presión. Si se expresa el enunciado de conservación de energía en unidades de "cabeza" (metros del líquido) se obtendría lo siguiente:

$$\frac{v^2}{2g} + z + \frac{P}{\gamma} + \text{Pérdidas} = \text{Cte} \quad \text{Ecuación 2-4}$$

Normalmente la velocidad con la que viaja un diferencial de líquido dentro del suelo es muy baja y al utilizarse en la Ecuación 2-4, siendo elevada al cuadrado, se convierte en una

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

magnitud mínima, al igual que las pérdidas, y tiende a cero. De esta manera, la ecuación que denota la energía o cabeza total (h) en un suelo queda reducida a:

$$h = z + \frac{P}{\gamma} \quad \text{Ecuación 2-5}$$

El agua viaja en el suelo desde un punto que posea mayor energía total a un punto donde ésta sea menor y, durante el trayecto, pierde energía debido a la resistencia del medio (fricción). La magnitud de la pérdida de energía dividida entre el trayecto respectivo que recorre una gota de agua se denomina gradiente hidráulico (i):

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Darcy, en el año de 1856, generó una sencilla ecuación, aplicable para flujo laminar dentro del suelo, que relaciona la velocidad de flujo y el gradiente hidráulico mediante un parámetro de proporcionalidad, conocido como constante de permeabilidad o, únicamente, permeabilidad (k)

$$v = k \cdot i \quad \text{Ecuación 2-7}$$

La permeabilidad es un indicativo de la facilidad con la que el agua se mueve dentro del medio y depende de cuán juntos se encuentren los granos, dejando espacios para fluir; es decir, de la relación de vacíos (e).

Por último se tiene la ecuación de continuidad, que integra los conceptos anteriormente expresados y se explica a continuación. Se sabe que el caudal se puede calcular como la multiplicación de la velocidad en una dirección por el área mojada transversal que el flujo atraviesa.

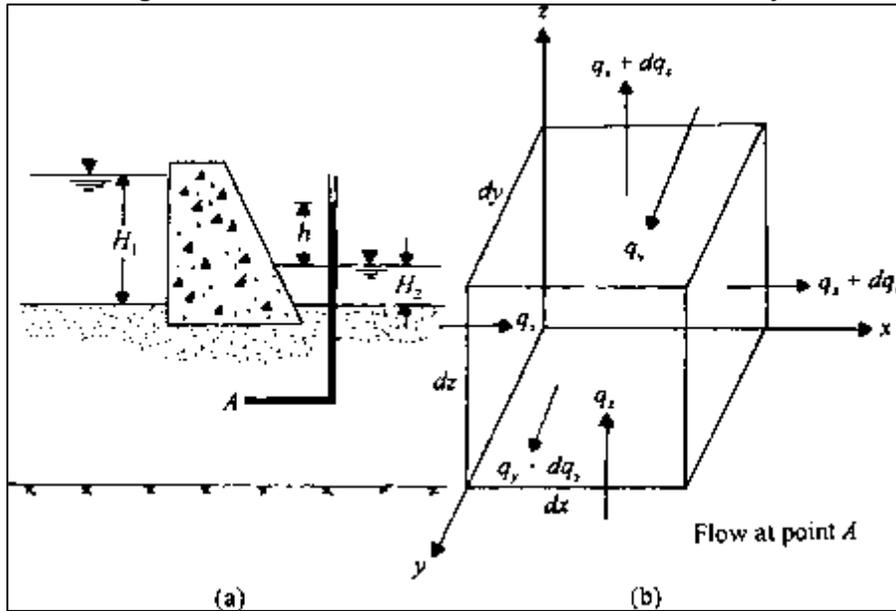
$$q = v \cdot A \quad \text{Ecuación 2-8}$$

Si se reemplaza la Ecuación 2-7 en la anterior ecuación se obtiene:

$$q = k \cdot i \cdot A \quad \text{Ecuación 2-9}$$

Si hay un arreglo geotécnico como, por ejemplo, el que se evidencia en la Figura 2-6 (a), el agua pasa por debajo de la estructura de retención, en dirección izquierda a derecha, moviéndose desde un punto con mayor energía a otro con menor energía total. Tomando un diferencial de volumen prismático, sin peso, por donde pasa el agua, se tiene la idealización representada por la Figura 2-6 (b).

Figura 2-6. Diferencial de suelo con condición de flujo.



Para una dirección en estudio, por ejemplo la dirección x, se tiene en el volumen de control que:

$$q_{inx} = k_x \cdot i_x \cdot A$$

$$q_{inx} = k_x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot (dy \cdot dz) \quad \text{Ecuación 2-10}$$

y,

$$q_{outx} = k_x \cdot (i_x + \Delta i_x) \cdot A$$

$$q_{outx} = k_x \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial i}{\partial x} \cdot dx \right) \cdot A$$

$$q_{outx} = k_x \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{d^2 h}{dx^2} \cdot dx \right) \cdot (dy \cdot dz) \quad \text{Ecuación 2-11}$$

El caudal neto (q_n) es la variación de caudal dentro del volumen de control y es igual a la diferencia entre el caudal de salida menos el caudal de entrada:

$$q_{nx} = q_{out} - q_{in} \quad \text{Ecuación 2-12}$$

y reemplazando la Ecuación 2-10 y la Ecuación 2-11 en la Ecuación 2-12 se llega a que el caudal neto en la dirección de ejemplo, x, es igual a:

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

$$q_{nx} = k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad \text{Ecuación 2-13}$$

La sumatoria de los caudales netos en todas las direcciones trae como resultado el caudal neto (total) a través del volumen de control:

$$q_n = q_{nx} + q_{ny} + q_{nz} \quad \text{Ecuación 2-14}$$

y sustituyendo la Ecuación 2-13 con variaciones para las respectivas direcciones en la Ecuación 2-14:

$$q_n = \left[k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right] \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad \text{Ecuación 2-15}$$

A continuación se define el caudal neto, también, como la variación del volumen de agua dentro del volumen de control con respecto al tiempo:

$$q_n = \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad \text{Ecuación 2-16}$$

Realizando arreglos matemáticos de las relaciones de fase en suelos, se llega a:

$$V_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} \cdot V_T \quad \text{Ecuación 2-17}$$

Reemplazando la Ecuación 2-17 en la Ecuación 2-16, para el volumen de control anteriormente analizado:

$$q_n = \frac{\partial(S \cdot e)}{\partial t} \cdot \frac{dx \cdot dy \cdot dz}{1 + e_0} \quad \text{Ecuación 2-18}$$

Igualando la Ecuación 2-15 a la Ecuación 2-18, se obtiene la Ecuación 2-19 que rige el flujo de agua en medios porosos y que, además, tiene en cuenta el almacenamiento o descarga adicional de flujo a la salida del volumen de control, incluyendo la compresibilidad del medio:

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial(S \cdot e)}{\partial t}$$

$$k_x \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \left[S \cdot \frac{\partial e}{\partial t} + e \cdot \frac{\partial S}{\partial t} \right] \quad \text{Ecuación 2-19}$$

Generalmente se asume que el suelo es isotrópico en la conductividad hidráulica, que se encuentra saturado y que el medio por el que viaja el flujo es incompresible. Lo anterior hace que las derivadas del lado derecho de la anterior ecuación se conviertan en cero y se llegue a la conocida expresión de Laplace,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Ecuación 2-20}$$

que puede ser resuelta mediante diferencias finitas, elementos finitos o gráficamente con la construcción de mallas de flujo.

2.3.3 Teoría de Consolidación

Cuando un incremento de carga ($\Delta\sigma$) es aplicado sobre una capa de un suelo con baja permeabilidad (para que ocurra una condición de carga no drenada) se genera un incremento de esfuerzos dentro dicha capa y se asume que inicialmente es tomado en su totalidad por el agua dentro de los poros. Al transcurrir el tiempo el agua fluye fuera del suelo saturado y la relación de vacíos disminuye, haciendo que ahora el esqueleto mineral del medio tome los esfuerzos gradualmente, mientras que el exceso de presión de poros se va disipando. En otras palabras, hay una transferencia de esfuerzos, pasando de ser presiones de poros a esfuerzos efectivos a través del tiempo y se van generando asentamientos en el suelo. El anterior proceso es definido como consolidación y es uno de los ítems fundamentales para el diseño de fundaciones.

Como ilustración para la condición inicial del proceso de consolidación se tiene la Figura 2-7, en donde una sobrecarga ($\Delta\sigma$), de extensión infinita y con valor de 10 kPa, se aplica sobre un suelo estratificado compuesto por una capa de arcilla (baja permeabilidad), que se encuentra entre dos estratos de arena (alta permeabilidad). La capa superior e inferior de arena sirven como medios de drenaje, hacia donde el agua fluye, desde la capa intermedia, para disipar el exceso de presión de poros. En el instante en que es impuesta la sobrecarga, teóricamente se podría observar, mediante un piezómetro de tubo abierto, que el nivel piezométrico ascenderá más allá que el nivel freático, porque ahora la energía o cabeza piezométrica (h) es la suma de la cabeza de posición (z), más la energía de presión hidrostática (h_h) (generada por el nivel freático), más la energía de presión generada por la sobrecarga (h_e) (exceso de presión de poros).

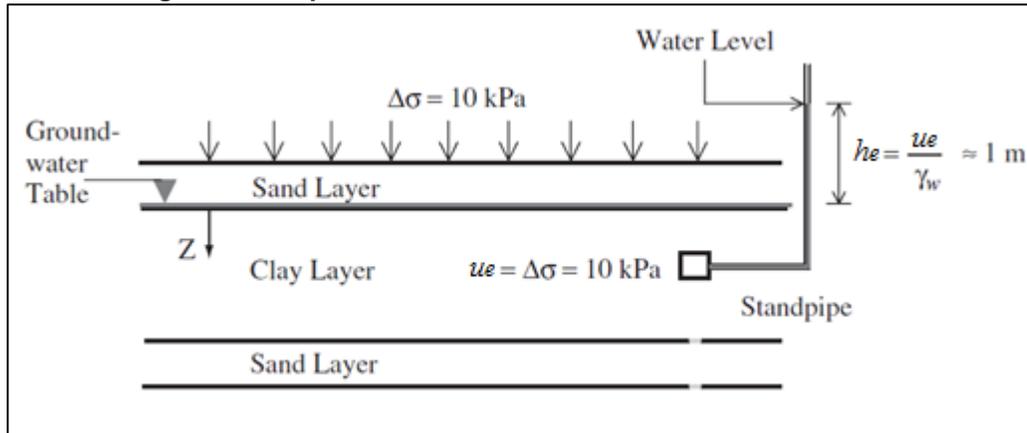
$$h = z + h_h + h_e \quad \text{Ecuación 2-21}$$

En esta ocasión, teniendo como sobrecarga 10 KPa y el peso unitario del agua cercano a 10 kN/m³, y conociendo que

$$h = \frac{u}{\gamma_w} \quad \text{Ecuación 2-22}$$

el exceso de presión de poros, en unidades de longitud (cabeza), es cercano a 1 m, tal y como se observa en la Figura 2-7.

Figura 2-7. Representación condición inicial – Consolidación.



Terzaghi (1925) estudió ampliamente el proceso de consolidación en una dimensión y logró dilucidar la forma en que los suelos pocos permeables, con condiciones de drenaje específicas, se comportan con la aplicación de cargas. Terzaghi llegó, como otros, a la deducción de la Ecuación 2-19 (enunciada anteriormente), pero en su momento él se interesó en el flujo en una única dirección (z), en condiciones saturadas ($S=100\%$), con compresibilidad en el suelo y obtuvo:

$$k_z \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{Ecuación 2-23}$$

Supuso también que la posición del elemento de análisis y que el nivel freático permanecen constantes a lo largo del proceso de consolidación, por lo que, en la Ecuación 2-21,

$$z + h_h = Kte$$

Teniendo en cuenta lo anterior, dentro de la Ecuación 2-23, la única variable dependiente de z es la cabeza de exceso de presión de poros (h_e) y al llevarla a términos de presión hace que la ecuación se transforme en:

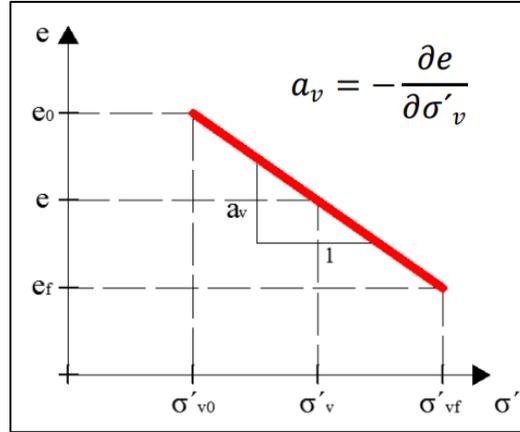
$$\frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{1}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad \text{Ecuación 2-24}$$

Por el momento se tiene una ecuación con dos incógnitas, por lo que se necesita una relación adicional entre el exceso de presión de poros y la relación de vacíos. Primero se establece una relación entre la variación de la relación de vacíos y la variación de esfuerzo efectivo que produce la deformación, gracias al coeficiente de compresibilidad (a_v), y es la siguiente:

$$a_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \quad \text{Ecuación 2-25}$$

La anterior relación se puede visualizar en la siguiente figura:

Figura 2-8. Gráfica e vs σ' .
(Tomado de <http://www.fceia.unr.edu.ar>)



Se desea comprobar que la magnitud del incremento de esfuerzo efectivo es igual al decremento del exceso de presión de poros. El esfuerzo total vertical (σ_v) en un punto dentro del material a consolidarse será igual al esfuerzo efectivo vertical (σ'_v), más la presión de poros hidrostática (u_h), más el exceso de presión de poros (u_e) generado por la sobrecarga. El siguiente proceso es la comprobación de la premisa, asumiendo que el esfuerzo total permanece constante a lo largo del tiempo y que el nivel freático no cambia de posición:

$$\sigma_v = \sigma'_v + u_h + u_e$$

$$\frac{\partial \sigma_v}{\partial t} = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \frac{\partial u_h}{\partial t} + \frac{\partial u_e}{\partial t}$$

$$0 = \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + 0 + \frac{\partial u_e}{\partial t}$$

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = -\frac{\partial u_e}{\partial t}$$

Ecuación 2-26

Ahora el término que se quiere reemplazar es la variación de la relación de vacíos con respecto al tiempo.

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \cdot \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t}$$

Con los resultados expuestos en la Ecuación 2-25 y Ecuación 2-26 se llega a:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -a_v \cdot \left(-\frac{\partial u_e}{\partial t} \right)$$

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a_v \cdot \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad \text{Ecuación 2-27}$$

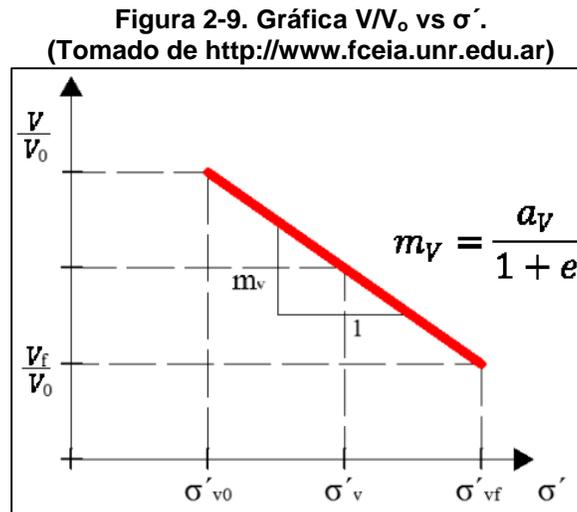
Se reemplaza la Ecuación 2-27 en la Ecuación 2-24, lo que produce:

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{a_v}{1 + e_0} \cdot \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad \text{Ecuación 2-28}$$

o conociendo que el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) equivale a:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad \text{Ecuación 2-29}$$

y se encuentra representado así:



se tiene también otra fórmula bastante conocida en la mecánica de suelos

$$\frac{k_z}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = m_v \cdot \frac{\partial u_e}{\partial t}$$

Por último se agrupan términos y se define el parámetro que une al coeficiente de compresibilidad volumétrica, a la permeabilidad y al peso unitario, como coeficiente de consolidación (C_v),

$$C_v = \frac{k_z}{\gamma_w \cdot m_v} \quad \text{Ecuación 2-30}$$

y se obtiene la fórmula base que Terzaghi descubrió y que describe la variación de los excesos de presiones de poros con la profundidad y con el tiempo:

$$C_v \cdot \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad \text{Ecuación 2-31}$$

El coeficiente de consolidación es un indicativo de cuán rápido se disipa el exceso de presión de poros y se transfiere al esqueleto del suelo, lo que genera su deformación. A mayor valor del coeficiente de consolidación se requiere un menor tiempo para que los asentamientos dentro de un suelo con sobrecarga se presenten.

Cabe anotar que la consolidación en dos y tres dimensiones es un procedimiento con alta exigencia de cálculo, que depende de las diversas condiciones de frontera del problema para que pueda ser determinado. Sin embargo, hoy en día se tienen herramientas, como un programa de elementos finitos, que generan la posibilidad de hacerlo, pues simplifican metódicamente la vía para el desarrollo de dichas ecuaciones diferenciales.

Hasta este momento sólo se ha descrito el comportamiento de los esfuerzos a lo largo del tiempo, pero también es de suma importancia en la geotecnia la determinación de las deformaciones o asentamientos que se obtienen al final del proceso de consolidación. El cálculo de estos últimos se basa en la idealización de las gráficas de relación de vacíos versus el esfuerzo vertical efectivo obtenidas del ensayo de consolidación unidimensional (Figura 2-10.a.), o de las gráficas de relación de vacíos versus el esfuerzo promedio efectivo obtenidas del ensayo de consolidación isotrópica (Figura 2-10.b.).

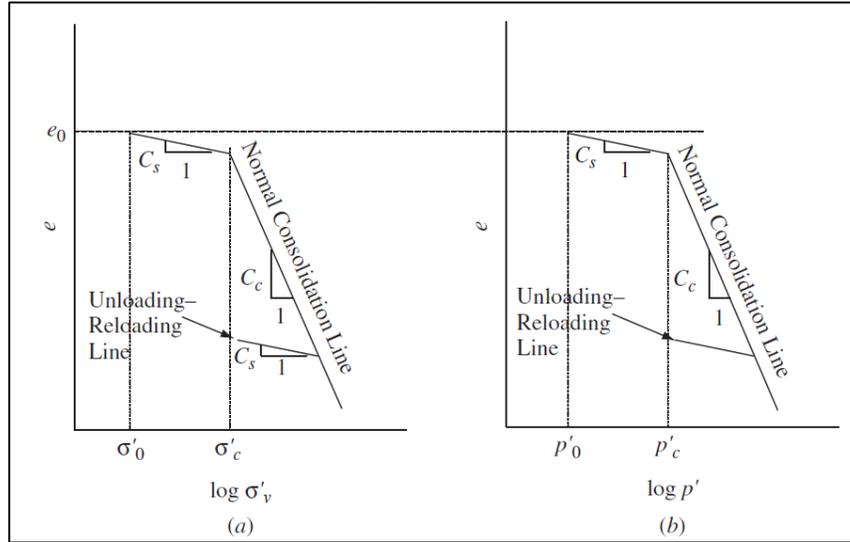
En la Figura 2-10 se observa la idealización de las gráficas obtenidas del ensayo de consolidación. Tres entidades son de importancia en dicha gráfica. Primero el esfuerzo de preconsolidación (σ'_c o p'_c), que es el máximo esfuerzo que ha soportado un suelo en su vida geológica. Luego están los parámetros C_c y C_s , que son el índice de compresión e índice de expansión respectivamente, y representan la pendiente de las rectas de consolidación normal y la recta de recompresión o descarga.

Cuando un suelo tiene un valor de esfuerzo actual menor que el valor del esfuerzo de preconsolidación, se dice que el suelo está sobreconsolidado, con una relación de sobreconsolidación (RSC) igual a:

$$RSC = \frac{\sigma'_c}{\sigma'} \geq 1 \quad \text{Ecuación 2-32}$$

y su posición se encuentra en la recta con pendiente C_s (línea de recompresión). Si la condición actual de esfuerzos es la máxima experimentada; es decir, que el esfuerzo actual es igual al esfuerzo de preconsolidación ($RSC = 1$), se dice que el suelo es normalmente consolidado y su posición yace en la recta con pendiente C_c (línea de consolidación normal o línea virgen).

Figura 2-10. Gráficas obtenidas del ensayo de consolidación – Parámetros de deformación.



El cálculo de los asentamientos se realiza, de manera conservadora, para el final de la consolidación; es decir, para cuando el incremento de esfuerzos totales es asumido por los esfuerzos efectivos y tiene total validez las curvas presentadas en la Figura 2-10 del ensayo de consolidación. Normalmente se considera consolidación en una dirección únicamente y se aplica por lo tanto la premisa que la deformación unitaria (en la dirección principal) que tiene una muestra de suelo de altura H , con asentamiento ΔH es igual a la deformación volumétrica del mismo:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta H}{H_0} \quad \text{Ecuación 2-33}$$

Realizando operaciones con las relaciones de fase y sabiendo que el volumen de sólidos en la muestra permanece constante se llega a:

$$\frac{\Delta V}{V_0} = - \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \text{Ecuación 2-34}$$

y por lo tanto:

$$\frac{\Delta H}{H_0} = - \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad \text{Ecuación 2-35}$$

Se despeja ΔH ; H_0 y e_0 son valores conocidos, propios del suelo a estudiar y así la única variable se convierte Δe , que se halla mediante las gráficas del ensayo de consolidación, dependiendo del estado inicial de esfuerzos, el incremento de esfuerzo y el esfuerzo de preconsolidación, moviéndose entre las rectas de recompresión y de consolidación normal

dependiendo cuáles sean las condiciones. El signo negativo en las anteriores ecuaciones hace que una deformación volumétrica sea positiva cuando el suelo se contrae.

2.3.4 Condiciones de carga, flujo y confinamientos

En este apartado se explica mediante ejemplos la afectación que puede generar una condición de carga externa a las componentes del esfuerzo total (esfuerzo efectivo y presión de poros) dependiendo de cómo varían los esfuerzos de confinamiento (si ya se han convertido en efectivos) que tiene un volumen de control de suelo a su alrededor y el confinamiento para el flujo de agua en la periferia de dicho volumen. Las condiciones anteriores también permiten determinar la independencia de una o dos de las tres variables (esfuerzo total, esfuerzo efectivo y presión de poros) que rigen el comportamiento del suelo, volviéndose la(s) otra(s) dependiente(s) mediante la Ecuación 2-1.

Existen dos tipos de condiciones de carga: Carga drenada y carga no drenada. La carga drenada implica un flujo del líquido (agua) dentro del medio poroso, generado porque la velocidad de aplicación de la carga es menor que la velocidad con que el medio tiene la capacidad de disipar el exceso de presión de poros. Por su parte, la carga no drenada se presenta sin flujo de agua dentro del volumen de control, haciendo que siempre se produzcan presiones de poros y se genera normalmente cuando la velocidad de aplicación de la carga es muy rápida relativa a la velocidad con la que las características permeables del suelo dejan fluir el agua.

Ahora, para explicar la afectación que tiene el flujo de agua a través de una muestra de suelo en los componentes de esfuerzo se propone la situación mostrada en la Figura 2-11, que es una condición de carga hidráulica hidrostática, donde no hay afectación en los esfuerzos efectivos, porque la energía del agua se compensa por sí misma. En esta figura se aprecia que alrededor del volumen de análisis hay un confinamiento total, pues afecta al esqueleto del suelo y hace el equilibrio con los esfuerzos efectivos internos, al igual que genera una presión de poros de equilibrio al no dejar fluir el agua hacia el exterior. Supóngase que se puede controlar la elevación del nivel de agua simultáneamente en los dos tubos (izquierdo y derecho) y que en ambos se fija en N1. El punto A tiene la misma energía que el punto C, lo que produce una condición hidrostática caracterizada por un “auto-equilibrio” o compensación de energía en cada punto dentro del suelo. La presión de poros generada se puede calcular como la cabeza de presión del fluido multiplicada por el peso específico del agua. Así,

$$u_A = H1 \cdot \gamma_w$$

$$u_B = (H1 + L/2) \cdot \gamma_w$$

$$u_C = (H1 + L) \cdot \gamma_w$$

Con referencia a los esfuerzos, si se establecen ecuaciones de equilibrio de fuerzas en un elemento infinitesimal de suelo, asumiendo que el sistema está en condición plana de esfuerzos y que la fuerza de cuerpo solo tiene acción en la dirección Z (condición geostática), se tiene:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0$$

Ecuación 2-36

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \quad \text{Ecuación 2-37}$$

Si se sabe que el esfuerzo total es la sumatoria del esfuerzo efectivo más la presión de poros, de las anteriores ecuaciones se deriva que la variación de los esfuerzos efectivos en la dirección z para la condición hidrostática es función de la fuerza de cuerpo neta, que es igual al peso específico sumergido o efectivo (γ'), mientras que para la dirección x se compensan sus componentes:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \quad \text{Ecuación 2-38}$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} = \gamma - \gamma_w = \gamma' \quad \text{Ecuación 2-39}$$

Supóngase que ahora se aumenta el nivel de agua a N2 simultáneamente en ambos tubos. De esta forma se está adicionando una carga de agua en forma hidrostática que se puede convertir únicamente en un incremento presión de poros con respecto a la situación inicial. No obstante, el nivel de confinamiento efectivo no ha variado, por lo que el esfuerzo efectivo del suelo permanece constante en el tiempo. Los valores de presiones de poros para los puntos A, B y C quedarían definidos ahora como:

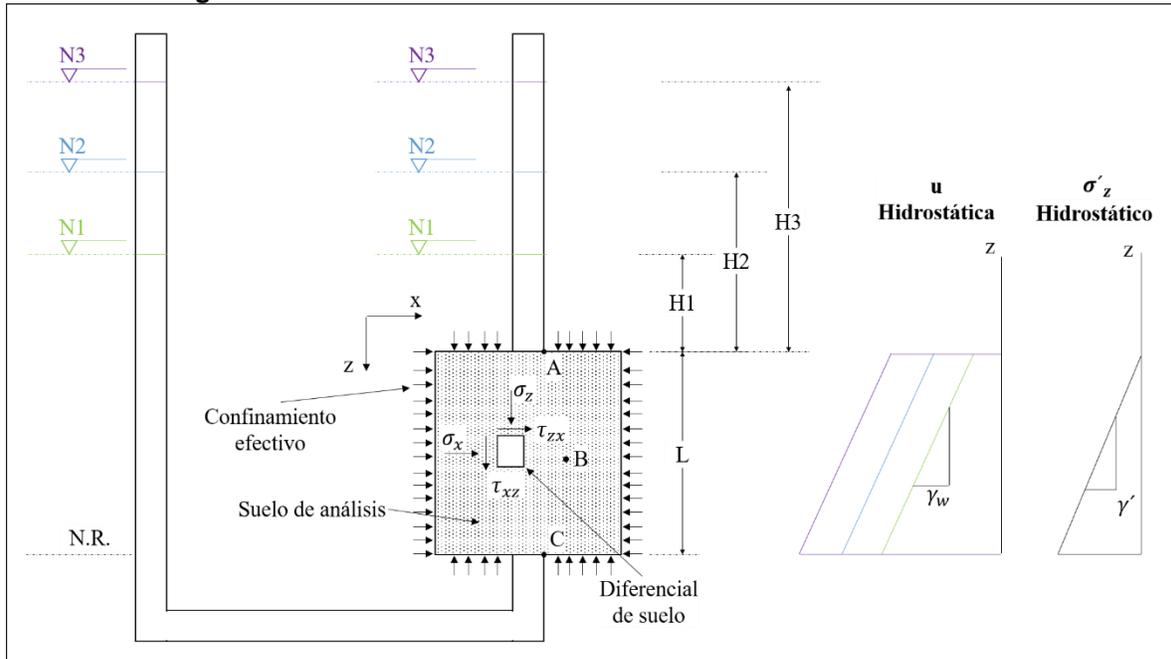
$$u_A = H2 \cdot \gamma_w$$

$$u_B = (H2 + L/2) \cdot \gamma_w$$

$$u_C = (H2 + L) \cdot \gamma_w$$

De esta forma se puede incrementar el nivel de agua a N3 o a otros niveles superiores en ambos tubos (condición hidrostática), pudiéndose aumentar indefinidamente el valor de la presión de poros, pero el esfuerzo efectivo permanecería constante (al igual que el confinamiento efectivo), lo que provocaría que el esfuerzo total variase únicamente por la acción del primero.

Figura 2-11. Condición hidrostática – Volumen de control de suelo.



Cuando la condición hidrostática es violada, con la energía en una cara mayor que en la otra (véase Figura 2-12 y Figura 2-13), existe un flujo de agua a través del volumen de control. Partiendo de la Ecuación 2-36 y Ecuación 2-37 y conociendo que en esta ocasión si existen pérdidas de energía (gradiente hidráulico) mientras el líquido pasa de C a A o de A a C, las expresiones de equilibrio del suelo se transforman en

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = i_x \cdot \gamma_w \quad \text{Ecuación 2-40}$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} = \gamma' \pm i_z \cdot \gamma_w \quad \text{Ecuación 2-41}$$

indicando que ahora hay una fuerza de infiltración por unidad de volumen ($i \cdot \gamma_w$) que afecta la variación de los esfuerzos efectivos en sus respectivas direcciones. Esta fuerza de infiltración por unidad de volumen tiene su contraparte con igual magnitud en forma de presión de poros, de tal forma que se garantice la condición de equilibrio de esfuerzos.

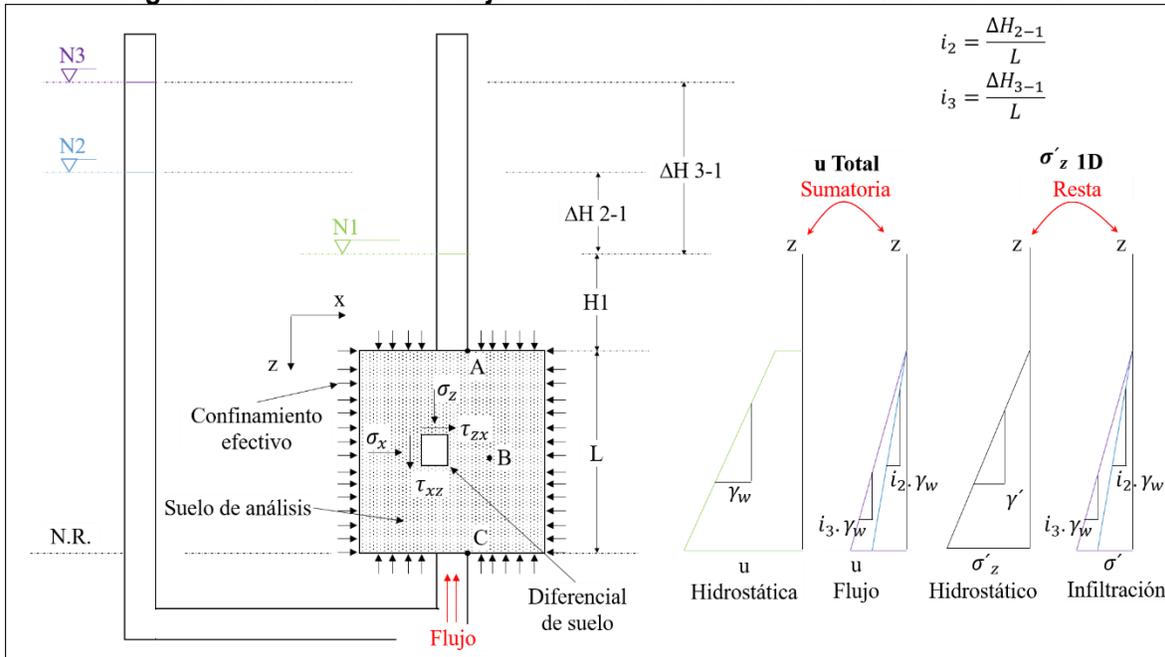
En esta condición con flujo existe tanto una distribución de presión hidrostática determinada por la cabeza de presión sobre el volumen de suelo y el peso unitario del líquido, como una componente hidrostática del esfuerzo efectivo en función del peso unitario efectivo del suelo, pero ahora adicionalmente, aparece una magnitud de energía que interactúa con la presión de poros y con los esfuerzos efectivos, que se tiene que contrarrestar por sí misma para que la variación de los esfuerzos totales continúe constante con pendiente (γ). Este nuevo integrante se denomina presión de poros para flujo (interactuando con la presión de

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

poros) y esfuerzo efectivo de infiltración (cuando interactúa con los esfuerzos efectivos), pero se resalta que en realidad es el mismo. Una forma de ver este artificio energético es imaginarse que como se está cargando hidráulicamente un material mixto, la parte que tomará esta carga será la misma agua en forma de presión de poros, que luego es transformada en velocidad (según la ley de Darcy) para que interactúe directamente con el esqueleto del suelo.

Supóngase que la situación actual es la representada por la Figura 2-12, en la que el nivel de agua en el tubo izquierdo se encuentra en N2 y en el tubo derecho en N1, por lo que existe un flujo ascendente desde el punto de mayor energía (C) al de menor (A). Los incrementos de energía hidráulica en cada punto van en dirección contraria hacia donde actúa el esfuerzo efectivo del suelo (en dirección de la gravedad) intentando disminuir su magnitud. Este es el motivo por el cual se debe restar el incremento de esfuerzo efectivo de infiltración al esfuerzo efectivo hidrostático para tener el esfuerzo efectivo neto del esqueleto del suelo. De forma similar sucede analizando el campo de presiones de poros totales, donde su distribución actual proyecta que en el punto C hay presiones mayores a las sujetas a una condición hidrostática y esto sólo se alcanza sumando las presiones de flujo.

Figura 2-12. Condición de flujo ascendente – Volumen de control de suelo.



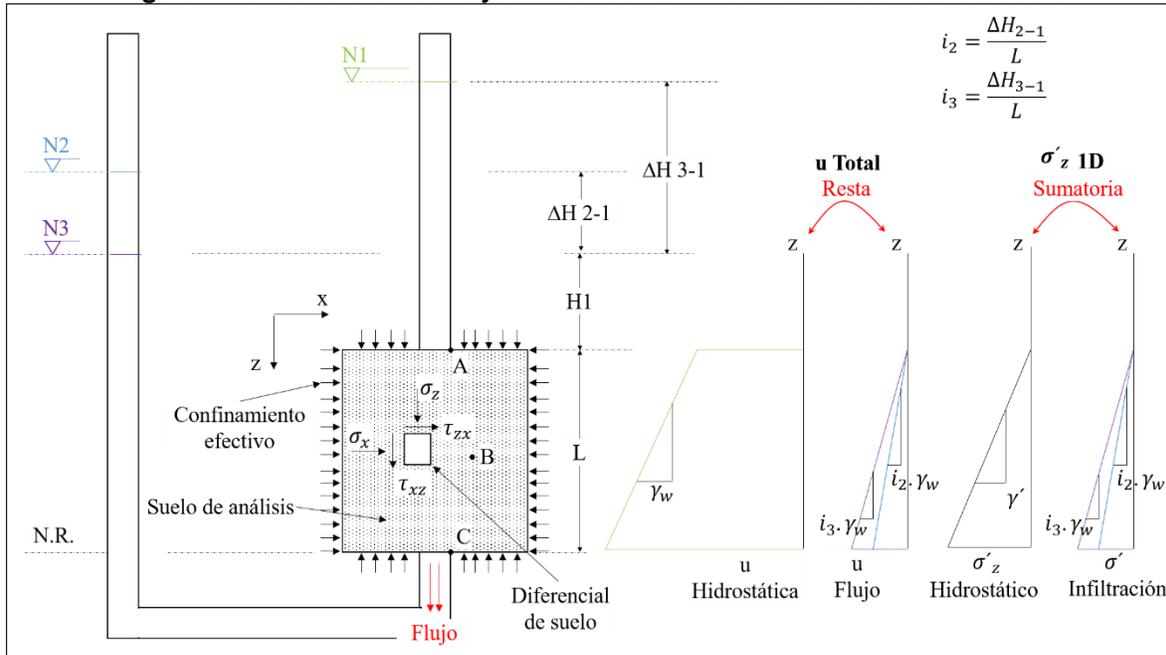
Si se aumenta el nivel izquierdo de N2 a N3 mayores presiones de poros habrá en la base y un mayor gradiente se encontrará activo por lo que el incremento de presiones de poros totales será mayor, al igual que el decremento de esfuerzos efectivos. Cabe resaltar que bajo esta condición la presión de poros hidrostática permanece constante como función de la cabeza de presión de N1 y, por lo tanto, el esfuerzo total también permanecerá constante. Lo anterior se hubiese podido cambiar haciendo variar el nivel de agua del tubo derecho

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

(encima del suelo de análisis) y así el esfuerzo total variaría acorde, pues estaría contando el peso del agua para mantener su condición geostática (como un estrato de líquido).

Un fenómeno tangible para el comportamiento con flujo ascendente es la licuación estática del suelo, que ocurre cuando el esfuerzo efectivo de infiltración supera al esfuerzo efectivo hidrostático y el suelo se queda sin alguna resistencia en su esqueleto, haciendo que el agua separe y arrastre las partículas del medio. Este suceso sólo se puede cuantificar y prever haciendo un análisis discernido de esfuerzos efectivos y presiones de poros, porque teniendo como foco de estudio los esfuerzos totales se observaría una tendencia constante tal como se observó en la figura de ejemplificación.

Figura 2-13. Condición de flujo descendente – Volumen de control de suelo



Ahora, teniendo como base la Figura 2-13, se observa que en la parte superior del volumen de control hay mayor energía que en su base, por lo que se presencia un flujo descendente. El esfuerzo efectivo de infiltración va en la misma dirección que los efectivos hidrostáticos, por lo tanto, los esfuerzos efectivos netos del esqueleto de suelo serán mayores y se representa mediante la operación suma de las dos variables anteriores. Por el contrario, para las presiones de poros totales se visualiza que su valor en la base es menor al calculado mediante una condición hidrostática y esto se alcanza mediante la resta de las presiones de flujo.

Es importante resaltar el punto de vista que se tenga para el análisis de un suceso específico. Por ejemplo, si se hace un análisis de esfuerzos efectivos, se puede observar el impacto que tiene el flujo de agua dentro del suelo, en ocasiones debilitando y en otras fortaleciendo su estructura sólida. En otro contexto se puede utilizar un análisis de esfuerzos totales sin diferenciación de sus componentes cuando sólo se requiere tener en

cuenta los pesos y acciones gravitacionales de algunos estratos determinados, tal como se observó en las figuras de flujo anteriores, que cuando sólo se cargaba el suelo hidráulicamente el esfuerzo total variaba acorde con la variación de presión de poros hidrostática (compensada gravitacionalmente). Así, se sugiere que cuando se tenga una condición drenada se haga análisis en términos de esfuerzos efectivos y cuando haya una condición de carga no drenada en términos de esfuerzos totales.

Cuando se impone una carga física al suelo en análisis, por ejemplo el peso de un estrato superior o la presión de una placa, se sabe que dicha carga es un incremento de esfuerzo total (conocido e independiente) y si se tiene un confinamiento del flujo de agua (condición no drenada) todo el incremento será tomado por la presión de poros (conocida y dependiente), por lo que el esfuerzo efectivo (desconocido y dependiente) debe permanecer con su estado de confinamiento efectivo inicial constante. Por el contrario si no se tiene una condición de confinamiento de flujo (condición drenada) todo el incremento será tomado por los esfuerzos efectivos (conocidos y dependientes) y la presión de poros (desconocida y dependiente) deberá permanecer constante.

Ahora, realizando la suposición que se carga lateralmente con agua una estructura de contención en suelo sobre un estrato impermeable, se puede determinar la distribución de la presión de poros (conocida e independiente) mediante las ecuaciones de Laplace en función de la altura del embalse, y también los esfuerzos efectivos (conocidos y dependientes) en función del esfuerzo de infiltración. Estas dos variables se conjugan en un análisis acoplado para obtener el esfuerzo total (desconocido y dependiente) que ahora no será completamente geostático pues se considera que durante su transición habrá variaciones de deformación y esfuerzos mismos.

En términos de esfuerzos totales, en un medio mixto una carga hidráulica externa le tiene que transmitir esfuerzos directamente al agua interna y una carga sólida sin confinamiento de agua (por ejemplo una piedra porosa) se la debe transmitir al esqueleto del suelo. Como explicación para la consolidación el agua no puede salir rápido y es más rígida que el suelo, entonces ella toma primero la carga, pero en realidad esa carga iba encaminada era al esqueleto. Ya es otro caso cuando se carga con un medio mixto, porque su carga si debe ir dividida al agua y al esqueleto del estrato inferior respectivamente.

2.4 Modelos sobre el comportamiento de materiales

La física aplicada ha querido modelar, a lo largo del tiempo, mediante ecuaciones matemáticas el comportamiento que cierto material exhibe cuando se encuentra en "funcionamiento" dentro de su entorno, por ejemplo cuando se encuentra sometido a cargas. Cada material tiene su patrón de comportamiento y reacciona diferente frente a las diversas variables del entorno.

En la mecánica de suelos ha tenido especial énfasis la predicción de deformación que tiene una estructura, por ejemplo un muro de retención, cuando es sometido a cargas. Lo anterior permite estimar asentamientos y generar estudios de estabilidad.

Así, se han generado modelos que integran una serie de materiales, entre ellos el modelo elasto-plástico y elástico, que son explicados a continuación.

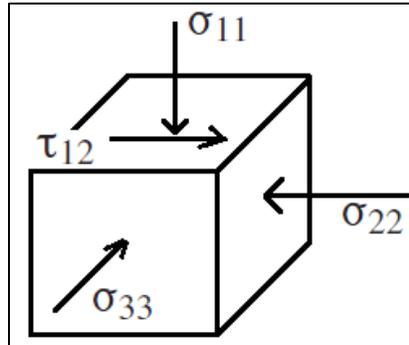
2.4.1 Modelo Elástico

Uno de los modelos para suelos ampliamente conocido es el modelo de elasticidad lineal o modelo elástico. En este modelo se asume que los esfuerzos que se generan en un punto dentro del medio continuo son proporcionales a la deformación en el mismo punto. Las constantes de proporcionalidad son el Módulo de Young (E) y el Módulo cortante (G). El parámetro que relaciona los esfuerzos y deformaciones en las distintas direcciones es la relación de Poisson (ν). Las deformaciones que sufre un elemento asociadas al modelo elástico son completamente recuperables y no hay disipación de energía; es decir, cuando el elemento es cargado se genera una compresión, si la carga se retira, éste se expande hasta volver a la posición inicial. Se asume que los parámetros E , G y ν son constantes absolutas y basta con tener dos de ellos conocidos para determinar el tercero mediante la relación:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 2-42}$$

Supóngase un diferencial de volumen de suelo como se muestra a continuación:

Figura 2-14. Diferencial de Volumen – Elasticidad.



Existe una deformación unitaria ε_{11} causada directamente por su esfuerzo coaxial σ_{11} y es inversamente proporcional al módulo de Young

$$\varepsilon_{11} = \frac{\sigma_{11}}{E}$$

Pero no hay que olvidar que están los otros esfuerzos σ_{22} y σ_{33} en las otras direcciones que causan una deformación indirecta en ε_{11} , de acuerdo con la relación de Poisson,

$$\varepsilon_{11} = -\nu \cdot \frac{\sigma_{22}}{E}$$

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

$$\varepsilon_{11} = -\nu \cdot \frac{\sigma_{33}}{E}$$

Por lo anterior:

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{11} - \nu \cdot (\sigma_{22} + \sigma_{33})]$$

y análogamente para las otras deformaciones axiales:

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{22} - \nu \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{33})]$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{33} - \nu \cdot (\sigma_{11} + \sigma_{22})]$$

Mientras que para las deformaciones cortantes sólo existe una relación directa con su esfuerzo coaxial:

$$\varepsilon_{12} = \frac{\tau_{12}}{2G}$$

$$\varepsilon_{13} = \frac{\tau_{13}}{2G}$$

$$\varepsilon_{23} = \frac{\tau_{23}}{2G}$$

El modelo elástico (las anteriores igualdades) se encuentra plasmado en la ley de Hooke que asume isotropía y hace que los parámetros E, G y ν sean los mismos para las tres direcciones del espacio donde interactúa el objeto. La ley generalizada de Hooke en tres dimensiones establece la operación entre una matriz de esfuerzos y una matriz constitutiva para obtener la matriz de deformaciones.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & 1/E & -\nu/E & 0 & 0 & 0 \\ -\nu/E & -\nu/E & 1/E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-43}$$

También se puede invertir la matriz constitutiva para obtener los esfuerzos en términos de las deformaciones:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{23} \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 2-44}$$

A partir de las ecuaciones anteriores se pueden determinar condiciones específicas de variación de deformaciones o esfuerzos en el espacio. Por ejemplo está la condición uniaxial de esfuerzos; es decir, que el esfuerzo en dos direcciones es igual a cero, así:

$$\sigma_{22} = \sigma_{33} = \tau_{12} = \tau_{13} = \tau_{23} = 0$$

y conlleva a que la ecuación matricial Ecuación 2-43 se convierta en la sencilla ecuación unidimensional conocida como Ley de Hooke:

$$\varepsilon_{11} = \frac{\sigma_{11}}{E} \quad \text{Ecuación 2-45}$$

$$\varepsilon_{22} = \varepsilon_{33} = -\nu \cdot \frac{\sigma_{11}}{E} \quad \text{Ecuación 2-46}$$

Una singularidad muy utilizada en la mecánica de suelos es la condición de deformaciones en el plano. Esta condición es típica cuando una de las dimensiones de la estructura a analizar es demasiado grande, mientras que perpendicular a ella se tiene un área de análisis relativamente constante y allí es donde se generan las deformaciones a considerar. Lo anterior quiere decir que las deformaciones en una dirección son iguales a cero,

$$\varepsilon_{33} = \varepsilon_{13} = \varepsilon_{23} = 0$$

Si se reemplaza en la Ecuación 2-44 se obtienen la Ecuación 2-47 y Ecuación 2-48, que son la ley de comportamiento para, por ejemplo, una idealización de un terraplén que se extiende a lo largo de un río.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-47}$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} = \frac{1+\nu}{E} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-48}$$

2.4.2 Modelo Elasto-Plástico

En el laboratorio se observa que existen materiales que cuando son cargados exhiben deformaciones y cuando la carga es retirada éstas continúan presentes. En ese momento se sabe que el modelo elástico se vuelve inaplicable y se busca un modelo que las considere. De este modo se llega a los modelos que incluyen la plasticidad o estados de fluencia, luego de haber tenido un comportamiento inicial elástico. El modelo a estudiar en esta ocasión es el modelo Cam Clay Modificado (MCC por sus siglas en inglés), propuesto por Burland y Roscoe en el año de 1968 y que tiene una gran aproximación a los resultados experimentales que presentan las arcillas. Por lo tanto, las explicaciones dadas en este apartado estarán enfocadas al modelo MCC.

2.4.2.1 Conceptos Requeridos

Antes de entrar de lleno con el tema de plasticidad se deben definir ciertos conceptos de mecánica de suelos que serán utilizados en la definición del modelo con deformaciones no recuperables y con disipación de energía y se desglosan a continuación.

- *Notación de un incremento diferencial.*

Como notación de un incremento diferencial de esfuerzo o deformación a lo largo del tiempo se utiliza la siguiente:

$$\dot{x} = \frac{\partial x}{\partial t}$$

- *Esfuerzos p y q , y deformación volumétrica y cortante.*

En un estado tensional se pueden definir funciones de esfuerzos que permanecen constantes en cualquier rotación de los ejes coordenados donde un diferencial de suelo se ubica. Estas notaciones son importantes, pues permiten la utilización sencilla y comprensión del estado tensional con otras variables como el tiempo y la deformación. Una de ellas es conocida como presión o tensión hidrostática (p) y es la causante de las deformaciones volumétricas a las que un diferencial de suelo se ve sometido:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{Ecuación 2-49}$$

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

donde $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, son los esfuerzos principales (ortogonales), que producen una configuración tal, que no se generan esfuerzos cortantes en un sistema de ejes perpendiculares.

El esfuerzo complementario a la presión p es el esfuerzo q , que genera las deformaciones de distorsión en el suelo y se encuentra definido de la siguiente manera:

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad \text{Ecuación 2-50}$$

El anterior esfuerzo también es conocido como esfuerzo de Von Mises y da lugar a teorías de falla cuando dicho esfuerzo supera el valor de esfuerzo de falla axial.

Las deformaciones asociadas a los dos esfuerzos definidos anteriormente son respectivamente, la deformación volumétrica (ε_v):

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad \text{Ecuación 2-51}$$

y la deformación cortante (ε_q):

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2} \quad \text{Ecuación 2-52}$$

Como la teoría elasto-plástica se formula incrementalmente es necesario saber que un incremento de deformación volumétrica consta de dos partes, una plástica y otra elástica:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^p + \dot{\varepsilon}_v^e \quad \text{Ecuación 2-53}$$

mientras que los incrementos de deformación cortante, por simplicidad, se asumen que son únicamente plásticos; es decir, que no hay energía recuperable durante la distorsión por cortante, así que

$$\dot{\varepsilon}_q = \dot{\varepsilon}_q^p \quad \text{Ecuación 2-54}$$

- *Parámetros alternativos de deformación en el ensayo de consolidación.*

Otros conceptos a definir se habían introducido en el capítulo 2.3.3, cuando se habló de los parámetros de deformación tomados del ensayo de consolidación unidimensional e isotrópica; ahora se realizará una leve variación de ellos.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

En los ensayos de consolidación se grafica la relación de vacíos en las ordenadas versus el logaritmo en base 10 del esfuerzo efectivo aplicado y se obtiene una gráfica de dos líneas aproximadamente rectas. En algunas ocasiones se decide graficar e vs $\ln p'$, como se muestra en la Figura 2-15, y las pendientes de las rectas de recompresión y de consolidación normal disminuyen. Por lo tanto, los parámetros C_c y C_s , mencionados en la sección 2.3.3, se transformarían en λ y κ mediante las siguientes relaciones:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \approx \frac{C_c}{2,3} \quad \text{Ecuación 2-55}$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \approx \frac{C_s}{2,3} \quad \text{Ecuación 2-56}$$

Adicionalmente, las rectas de consolidación normal y la de recompresión quedan definidas mediante su pendiente y punto de intercepto con un eje vertical correspondiente a un esfuerzo efectivo de una unidad (1 Unidad), resaltando que esta unidad es dependiente del sistema de medida adoptado. La recta de consolidación normal estaría definida así:

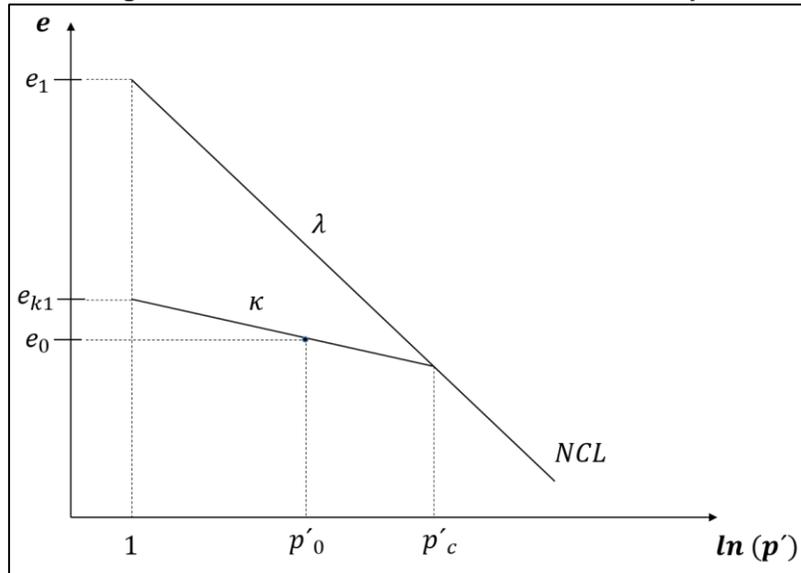
$$e = e_1 - \lambda \cdot \ln p' \quad \text{Ecuación 2-57}$$

Y la recta de recompresión tal como sigue,

$$e = e_{k1} - \kappa \cdot \ln p' \quad \text{Ecuación 2-58}$$

El parámetro e_1 es una propiedad intrínseca del material, que se puede determinar mediante el ensayo de consolidación, mientras que el parámetro e_{k1} depende del esfuerzo donde se realiza la descompresión del material.

Figura 2-15. Gráfica de consolidación – e vs ln p'.



- *Estado crítico de un material*

Un último concepto a tener claro es el de estado crítico, que se alcanza cuando un material se lleva a una alta deformación y fluye como un líquido friccionante. En este estado se tiene que no hay incrementos de esfuerzos ni de deformaciones volumétricas y sin embargo, el material podría continuar deformándose (deformación cortante únicamente). Matemáticamente:

$$\frac{\partial p}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial e}{\partial \varepsilon_q} = 0 \quad \text{Ecuación 2-59}$$

Adicionalmente, para encontrarse en una condición de estado crítico (CSL – Critical State Line) se deben cumplir simultáneamente las siguientes dos ecuaciones,

$$q = Mp \quad \text{Ecuación 2-60}$$

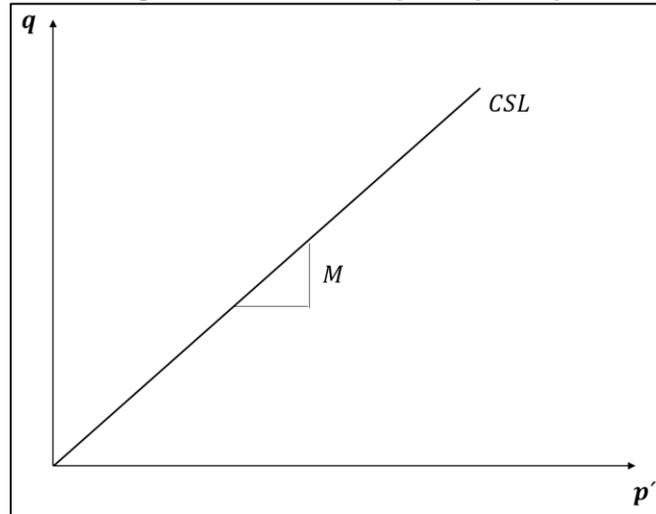
$$e = e_{cs1} - \lambda \cdot \ln p' \quad \text{Ecuación 2-61}$$

La primera ecuación indica una envolvente de combinaciones de esfuerzos (p y q), similar a la envolvente de Mohr Coulomb (Ecuación 2-62), que relaciona el esfuerzo cortante (τ) y el esfuerzo normal de compresión (σ') y que determina el cortante máximo que puede resistir un suelo dependiendo de su confinamiento.

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \phi' + c' \quad \text{Ecuación 2-62}$$

A diferencia de la envolvente de Mohr Coulomb, la envolvente del estado crítico no considera un factor de resistencia adicional (c' - Cohesión efectiva), indicando que el material no es capaz de resistir esfuerzos de corte sin algún esfuerzo de confinamiento (véase Figura 2-16).

Figura 2-16. CSL en el plano p' vs q .

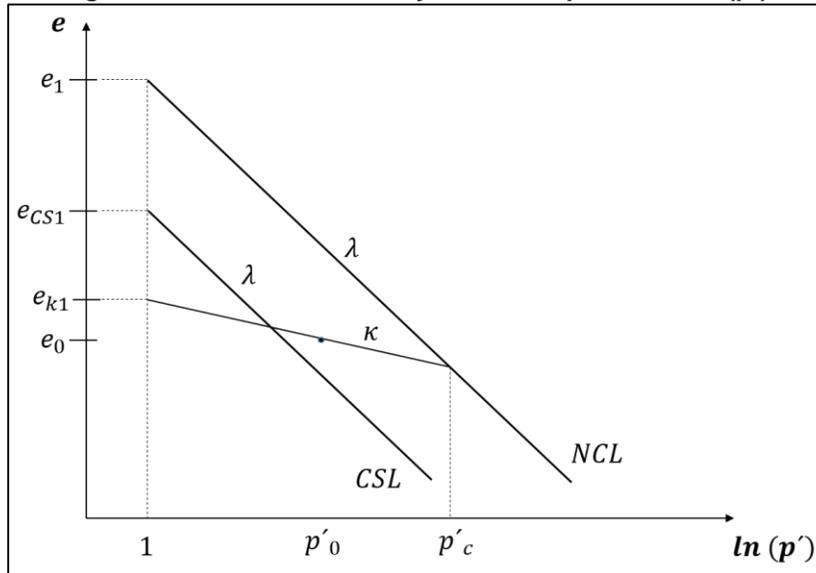


El parámetro M se relaciona con el ángulo ϕ' del criterio de falla de Mohr Coulomb mediante la ecuación:

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad \text{Ecuación 2-63}$$

La segunda, Ecuación 2-61, representa una línea paralela a la línea de consolidación normal (NCL) en el plano e vs $\ln(p')$, como se observa en la Figura 2-17.

Figura 2-17. Gráfica de NCL y CSL en el plano e vs $\ln(p')$.



2.4.2.2 Desarrollo del modelo

Ahora, retomando el concepto de elasto-plasticidad, se tiene que para su definición completa hay que considerar los siguientes cuatro elementos:

- Características elásticas:

Dentro del rango elástico del comportamiento inicial del material, tal como se vio en el capítulo 2.4.1, las deformaciones axiales y las deformaciones angulares se encuentran desacopladas. En esta redefinición del modelo de elasticidad para suelos, que incorpora las propiedades de deformación del ensayo de consolidación, continúa sucediendo lo mismo, porque las deformaciones volumétricas son función únicamente de la presión (p) y las deformaciones cortantes del esfuerzo desviador (q).

Se sabe que las deformaciones elásticas tienen lugar en el tramo de la recompresión en una curva de consolidación. Para definir el modelo elástico se utiliza la teoría incremental, partiendo de la ecuación de la recta de recompresión, Ecuación 2-58, y a la cual se le aplica la operación de derivación para que desencadene en

$$\dot{e} = -\kappa \cdot \frac{\dot{p}'}{p'} \quad \text{Ecuación 2-64}$$

Con base en la Ecuación 2-34 que relaciona la deformación volumétrica con la relación de vacíos se obtiene

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \cdot \dot{p}' \quad \text{Ecuación 2-65}$$

De la Ecuación 2-43 y Ecuación 2-51

$$\varepsilon_v^e = \frac{(1 - 2\nu)}{E} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

$$\varepsilon_v^e = \frac{3(1 - 2\nu)}{E} \cdot \frac{(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)}{3}$$

$$\varepsilon_v^e = \frac{3(1 - 2\nu)}{E} \cdot (p')$$

Si se define el módulo de rigidez volumétrica

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad \text{Ecuación 2-66}$$

Se llega a la expresión:

$$\varepsilon_v^e = \frac{1}{K} \cdot (p') \quad \text{Ecuación 2-67}$$

Derivando la anterior ecuación

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{1}{K} \cdot (\dot{p}')$$

E igualándola a la Ecuación 2-65 y despejando K se obtiene:

$$K = \frac{(1 + e_0) p'}{\kappa} \quad \text{Ecuación 2-68}$$

Para las deformaciones cortantes elásticas se utiliza la relación proveniente del ensayo triaxial:

$$e_q^e = \frac{\dot{q}}{3G} \quad \text{Ecuación 2-69}$$

Ahora se observa que el Módulo de Young (Ecuación 2-66) y el módulo cortante (Ecuación 2-42) son dependientes también de la relación de vacíos, de la presión y de la pendiente de la línea de recompresión. La rigidez aumenta cuando el confinamiento o la compactación aumentan.

$$E = \frac{3(1 - 2\nu)(1 + e_0) p'}{\kappa} \quad \text{Ecuación 2-70}$$

$$G = \frac{3(1-2\nu)(1+e_0)p'}{2(1+\nu)\kappa} \quad \text{Ecuación 2-71}$$

En forma matricial, el comportamiento elástico del suelo queda representado por:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\kappa}{(1+e_0)p'} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-72}$$

Equivalente a:

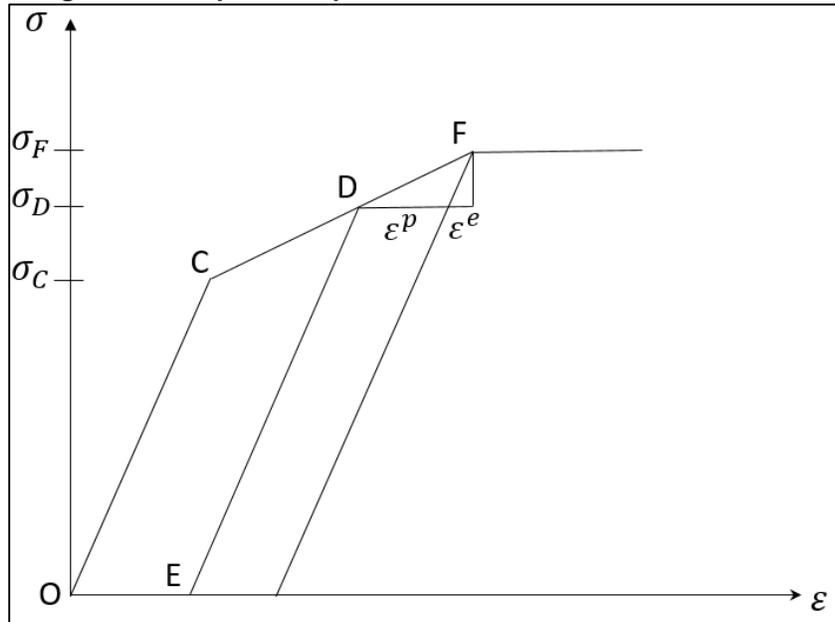
$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\kappa}{(1+e_0)p'} & 0 \\ 0 & \frac{2(1+\nu)\kappa}{9(1-2\nu)(1+e_0)p'} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-73}$$

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{bmatrix} = \frac{\kappa}{p'(1+e_0)} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \frac{2(1+\nu)}{9(1-2\nu)} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-74}$$

- Superficie de fluencia

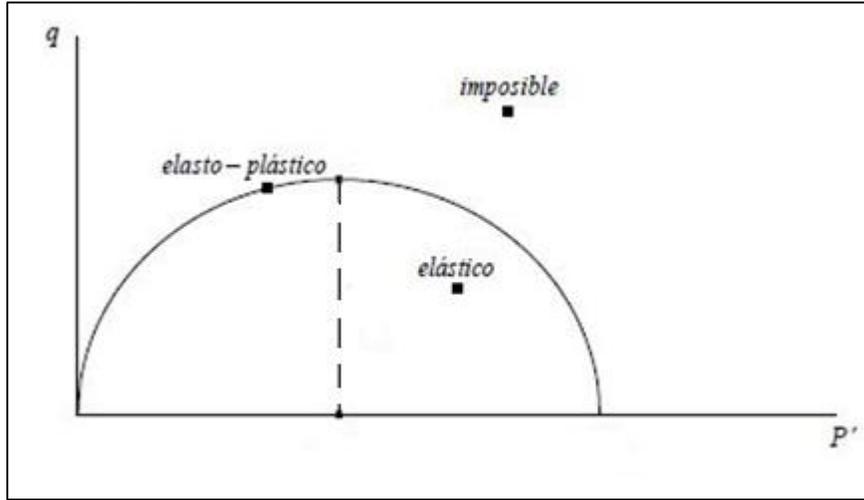
En la Figura 2-18 se muestra una curva típica de esfuerzo deformación en donde se evidencian puntos clave de la propuesta de un modelo elasto-plástico. El material es cargado desde el punto O hasta el punto C y su respuesta es completamente elástica lineal. Si el material se descargara volvería a su posición inicial en O. Cuando el esfuerzo aplicado sobrepasa C se evidencia una disminución de la rigidez del material, obteniéndose deformaciones mayores. En ese momento, al pasar C, el material se comporta elastoplásticamente, deformándose en parte plástica y en parte elásticamente. Se continúa avanzando en esfuerzos y se llega al punto D, donde se descarga y el material recupera las deformaciones elásticas con una trayectoria paralela a la línea OC y llega al punto E. Si se vuelve a cargar desde E, el material se comporta elásticamente hasta el punto D, donde vuelve a entrar en estado de fluencia hasta el punto F, con una deformación plástica ε^p y una elástica ε^e . Los puntos C y D actúan como una especie de puntos límite a partir de los cuales hay una deformación elasto plástica. Se destaca que el material situado en el punto E es más duro que en el punto O, ya que el esfuerzo de fluencia es mayor; adicionalmente, el punto de fluencia del primer ciclo de carga (C) es una propiedad inherente del material y no depende de la trayectoria de esfuerzos que se siga. Finalmente, cuando se alcanza el punto F ocurren grandes deformaciones para un mismo esfuerzo y se considera el material como fallado.

Figura 2-18. Típico comportamiento Esfuerzo vs Deformación.



La superficie de fluencia F es una función límite que, dependiendo del estado de esfuerzos en el que se encuentre un material, determina si éste tiene deformaciones elásticas o plásticas, similar a los puntos C y D en la Figura 2-18. Es una función de la forma $F(p', q, \kappa)$ para suelos, en donde para valores de $F < 0$ el estado de esfuerzos se encuentra en el rango elástico, con valores de $F = 0$ ocurre la fluencia y, por último, los valores de $F > 0$ son inadmisibles (imposibles). El valor de κ es el que introduce un aumento sucesivo en el límite de elasticidad. Un ejemplo de una superficie de fluencia en un plano de esfuerzos (p', q) se muestra en la Figura 2-19.

Figura 2-19. Superficie de Fluencia en el espacio p' , q .



Específicamente, para el modelo Cam Clay Modificado, se tiene que la ecuación de la superficie de fluencia tiene la forma:

$$F = q^2 + M^2 p' (p' - p'_c) = 0 \quad \text{Ecuación 2-75}$$

También se puede expresar como:

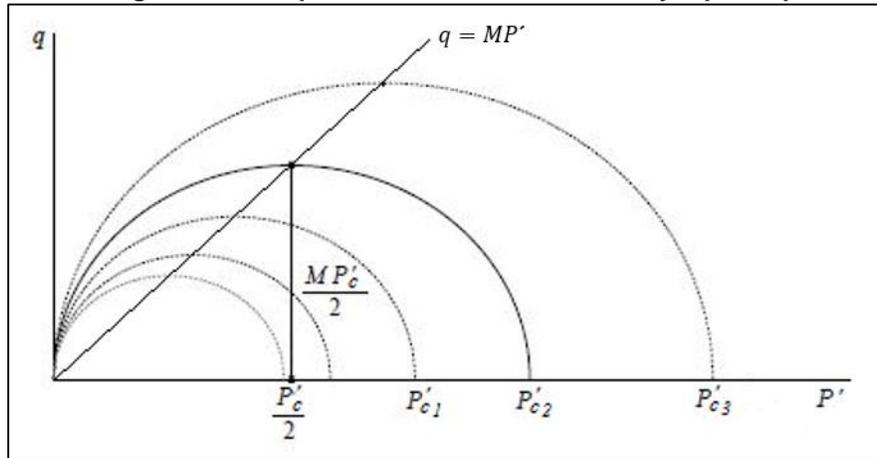
$$\frac{p'}{p'_c} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad \text{Ecuación 2-76}$$

donde $\eta = q/p'$. O, por último, explícitamente escrita:

$$q = M p' \sqrt{\frac{p'_c}{p'} - 1} \quad \text{Ecuación 2-77}$$

Las anteriores fórmulas representan una elipse en el plano p' vs q , que depende del valor de la presión de preconsolidación y de M . El valor de M se asume constante a lo largo del tiempo, pero del valor de p'_c variará con el tiempo a medida que el material tiene deformaciones elastoplásticas. Para una mayor claridad se presenta la Figura 2-20, en donde se observa la forma de la superficie de fluencia y sus principales características. Se aprecia que las curvas se encuentran centradas en el eje de las presiones; pasan por el origen de coordenadas (condición de no resistencia de cortante cuando no hay confinamiento) con una pendiente vertical; y cuando su valor respectivo de p'_c aumenta, el rango elástico aumenta también (dirección p'_{c1} a p'_{c3}). Adicionalmente se observa que el punto donde la pendiente de la curva es cero (punto de mayor valor de esfuerzo cortante) se obtiene cuando $p' = p'_c/2$.

Figura 2-20. Superficie de Fluencia Cam Clay – p' vs q



Si se deriva implícitamente la Ecuación 2-75 se llega a un estado incremental

$$(M^2 - \eta^2) p \dot{p}' + 2 \eta p \dot{q} - M^2 p \dot{p}'_c = 0 \quad \text{Ecuación 2-78}$$

y haciendo operaciones matemáticas, por conveniencia para obtener una expresión útil cuando se defina la matriz del comportamiento plástico, se obtiene:

$$\frac{(M^2 - \eta^2) \dot{p}'}{(M^2 + \eta^2) p'} + \frac{2 \eta}{(M^2 + \eta^2) p'} \frac{\dot{q}}{p'} - \frac{\dot{p}'_c}{p'_c} = 0 \quad \text{Ecuación 2-79}$$

donde nuevamente se evidencia que la presión de preconsolidación es una variable que define la variación de la función de la superficie de fluencia.

- Función de potencial plástico

El potencial plástico H es la función de esfuerzos cuyo gradiente determina la dirección del incremento de las deformaciones plásticas (ε^p) que tiene un material cuando entra en fluencia. Se encuentra expresada de la siguiente manera:

$$\varepsilon^p = \beta \cdot \nabla H \quad \text{Ecuación 2-80}$$

donde β es una constante de proporcionalidad dependiente de la ley de endurecimiento adoptado. Dependiendo del esfuerzo a considerar se puede tener una ecuación específica,

$$\varepsilon^p_{i,j} = \beta \cdot \frac{\partial H}{\partial \sigma_{i,j}} \quad i, j = 1, 2, 3 \quad \text{Ecuación 2-81}$$

Por ejemplo para la presión y el esfuerzo desviador se tiene:

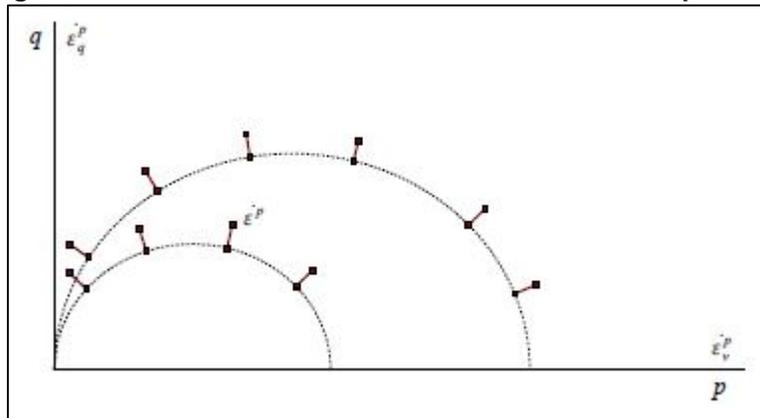
$$\varepsilon_v^p = \beta \cdot \frac{\partial H}{\partial p} \quad \text{Ecuación 2-82}$$

$$\varepsilon_q^p = \beta \cdot \frac{\partial H}{\partial q} \quad \text{Ecuación 2-83}$$

El potencial plástico funciona como una ley de flujo similar a la observada en la ley de Darcy, donde el gradiente de la función de cabeza total determinaba la dirección del flujo del líquido a través del medio poroso.

La función gradiente hace implícitamente que la dirección del incremento de deformación plástica sea perpendicular a la función de potencial plástico H, indicando la dirección en la que el campo H varía más rápidamente. Cuando la función de la superficie de fluencia es igual a la de potencial plástico se habla del uso de plasticidad asociada. Lo anterior implica que los incrementos de deformación plástica ahora serían perpendiculares a la función del límite elástico. Una gráfica general que representa los incrementos de deformación plástica para varias combinaciones de esfuerzos dentro de una misma superficie de fluencia se muestra en la Figura 2-21.

Figura 2-21. Dirección de incrementos de deformación plástica.

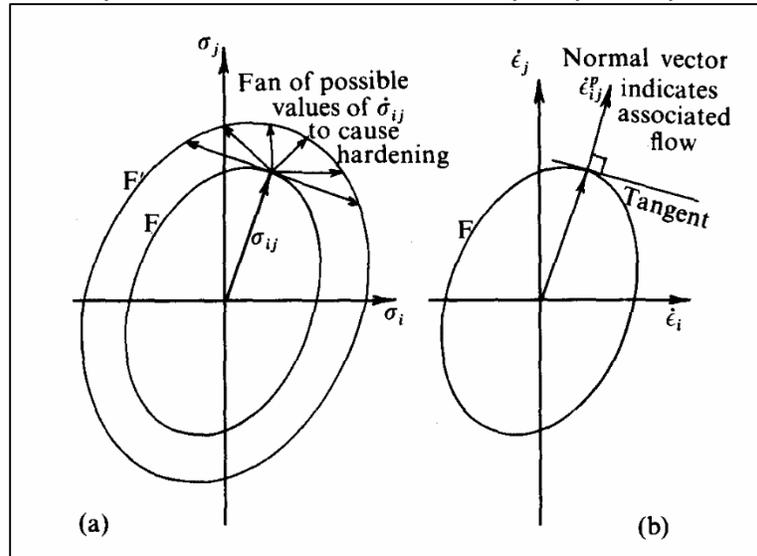


Como explicación física de la elección de una función gradiente (perpendicularidad) para una plasticidad asociada, Drucker realizó un postulado en el que establece que para que un material plástico sea estable el trabajo realizado durante la fluencia debe ser mayor o igual a cero. En la Figura 2-22 a. se observa una superficie de fluencia (igual a la de potencial plástico) y una variada gama de incrementos de esfuerzos que producirían el mismo incremento de deformación plástica. El trabajo realizado sería igual al producto punto entre el vector incremento de esfuerzo y el vector incremento de deformaciones plásticas,

$$\vec{\sigma}_{ij} \cdot \vec{\varepsilon}_{ij}^p$$

Tal como se muestra en la Figura 2-22.b., la única dirección del incremento de deformación plástica para la que el trabajo realizado siempre será mayor o igual a cero es aquella perpendicular a la superficie de fluencia, teniendo en cuenta que un incremento de esfuerzo en la dirección hacia el origen (hacia adentro de la superficie de fluencia) no generaría plastificación.

Figura 2-22. Ley de Normalidad – Postulado de Drucker.
(Tomado de Shofield and Wroth (1968) CSSM)



En el caso puntual del modelo Cam Clay Modificado se utiliza la plasticidad asociada, lo que implica que la función de potencial plástico es igual a la función de la superficie de fluencia expuesta en la Ecuación 2-75, por lo que:

$$H = q^2 + M^2 p' (p' - p'_c) \quad \text{Ecuación 2-84}$$

Reemplazando y operando en la Ecuación 2-82 y Ecuación 2-83 se llega a la expresión que define los incrementos de deformaciones plásticas:

$$\varepsilon_v^p = \beta M^2 (2p' - p'_c) \quad \text{Ecuación 2-85}$$

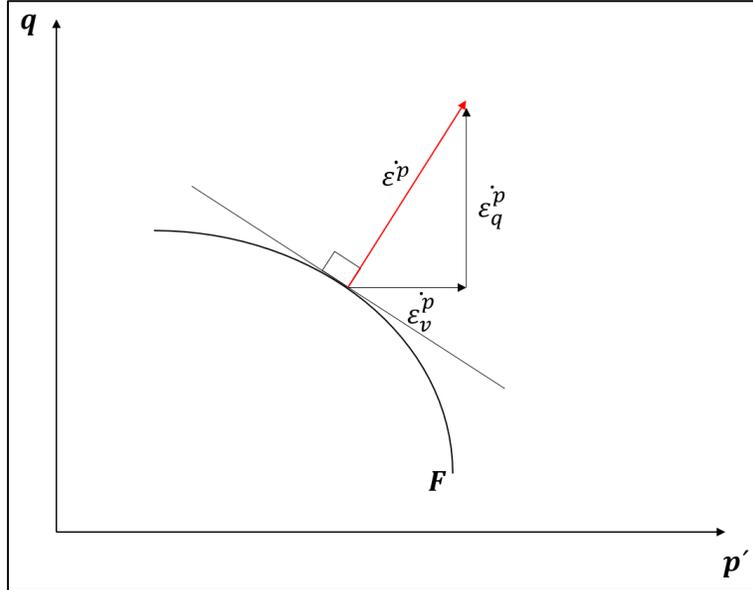
$$\varepsilon_q^p = \beta 2q \quad \text{Ecuación 2-86}$$

Con las anteriores ecuaciones no se puede aún determinar la magnitud del incremento de deformación plástica (β no se encuentra definido); sin embargo, si permite determinar su dirección:

$$\frac{\varepsilon_q^p}{\varepsilon_v^p} = \frac{2q}{M^2 (2p' - p'_c)} = \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \quad \text{Ecuación 2-87}$$

En la Figura 2-23 se encuentra representado el vector incremento de deformación plástica y sus respectivas componentes, cuando está aplicado el principio de normalidad.

Figura 2-23. Componentes del vector incremento de deformación plástica.



- Ley de endurecimiento

Tomando como referencia nuevamente la Figura 2-18 se observa que cuando el material se encuentra viajando en la línea CF varios esfuerzos de fluencia son alcanzados. La “expansión” o aumento del valor del esfuerzo de fluencia está relacionada con el incremento de deformación plástica que se le imprima al material. Esta expansión también se puede observar en la Figura 2-22.a., cuando la superficie de fluencia F pasa a ser F' . La función que describe la forma en que se expande la superficie de fluencia (mayor dureza del material, mayor rango elástico) se denomina ley de endurecimiento.

Varias fórmulas de endurecimiento usadas de forma frecuente asumen que la superficie de fluencia se expande uniformemente durante la plastificación, cambiando su tamaño, pero no su forma; a lo que se denomina Endurecimiento Isotrópico. Otras reglas asumen que la superficie se desplaza en el espacio de esfuerzos sin cambiar su tamaño. Pero ninguna de las anteriores puede simular completamente el comportamiento del suelo, ya que se espera que la superficie de fluencia se desplace, se expanda y, además, se distorsione.

Se da por hecho que las deformaciones elastoplásticas que sufre un material en un ensayo de consolidación ocurren cuando el material toma la trayectoria de la línea de consolidación normal (NCL) correspondiente a la Ecuación 2-57.

Ahora, derivando la ecuación de la línea de consolidación normal, se tiene la relación incremental

$$\dot{e} = -\lambda \frac{\dot{p}'}{p'} \quad \text{Ecuación 2-88}$$

Mediante la mecánica de suelos y como se vio anteriormente se puede realizar la transformación:

$$\varepsilon_v = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \frac{\dot{p}'}{p'} \quad \text{Ecuación 2-89}$$

que relaciona el incremento de la deformación volumétrica total, con respecto a la presión.

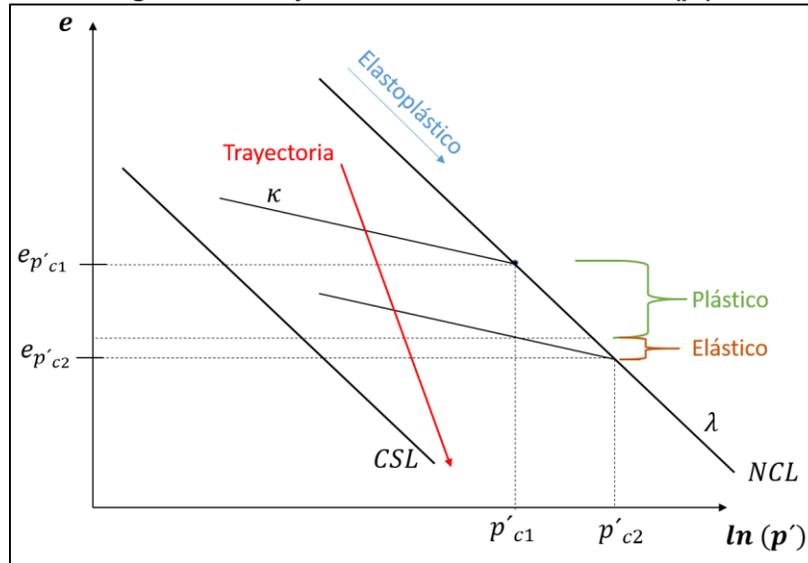
Pero cuando un esfuerzo p' se encuentra sobre la línea de consolidación normal su convención puede cambiar a p'_c , porque son esfuerzos que se pueden convertir en esfuerzos de preconsolidación, si se realizara una descarga en ese punto. Así que

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \frac{\dot{p}'_c}{p'_c} \quad \text{Ecuación 2-90}$$

Cualquier trayectoria de esfuerzos en elastoplasticidad se puede asociar con la línea NCL, ya que cuando se progresa en el tiempo la trayectoria va cruzando sucesivas líneas de recompresión, que indican nuevos y sucesivos esfuerzos de preconsolidación. Para tener un mejor entendimiento se encuentra la Figura 2-24, en donde se encuentra graficada una trayectoria aleatoria de esfuerzos y las líneas de consolidación normal y del estado crítico. El incremento se ocurre en la línea de trayectoria de esfuerzos pero se “trasladan” a la NCL. Allí el incremento va desde p'_{c1} a p'_{c2} con lo que se obtiene una variación de volumen total desde $e_{p'_{c1}}$ hasta $e_{p'_{c2}}$. La componente elástica de esta deformación está dada por la pendiente de la línea de recompresión κ , y su diferencial se encuentra dado, con base en la Ecuación 2-65, por.

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \frac{\dot{p}'_c}{p'_c} \quad \text{Ecuación 2-91}$$

Figura 2-24. Ley de endurecimiento – e vs ln (p').



Por último sólo queda calcular el incremento de la deformación volumétrica plástica, que será la diferencia entre el incremental total y el plástico.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1 + e_0)} \cdot \frac{\dot{p}'_c}{p'_c} \quad \text{Ecuación 2-92}$$

O

$$\dot{p}'_c = \frac{(1 + e_0)}{(\lambda - \kappa)} \cdot p'_c \cdot \dot{\varepsilon}_v^p \quad \text{Ecuación 2-93}$$

La anterior ecuación relaciona el cambio en el esfuerzo de preconsolidación (aumento del tamaño de la superficie de fluencia) con los cambios de deformación plástica volumétrica.

- Acoplamiento de la matriz de comportamiento plástico

Ya se han definido todas las propiedades que forman un modelo elástico y ahora únicamente queda reunir aquellas referentes a la plasticidad para constituir las leyes esfuerzo-deformación que aplican luego que el material sobrepasa el límite elástico.

Primero se toma la Ecuación 2-79 generada de la superficie de fluencia y se opera para que quede de la siguiente forma

$$\frac{\dot{p}'_c}{p'_c} = \frac{(M^2 - \eta^2)}{(M^2 + \eta^2)} \frac{\dot{p}'}{p'} + \frac{2\eta}{(M^2 + \eta^2)} \frac{\dot{q}}{p'} \quad \text{Ecuación 2-94}$$

Reemplazando la ecuación anterior en la Ecuación 2-92 (ley de endurecimiento) se obtiene la relación entre el incremento de deformación volumétrica plástica con el incremento de los esfuerzos de presión y cortante, así

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1 + e_0)} \cdot \left[\frac{(M^2 - \eta^2) \dot{p}'}{(M^2 + \eta^2) p'} + \frac{2 \eta}{(M^2 + \eta^2)} \frac{\dot{q}}{p'} \right] \quad \text{Ecuación 2-95}$$

Luego se incorpora la ecuación de ley de flujo (Ecuación 2-87), que relaciona el incremento de la deformación plástica volumétrica y de la plástica cortante, y se reorganiza así:

$$\dot{\varepsilon}_q^p = \left(\frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \right) \dot{\varepsilon}_v^p \quad \text{Ecuación 2-96}$$

Sustituyendo la Ecuación 2-95 en la anterior expresión se consigue la relación entre el incremento de deformación cortante plástica y el incremento de la presión y del esfuerzo desviador:

$$\dot{\varepsilon}_q^p = \frac{(\lambda - \kappa)}{(1 + e_0)} \cdot \left(\frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \right) \cdot \left[\frac{(M^2 - \eta^2) \dot{p}'}{(M^2 + \eta^2) p'} + \frac{2 \eta}{(M^2 + \eta^2)} \frac{\dot{q}}{p'} \right] \quad \text{Ecuación 2-97}$$

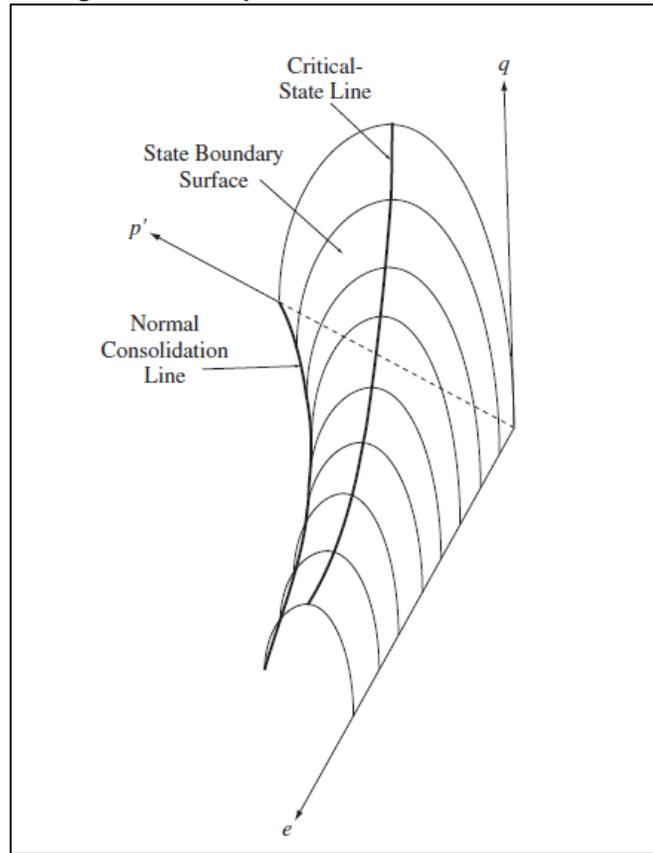
Por último se organizan la Ecuación 2-95 y la Ecuación 2-97 en forma matricial, obteniendo la ley de comportamiento plástico del material:

$$\begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^p \\ \dot{\varepsilon}_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{p' (1 + e_0)(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} (M^2 - \eta^2) & (2 \eta) \\ (2 \eta) & \left(\frac{4 \eta^2}{M^2 - \eta^2} \right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2-98}$$

De esta forma, el modelo Cam Clay Modificado queda definido a cabalidad, utilizando la Ecuación 2-74 (esfuerzo-deformación elástica) en todo el proceso de carga y la Ecuación 2-98 cuando el material se plastifica.

El modelo Cam Clay Modificado genera una unión tridimensional entre el plano de esfuerzos (p' vs q) y el plano de deformaciones de consolidación isotrópica (e vs p' , donde $q = 0$). Una visualización del anterior concepto se plasma en la Figura 2-25. De esta forma, para definir el estado del material se requiere conocer dos variables de entre p' , p'_c y e , y como tercera variable se requiere a q .

Figura 2-25. Superficie de Fluencia MCC - 3D.



En la Figura 2-26 se enuncian las características que tiene la superficie de fluencia en compañía de la línea del estado crítico. Se observa que al seguirse una trayectoria de esfuerzos como la OA, se van cruzando varias superficies de fluencia y éstas se van expandiendo para generar un mayor rango elástico. Cuando el material se encuentra en la condición de esfuerzos del punto A llega al estado crítico, cuando ya no hay cambios de volumen en el diferencial de análisis. Sólo hay deformación cortante, equivalente a un vector de incremento de deformación plástica total con dirección vertical hacia arriba (Referirse a la Figura 2-23). También se conoce que cuando no hay incremento en la deformación volumétrica plástica, el incremento de esfuerzo de preconsolidación es nulo (véase Ecuación 2-93), lo que implica que cuando se llega a la línea del estado crítico la superficie de fluencia mantiene su tamaño constante. Si se desea calcular la magnitud de la deformación plástica en el estado crítico, ya no funciona la Ecuación 2-97, por lo que se debe recurrir a la expresión de la realización de trabajo plástico coaxial como se muestra a continuación:

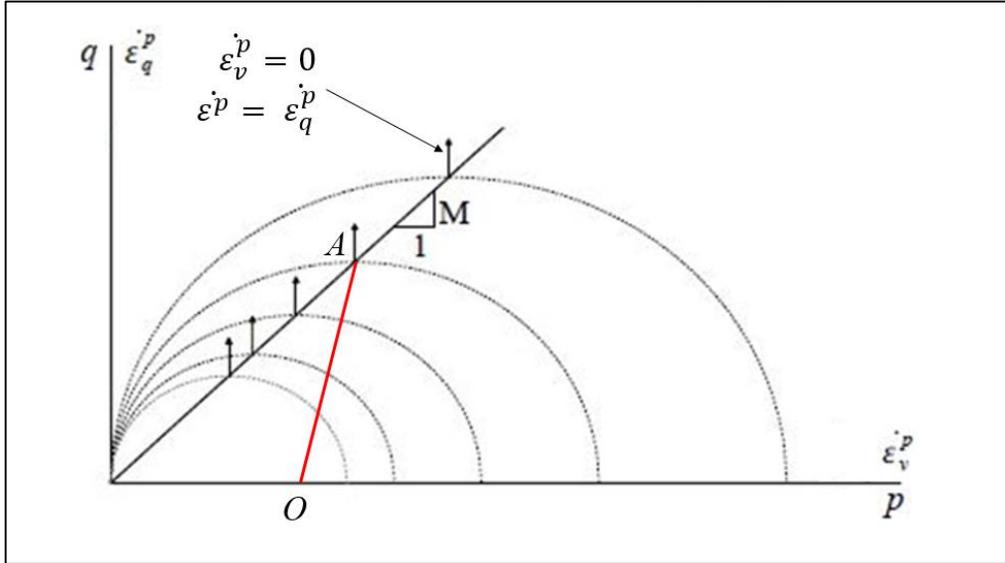
$$\dot{w}^p = p' \dot{\epsilon}_v^p + q \dot{\epsilon}_q^p \quad \text{Ecuación 2-99}$$

y sabiendo que $\dot{\epsilon}_v^p = 0$, entonces

$$\dot{\varepsilon}_q^p = \frac{\dot{w}^p}{q}$$

Ecuación 2-100

Figura 2-26. Estado Crítico en MCC $-p'$ vs q .

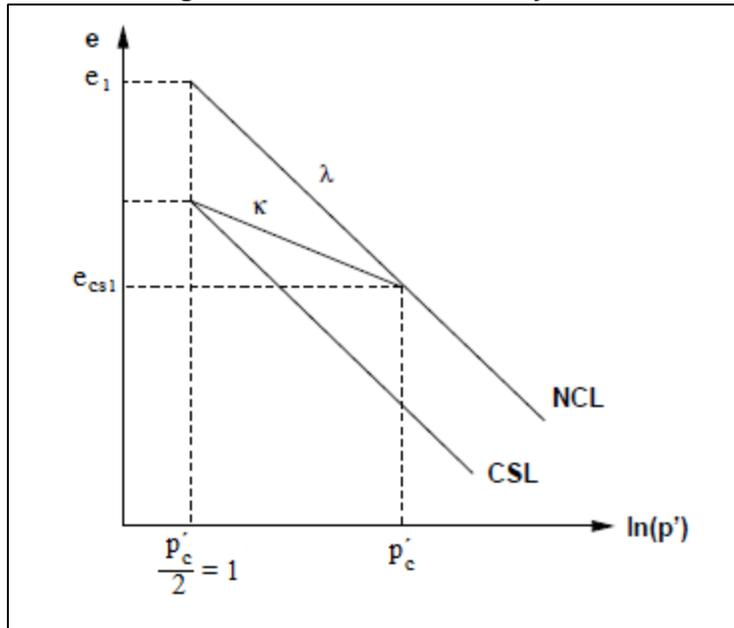


Cuando el material llega al punto de máxima deformación el valor del esfuerzo p' es igual a la mitad del esfuerzo de preconsolidación (p'_c) correspondiente a la superficie de fluencia en cuestión. Para que se cumplan las condiciones de estado crítico, el punto debe estar en la línea del estado crítico también en el espacio de p' vs e , que se encuentra determinada por la Ecuación 2-61, en donde ahora el parámetro e_{cs1} queda determinado de la siguiente manera, con base en la primera premisa de este párrafo y en la Figura 2-27:

$$e_{cs1} = e_1 - (\lambda - \kappa) \cdot \ln(2)$$

Ecuación 2-101

Figura 2-27. Relación entre e_1 y e_{cs1}



2.5 Instrumentación geotécnica

Cuando un proyecto geotécnico es realizado y se desea conocer su comportamiento in situ durante construcción y operación se instalan una serie de instrumentos que permiten determinar la magnitud de parámetros como la presión de poros, esfuerzos y asentamientos, entre otros. Con estos datos se puede verificar la correcta proyección de la estructura, comparando las predicciones realizadas en la etapa de diseño con los valores “reales” que arrojan ahora las herramientas de auscultación. Con esta recolección de datos también se pueden formular tendencias de comportamiento en pequeños diferenciales de tiempo; por ejemplo, se tienen valores de presiones bastante elevados y se tienen lecturas de grandes deformaciones, se puede suponer que la estructura fallará y se puede tomar un plan de contingencia adecuado para salvar la vida de la obra o generar metodologías para mitigar las consecuencias del fallo.

Hoy en día las presas se encuentran completamente monitoreadas para generar un plan de seguimiento y análisis de la respuesta de la estructura ante las diversas condiciones del entorno en la que opera, debido a la magnitud de la obra y la zona de afectación que tiene en ocasión de una posible falla. A continuación se da una descripción de la forma, utilidad y funcionamiento de los principales instrumentos geotécnicos instalados en presas

2.5.1 Piezómetros

Los piezómetros son instrumentos destinados a medir la presión de poros que existe dentro del suelo cuando éste se encuentra saturado (mayoría de ocasiones) o parcialmente

saturado. Cuando se encuentra activa la primera condición las presiones de poros son positivas y hacen que el esfuerzo efectivo del suelo disminuya, lo que puede incurrir en una falla por cortante. También la presión de poros es determinante en la generación de flujo preferencial en alguna dirección y cuando se tiene una velocidad de infiltración y bajos esfuerzos efectivos se puede presentar un fracturamiento hidráulico, por ejemplo dentro de una presa con núcleo de arcilla. Así que es de vital importancia hacer un seguimiento a la presión de poros en el desarrollo de un proyecto geotécnico.

Existen diversos tipos de piezómetros, cada uno con sus ventajas y requerimientos específicos. En esta sección se presenta el piezómetro de Casagrande, neumático y de hilo vibrátil

- Piezómetro de Casagrande

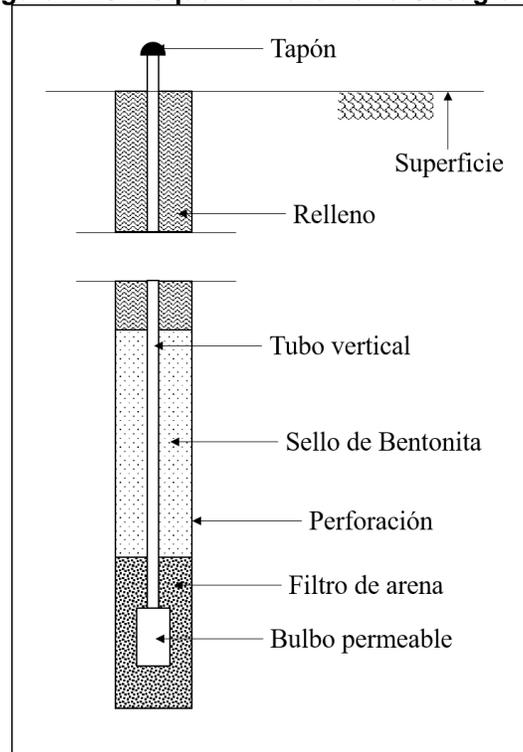
Para comenzar, se habla del piezómetro de tubo abierto o piezómetro de Casagrande (en honor a su inventor Arthur Casagrande). Este instrumento consta de un filtro de arena, un bulbo permeable (poroso) y una tubería vertical, de diámetro pequeño y normalmente en PVC, que se lleva hasta superficie, tal como se aprecia en la Figura 2-28. Para la construcción del piezómetro se realiza una perforación mecánica y se emplazan tres capas de material. La capa inferior (filtro de arena) es donde se aloja el bulbo permeable y sirve como medio de transición y comunicante entre el suelo circundante y el tubo vertical, además de obstruir el paso de material fino que pueda taponar el bulbo. La capa intermedia es un sello de bentonita, cuya función principal es garantizar que la atracción del agua se haga únicamente en el estrato donde se encuentra el filtro de arena; es decir, limitar la zona de estudio a un estrato específico. La capa superior es un relleno, normalmente limo arcilloso, para suplir el espacio de material extraído por la perforación y arribar hasta la superficie.

Cuando el agua entra al filtro llega con una energía determinada que se expresa en la elevación del nivel de agua dentro del tubo vertical. Si la altura de agua llega hasta el nivel freático supuesto el suelo se encuentra en una condición hidrostática; pero cuando es mayor, se tendría un exceso de presión de poros (véase Capítulo 2.3.3) generado por una sobrecarga, lo que requiere más atención porque se está disminuyendo la resistencia del suelo indirectamente.

Para la lectura del instrumento se requiere de un operador de campo que tenga como herramienta una sonda eléctrica, la cual introduce a través de la boquilla en superficie del tubo vertical y toma la lectura de la profundidad del nivel de agua. La sonda es básicamente un circuito abierto que cuando entra en contacto con el agua emite una señal que le permite saber al operador donde está su profundidad objetivo.

Una posible desventaja del piezómetro Casagrande es que el tiempo para que se establezca el nivel de agua dentro del tubo depende de la permeabilidad que presente el medio en estudio, y si por ejemplo, se está en un suelo fino con una sobrecarga de aplicación rápida, este tiempo puede ser demasiado largo para los fines del estudio.

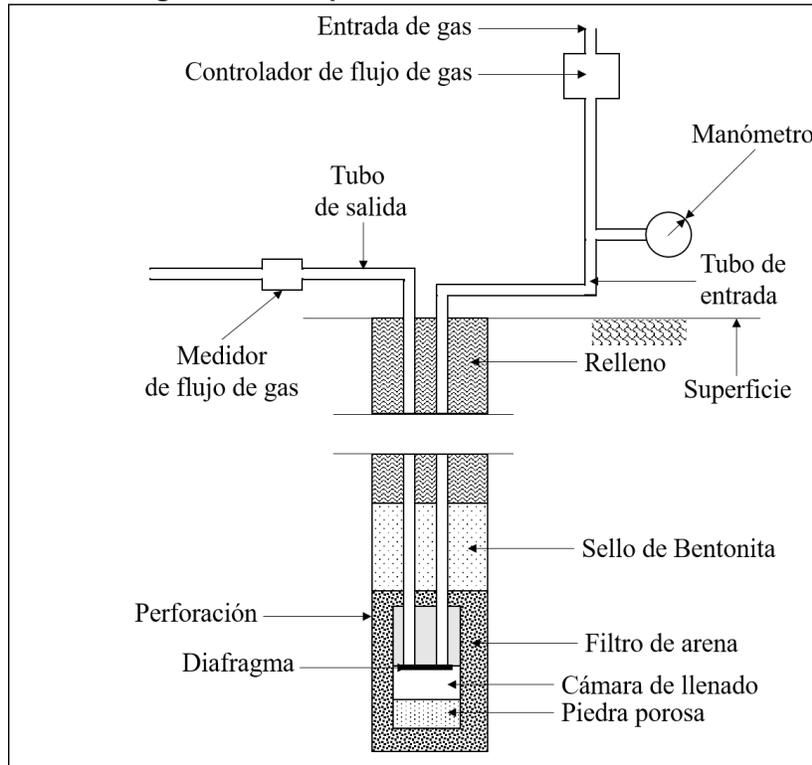
Figura 2-28. Esquema Piezómetro Casagrande.



- Piezómetro neumático

Los piezómetros neumáticos (utilizados en la Presa Alberto Lleras) se encuentran dentro de la familia de los piezómetros cerrados. El aparato consta de un transductor, que toma la energía piezométrica (presión y posición de agua) y la iguala a una energía neumática (presión de gas); y de dos tubos, uno de entrada y otro de salida de gas, que van desde la caseta de toma de datos hasta el punto de instalación directamente al transductor. La Figura 2-29 muestra la disposición general de un piezómetro neumático.

Figura 2-29. Esquema Piezómetro Neumático.



El transductor se encuentra instalado dentro del filtro y está compuesto por una piedra porosa en la punta inferior del mismo, un diafragma de obturación fijado a lo largo del perímetro interno del cuerpo del transductor y una cámara de llenado. Por su parte, la tubería de entrada tiene como componentes de control y medición un manómetro, un medidor de caudal y una válvula de cierre. La perforación realizada y la disposición del relleno en capas funcionales son equivalentes a las expuestas en el piezómetro de Casagrande.

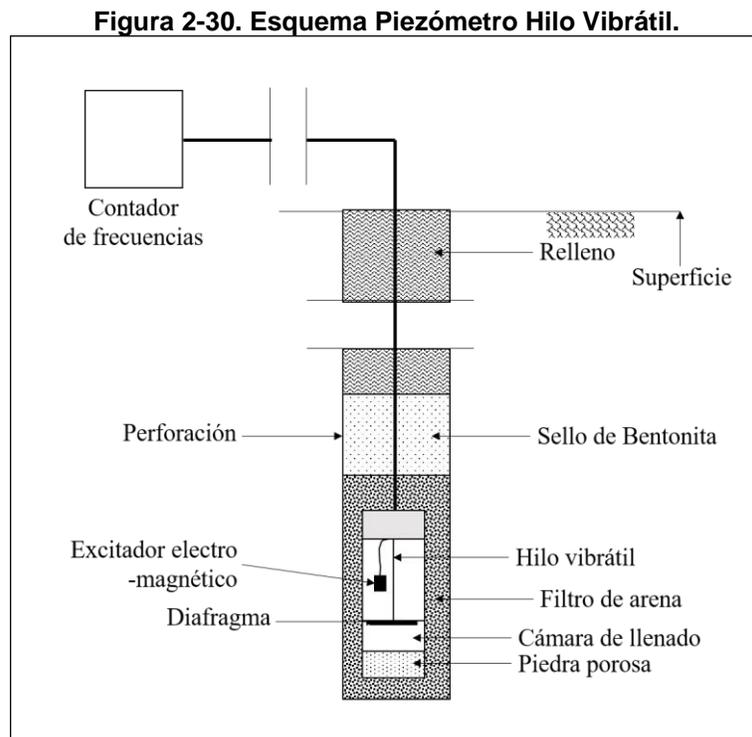
Cuando el agua entra a través de la piedra porosa la cámara de llenado se satura y hace que se tenga la misma presión de poros del suelo circundante. Esta presión de poros hace que el diafragma se deforme hacia arriba y, como está bastante cerca de las tuberías de entrada y salida, hace que éstas queden cerradas sin comunicación entre sí. Para igualar la presión de poros y hacer que el diafragma se defleccione nuevamente hacia abajo se envía gas nitrógeno a presión, haciendo que se vuelvan a comunicar el tubo de entrada y tubo de salida. La lectura de presión de poros será aquella registrada en el manómetro de presión de gas, cuando se alcance un flujo estable previamente calibrado por el instrumentador.

Como ventaja de los piezómetros neumáticos se tiene que el tiempo de respuesta es mucho menor comparado con el de Casagrande, sin embargo, su operación y control de la velocidad del flujo e incrementos de presión del gas, deben ser realizadas con extremo cuidado para generar datos confiables y prevenir el deterioro del sistema.

- Piezómetro de hilo vibrátil

Los piezómetros de hilo vibrátil son de uso común en la instrumentación de proyectos geotécnicos hoy en día, debido a su corto tiempo de respuesta y menores exigencias de operación que en el piezómetro neumático.

Este piezómetro también es un piezómetro cerrado de diafragma, sino que en esta ocasión se tiene un transductor que convierte las presiones de agua en frecuencias de un hilo que vibra cuando es excitado por un impulsor electro-magnético. El esquema respectivo se encuentra en la Figura 2-30.



El hilo o alambre de acero se encuentra sujeto a unas mordazas, anclado en el extremo superior al cuerpo del aparato (fijo) y en su extremo inferior al diafragma (móvil). El hilo se calibra de tal forma que en un estado inicial de cero deformación vibra con su frecuencia natural. Luego, cuando entra en funcionamiento el aparato, la tensión del hilo cambia, dependiente de la deformación de que sufra el diafragma por la variación de presión de poros, lo que produce que la frecuencia del hilo varíe también. Esta variación de frecuencias se puede transformar a presión de poros.

El excitador electro-magnético funciona cuando se emite un pulso de voltaje que induce una variación en el campo magnético y hace que el hilo vibre. Luego, el excitador se convierte también en el receptor de las señales del hilo, porque el alambre al vibrar genera una variación en el voltaje y son percibidas por él. Por último las señales son enviadas a una consola receptora que registra las variaciones en la frecuencia del hilo.

2.5.2 Sensores de Asentamiento

Los sensores o celdas de asentamiento tienen como función principal, tal y como su nombre lo indica, medir los asentamientos de un punto en el relleno de una estructura geotécnica con respecto a un punto de referencia inicial a lo largo del tiempo. Los sensores de asentamiento están compuestos por un sistema hidráulico, que es el que permite fijar un nivel de referencia (o cero) a lo largo del tiempo, y un sistema mecánico o eléctrico encargado de medir las presiones que se inducen por el sistema hidráulico.

En este apartado se describe el funcionamiento del sensor neumático de asentamiento y el funcionamiento del sensor de asentamiento de hilo vibrátil queda como una analogía a lo explicado en la sección 2.5.1 de piezómetros.

El sistema hidráulico comprende un depósito de líquido instalado a una elevación mayor que donde se encuentra la celda de asentamiento y es conocido como reservorio. El reservorio se encuentra conectado a la cámara de llenado del transductor mediante conductos que transportan el líquido a tubo lleno y tiene como función principal crear una cabeza constante de energía determinada por el punto r (véase Figura 2-31). Mediante el concepto de conservación de energía se tiene que

$$h_r = h_o \quad \text{Ecuación 2-102}$$

$$Z_r = Z_o + P_o/\gamma \quad \text{Ecuación 2-103}$$

Cuando la celda (punto O) se asienta una distancia ΔZ la componente de cabeza de posición disminuye, pero la energía total debe permanecer constante gobernada por el punto r (no hay un aumento o pérdida de energía); por lo tanto, debe haber un incremento de presión (ΔP), así:

$$Z_r = (Z_o - \Delta Z) + (P_o/\gamma + \Delta Z)$$

$$Z_r = (Z_o - \Delta Z) + \frac{P_o + \Delta P}{\gamma} \quad \text{Ecuación 2-104}$$

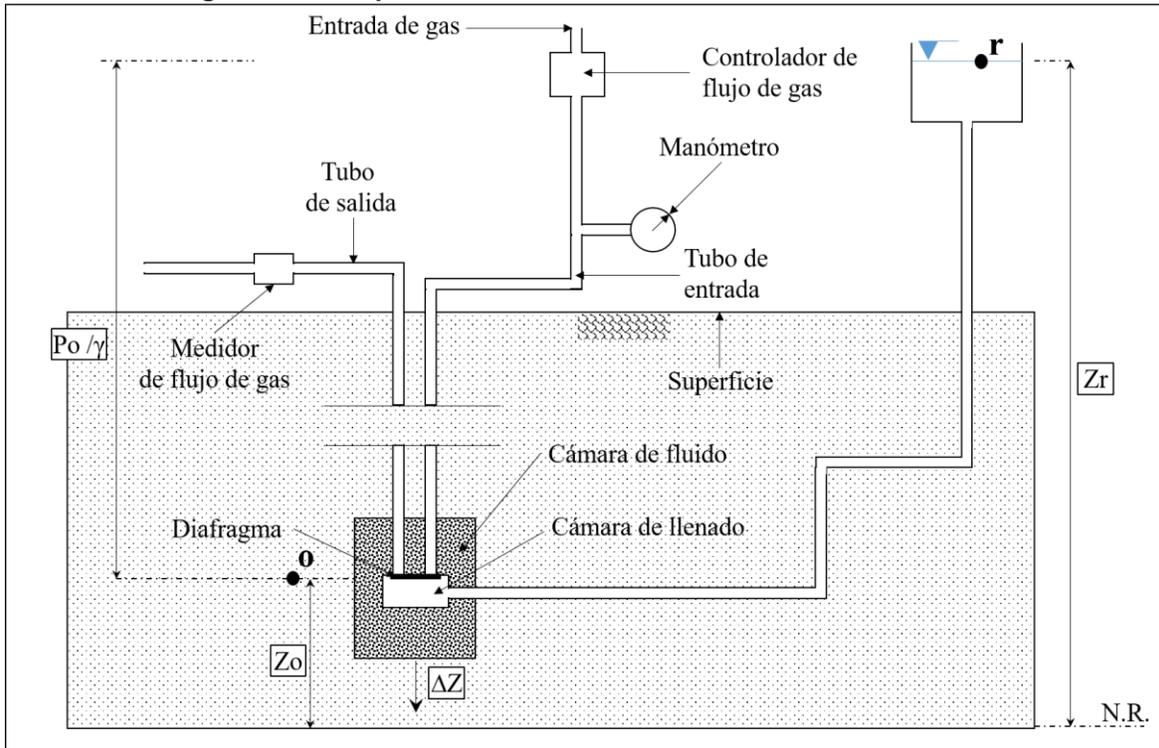
O lo que finalmente se quiere calcular, que es

$$\Delta Z = Z_o - Z_r + \frac{P_o + \Delta P}{\gamma} \quad \text{Ecuación 2-105}$$

Los valores de variación en Z que se obtienen son asimilados como asentamientos hacia el origen de coordenadas.

El sistema neumático (flujo de gas nitrógeno) funciona igual que en los piezómetros neumáticos y permite obtener el valor de ΔP para el cálculo final del asentamiento de la celda en un tiempo determinado de la vida de la estructura geotécnica.

Figura 2-31. Esquema de un Sensor Neumático de Asentamiento.



2.5.3 Mojones superficiales

Los mojones son puntos de referencia topográficos que permiten calcular los movimientos, tanto verticales como horizontales, que ha sufrido una estructura en superficie. Normalmente se encuentran contruidos en concreto con dimensiones que alcanzan los 10 metros y tienen un punto de localización en cobre sobre la cara superior del mismo.

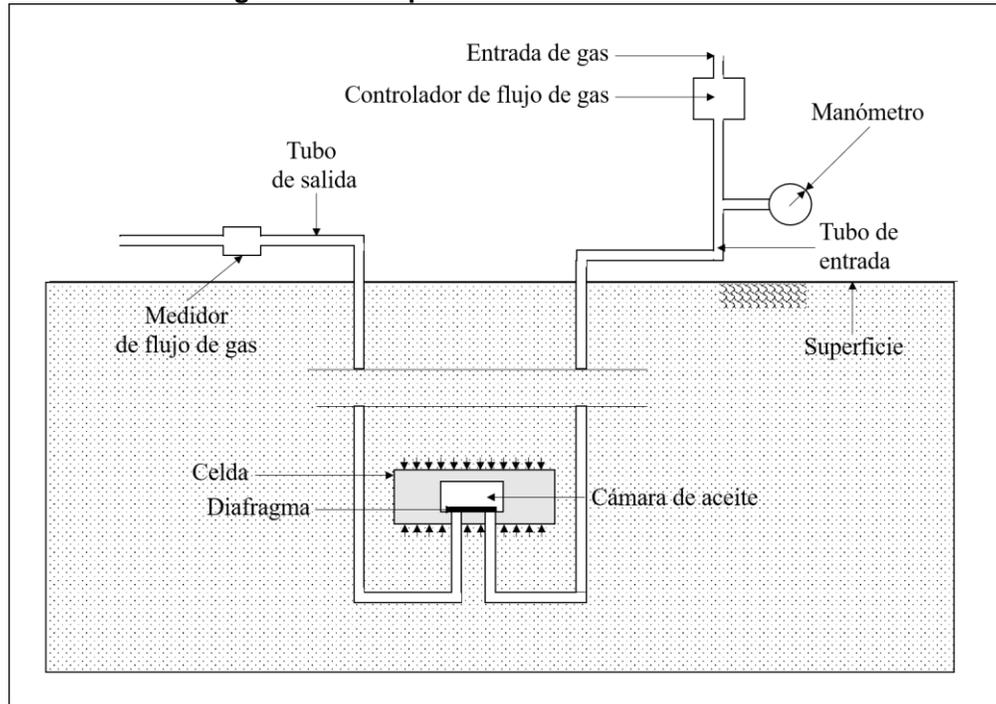
Los mojones se georreferencian en una posición inicial, y, luego, con cada lectura nueva de posicionamiento, se observa cuánto varían sus coordenadas y se determinan los desplazamientos. La precisión de la lectura depende de la precisión de las herramientas topográficas y de ubicación que se tenga; por lo general, los datos recopilados comienzan a tomar importancia desde el valor de un par de decímetros.

2.5.4 Celdas de Presión

Las celdas de presión tienen el objetivo de medir los esfuerzos totales que se desarrollan dentro del relleno de la estructura geotécnica. Al utilizarse en conjunto con los piezómetros se puede obtener el esfuerzo efectivo que tiene el material y así tener un dictamen del confinamiento real que está siendo aplicado al esqueleto del suelo.

En este apartado se describe el funcionamiento de la celda de presión neumática y el funcionamiento de la celda de presión mediante hilo vibrátil queda como una analogía a lo explicado en la sección 2.5.1 de piezómetros.

Figura 2-32. Esquema de una Celda de Presión.



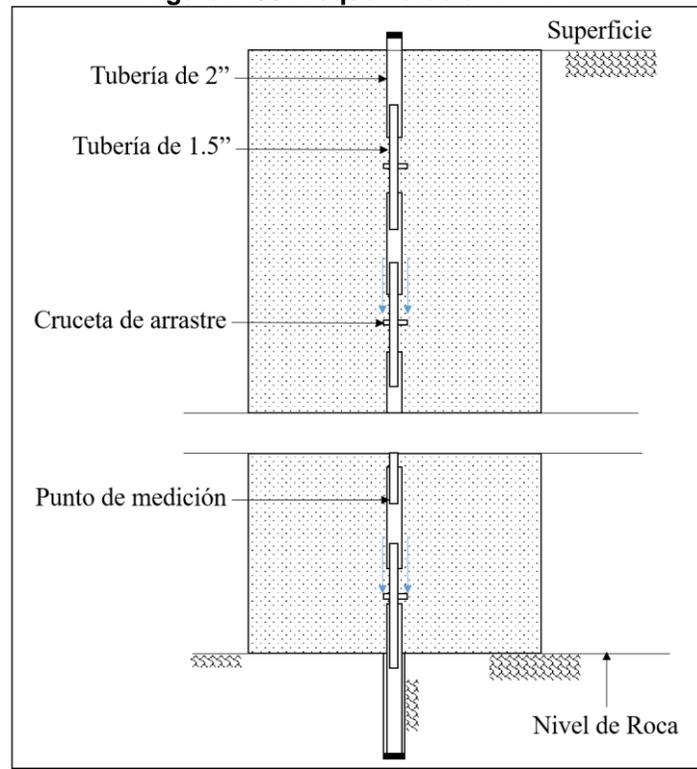
La celda de presión consta de un plato de acero inoxidable, en cuyo interior se encuentra una cámara de llenado, en esta ocasión llena de aceite. Cuando se imponen cargas sobre la celda el aceite toma los esfuerzos y los lleva al transductor neumático (igual principio de funcionamiento que los piezómetros neumáticos) quien determina la presión total ejercida. Una representación de dicho instrumento se encuentra en la Figura 2-32.

2.5.5 Registradores de Movimiento Vertical (RMV)

Los registradores de movimiento vertical tienen como objetivo medir los asentamientos que tiene el relleno en enrocado mediante un tubo global telescópico conformado por una intercalación interna de tubos de 1.5" y 2". A la mitad de cada tubo de 1.5" se encuentra una cruceta que lo abraza y cuya función es la de transmitir la deformación del enrocado al tubo, similar a un anclaje en un punto específico del relleno. El fondo de la tubería telescópica tiene que tener un punto fijo para que se tengan deformaciones totales y no relativas, por lo que ésta se ancla en el fondo a un estrato rocoso donde se asuman que las asentamientos sean mínimos o nulos.

Una imagen aclaratoria del sistema RMV se muestra a continuación:

Figura 2-33. Esquema de un RMV.



Para realizar la medición de cuánto se asienta el relleno y, por lo tanto, el tubo del RMV, se introduce una sonda desde la parte superior de la tubería en superficie y hasta el punto de medición, ubicado en la parte inferior del tubo de 1.5". Este punto de medición se encuentra provisto de una muesca donde la sonda mecánica se detiene y permite tomar la distancia entre la boquilla de la tubería y el punto, a través de una tira metálica graduada que une al operador con la sonda. Para el cálculo del asentamiento para cada punto (distintas elevaciones) se anota la distancia actual hasta el punto de medición y se compara con su distancia inicial.

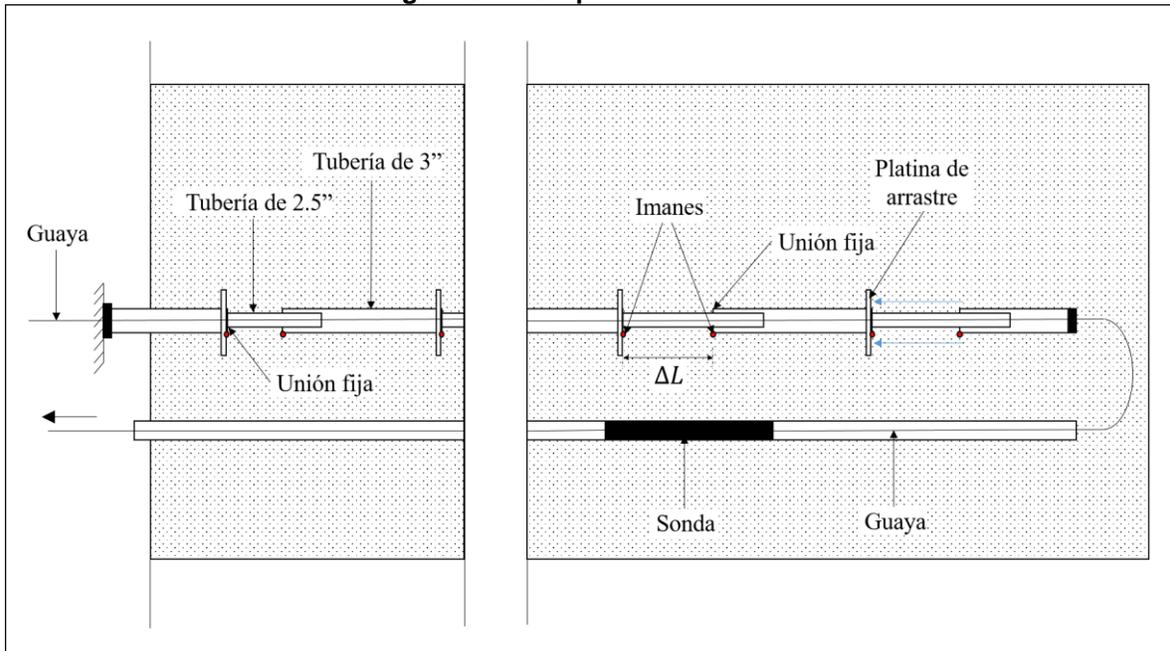
2.5.6 Registradores de Movimiento Horizontal (RMH)

Como su nombre lo expresa, los registradores de movimiento horizontal tienen como función medir los desplazamientos horizontales que sufre el relleno de enrocado cuando se encuentra sometido a cargas. La composición y funcionamiento de los RMHs son similares a los expuestos para los RMVs.

Los registradores de movimiento horizontal son una tubería telescópica global, compuesta por tuberías individuales de 2.5" y 3" intercaladas entre sí. Al final de cada tubo de 3", y en contacto con el relleno, se encuentran instaladas unas platinas cuadradas de aproximadamente 40cm x 40cm cuya función es igualar el desplazamiento de la tubería al del material térreo. Adicionalmente, en el inicio y fin de cada tubería de 3" se encuentran instalados 3 imanes que sirven como punto de referencia para la lectura de datos. A

diferencia de los RMVs, al final de cada tubo de 3" se tiene una unión fija que no permite que él sobrepase el tubo siguiente de 2.5" y al inicio de siguiente tubo de 3" sí se tiene una unión móvil que le permite desplazarse relativamente con respecto al tubo de 2.5" inmediatamente anterior a él. La ilustración referente a los registradores de movimiento horizontal se encuentra en la Figura 2-34.

Figura 2-34. Esquema de un RMH.



La sonda o torpedo medidor se moviliza mediante una guaya que forma un movimiento cíclico. Cuando la sonda pasa por los puntos donde se encuentran los imanes ella los detecta y mide la separación ΔL entre ellos. La variación de esta última medida a lo largo del tiempo provee las deformaciones horizontales que se están auscultando. El torpedo también puede medir el asentamiento en puntos a lo largo de la tubería, gracias a un mecanismo que percibe la variación de cabeza hidráulica, similar a un sensor de asentamiento.

2.6 Conceptos sobre elementos finitos

El método de los elementos finitos es un procedimiento que ha evolucionado bastante en el último siglo, debido a la posibilidad que proporciona para resolver problemas complejos que no se podían resolver antes con métodos matemáticos clásicos y a la facilidad para ser implementados en máquinas de cómputo como los computadores.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

El método de elementos finitos se basa en la discretización de un medio continuo en pequeñas entidades denominadas elementos que se encuentran delimitadas e interconectadas por puntos llamados nodos. El conjunto de nodos y elementos que discretizan el cuerpo se llama enmallado.

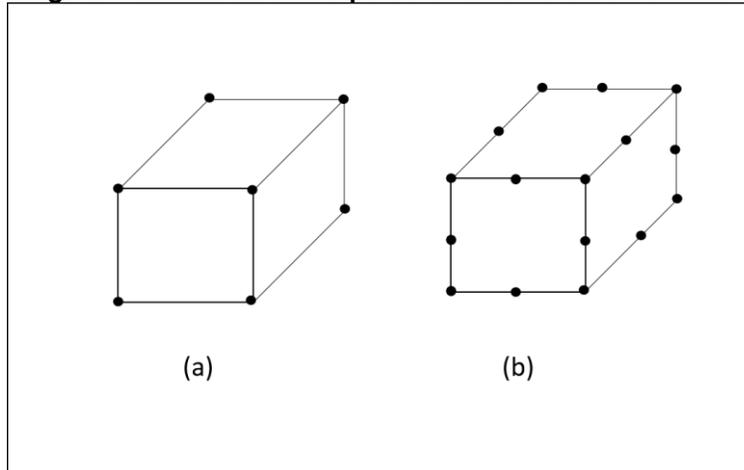
Los elementos se rigen por la misma ley de comportamiento que el medio continuo, lo que genera que el análisis pase de un espacio con infinitos puntos y gobernado por un sistema de ecuaciones diferenciales a uno discretizado con un número finito de puntos y gobernado por un sistema de ecuaciones algebraicas simultáneas lineales o no lineales. Lo anterior quiere decir que ya no se analiza el cuerpo como un todo a resolver mediante una operación, sino como la resolución simultánea de cada una de sus partes en función de una variable principal de estado denominada grado de libertad. Se resalta que el método de los elementos finitos es un método de aproximación a la solución exacta y que es más aproximado en la medida que su malla es más refinada.

Los tipos más comunes de grados de libertad son el desplazamiento en las diversas direcciones, la rotación en diversas direcciones, la presión de poros y la temperatura. Para cada grado de libertad se tiene una variable conjugada que complementa el modelo constitutivo del comportamiento del material; de esta forma para los desplazamientos se tiene la fuerza, para las rotaciones los momentos, para las presiones de poros un flujo volumétrico de líquido y para la temperatura un flujo térmico.

Existen diversos tipos de elementos finitos, entre los más comunes se tiene el tipo cercha, que son elementos unidimensionales donde sólo se tiene como incógnita los desplazamientos y las fuerzas en la dirección axial; elementos tipo viga, que pueden simular desplazamientos y rotaciones para encontrar fuerzas axiales y flectantes; elementos tipo "Shell"; que simulan el comportamiento de un elemento donde dos de sus dimensiones son mucho mayores que la tercera, y por último, los elementos continuos (3 dimensiones) los que se acoplan a cualquier cuerpo tridimensional y ofrecen el desarrollo de cualquier grado de libertad. Los anteriores tipos se ajustan al espacio a modelar y se utilizan acorde a las variables disponibles que ellos puedan solucionar.

En los nodos es donde se realiza el análisis de las incógnitas a resolver en el problema, luego, por métodos de interpolación se llevan al "interior" del elemento. El grado del polinomio de interpolación lo determina el número de nodos que el elemento posea. Por ejemplo, en la Figura 2-35, se encuentran elementos continuos con distintos números de nodos en sus aristas. Para el elemento (a) se tendrán una interpolación lineal de la variación de los valores del grado de libertad entre un nodo de una esquina y otro; mientras que para el elemento (b) se tendrá una interpolación cuadrática entre el valor de la variables de los 3 nodos que forman la arista del volumen de control (elemento continuo).

Figura 2-35. Nodos e interpolación en un elemento finito.



Para el desarrollo del problema se realiza una transformación del espacio real, donde el elemento es irregular y de cualquier tamaño, a un espacio local (nodal), donde el elemento es un hexaedro regular (para el caso 3D o un cuadrado para el caso 2D) con longitudes de aristas iguales a dos y centrado en el origen de coordenadas. La transformación se realiza mediante unas ecuaciones denominadas funciones de forma. De esta forma las variables reales espaciales x , y , z pasan a un sistema local r , s , t . En el espacio nodal es donde se realizan las operaciones por la facilidad de la nueva geometría transformada. Las variables a calcular o grados de libertad también deben ser transformadas del espacio real al espacio nodal para que exista consistencia en las ecuaciones y generalmente se utilizan las mismas funciones de forma que en las variables espaciales. Cuando sucede esto se habla de elementos isoparamétricos que traen la mayor facilidad de desarrollo pues minimizan el número de fórmulas de transformación.

Ya estando en el espacio nodal, se aplica el teorema variacional que gobierna el comportamiento del elemento. El teorema variacional está expresado en forma funcional; es decir, se pretende la minimización de una función integral. Por ejemplo, para el análisis de esfuerzo-deformación se utiliza el teorema variacional de la energía potencial mínima, donde se establece que la energía interna menos la energía externa debe ser mínima. La energía interna se puede asimilar como una sumatoria de energías diferenciales, asúmase por unidad de volumen, producidas por esfuerzos y deformaciones coaxiales. Allí toma acción la ecuación constitutiva del material y, en este caso, sería la formulación de elasticidad o elastoplasticidad que relaciona esfuerzos con deformaciones.

El teorema variacional queda finalmente expresado en función de los grados de libertad, y para minimizar la expresión se debe diferenciar parcialmente con respecto a cada grado de libertad e igualar dicha función a cero. De allí se deduce un sistema con n ecuaciones (n grados de libertad) que se determina por las condiciones de contorno del sistema. Las condiciones de contorno son aquellos grados de libertad o sus variables conjugadas que son conocidas y que el sistema obedece con preponderancia, por ejemplo una fuerza conocida aplicada al cuerpo en un nodo especial, o una deformación prestablecida que tiene el cuerpo en alguna de sus partes.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Durante el desarrollo de un problema mediante elementos finitos se utilizan artificios matemáticos como los polinomios de Lagrange para determinar las fórmulas de transformación de un espacio real a otro nodal y la integración numérica para resolver la expresión funcional del teorema variacional. Adicionalmente su desarrollo algebraico se encuentra organizado en matrices, permitiendo derivaciones complejas y resolución de sistemas de ecuaciones, además, por su adecuada implantación para los procesadores de los computadores.

3. ANÁLISIS DE MATERIALES E INSTRUMENTACIÓN DE LA PRESA

Los valores experimentales o reales que se obtienen para el comportamiento de los materiales son fundamentales para su caracterización, implementación en modelos de comportamiento y su siguiente corroboración de resultados proyectados. Dentro de los anteriores datos se encuentran los resultados de ensayos de laboratorio, que dan los parámetros de caracterización de los materiales mecánicos, y los resultados de instrumentación que permiten auscultar el comportamiento de una estructura in-situ.

Se resalta que en este capítulo, los párrafos o apartados, donde se enuncie algún análisis, se genere alguna hipótesis de comportamiento o se extraigan parámetros geotécnicos, son opinión y creación propia de quien escribe el documento, con base en los datos de entrada, expuestos como gráficas en este capítulo o como texto en el capítulo de marco teórico.

3.1 Materiales de la presa

Tal y como se expuso en el capítulo 1.1, la presa Alberto Lleras se encuentra compuesta y subdivida en las siguientes zonas funcionales (véase Anexo 1)

3.1.1 Núcleo

El Núcleo es la parte “impermeable” de la presa, que genera el estancamiento del flujo de agua mediante la reducción de la cabeza hidráulica que se tiene en la periferia aguas arriba, lo que significa que en su volumen hay altos gradientes por su muy baja permeabilidad. Al Núcleo le corresponde la Zona Geotécnica 1, compuesta por fragmentos de esquistos dentro de una matriz limo arcillosa, con un porcentaje de finos (pasa tamiz 200) mayor a un 30%. El tamaño máximo del agregado permitido fue de 15 cm y su proceso de compactación en construcción se realizó por capas de 20 cm de espesor con ocho pasadas de un rodillo de 10 Ton. En la Figura 3-1 se encuentra la distribución granulométrica adoptada para esta zona.

El volumen que suma el material del Núcleo es 1.809.300 m³ y a partir de él se realizaron ensayos de laboratorio, entre ellos densidad, humedad y Proctor para toda la altura de la presa y ensayos de compresibilidad en muestras representativas. El registro de los ensayos a lo largo de la altura de la presa se presenta en el Anexo 2.1 y de los ensayos de compresibilidad en la Figura 3-2.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-1. Banda granulométrica Zona 1.

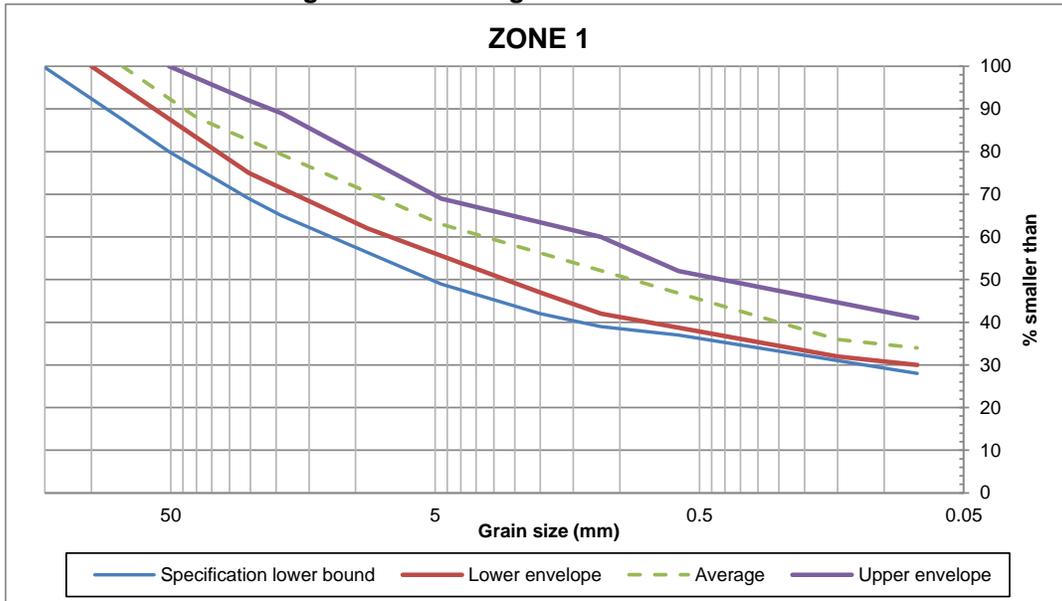
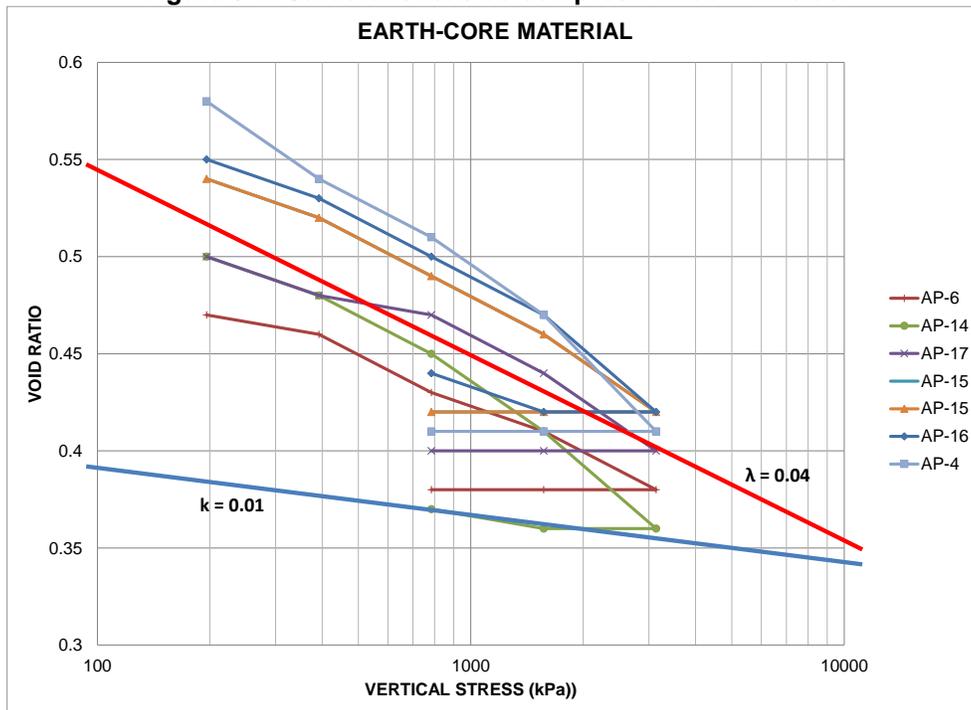


Figura 3-2. Características de compresibilidad – Núcleo.



Como se puede observar en las gráficas de la caracterización del material, la humedad gravimétrica del suelo se encuentra dentro de un rango de 12 a 14% hasta la elevación

1600 msnm (200 m de altura) y los últimos 50 m aumenta gradualmente hasta alcanzar un 17%. Con respecto a la densidad seca se tiene que el valor general en toda la altura es de 20 kN/m³, y, por lo tanto, se tiene que su densidad total es de aproximadamente 22,5 kN/m³. Los valores de saturación alcanzados con esos valores de humedad se encuentran en el rango de 90 a 100% y el porcentaje de la densidad máxima compactada se encuentra bastante cercana al 95%. Por último, para las características de compresibilidad, se determina primero el valor del coeficiente de compresión (Cc) y el de recompresión (Cr) en el espacio e vs $\log p'$, y luego se convierten a los valores λ y k , obteniéndose valores de 0,04 y 0,01 respectivamente. Estos parámetros son la entrada para el modelo elasto-plástico, que sin embargo, durante el proceso de modelación, pueden variar para acercarse más a las deformaciones registradas por la instrumentación geotécnica o para lograr la convergencia de la modelación en el programa de elementos finitos.

En relación a la propiedad hidráulica de permeabilidad se puede referenciar la fórmula de Hazen (1930) [16] para calcular su valor en función del diámetro de partícula (D_{10}) por donde pasa 10% de la muestra representativa del material, de la siguiente manera:

$$k = A (D_{10})^2 \quad \text{Ecuación 3-1}$$

donde A es una constante que varía entre 10 y 15 y D_{10} se encuentra dado en milímetros. De la curva de gradación se puede extrapolar aproximadamente un tamaño D_{10} igual 0,001 mm, con lo que resultaría la ecuación en una permeabilidad igual a 1×10^{-5} mm/s o igual a 1×10^{-8} m/s.

3.1.2 Filtro

El filtro es la zona que se encuentra ubicado justo en la zona perimetral del Núcleo de arcilla y tiene como objetivo principal reducir el efecto de la erosión interna que puede ocurrir cuando el agua está atravesando el Núcleo impermeable; es decir, permite que el líquido pase, pero los finos formadores del esqueleto del Núcleo quedan represados en él.

El filtro se encuentra representado por las Zonas Geotécnicas 2A y 2B, y compuesto por fragmentos de roca triturados con un tamaño máximo de 12 cm para la Zona 2A y de 8 cm para la Zona 2B. Su proceso de compactación es realizado mediante capas de 40 cm de altura con dos pasadas de un rodillo de 10 Ton y al finalizar construcción se obtuvo un volumen de 413.300 m³. De esta zona funcional sólo se tiene su distribución granulométrica, que se presenta en las figuras a continuación.

Figura 3-3. Banda granulométrica Zona 2A.

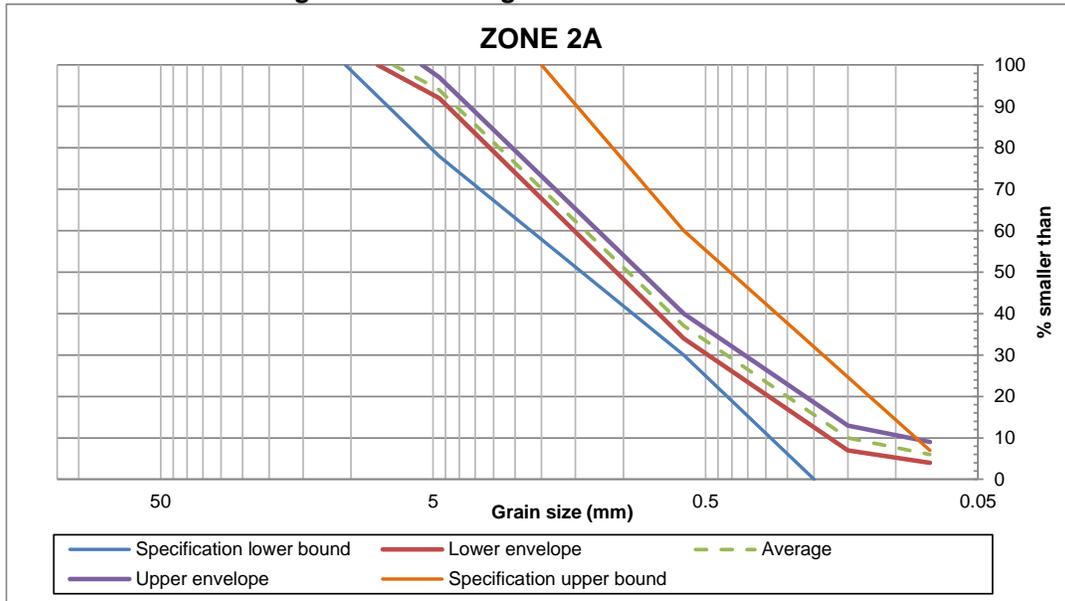
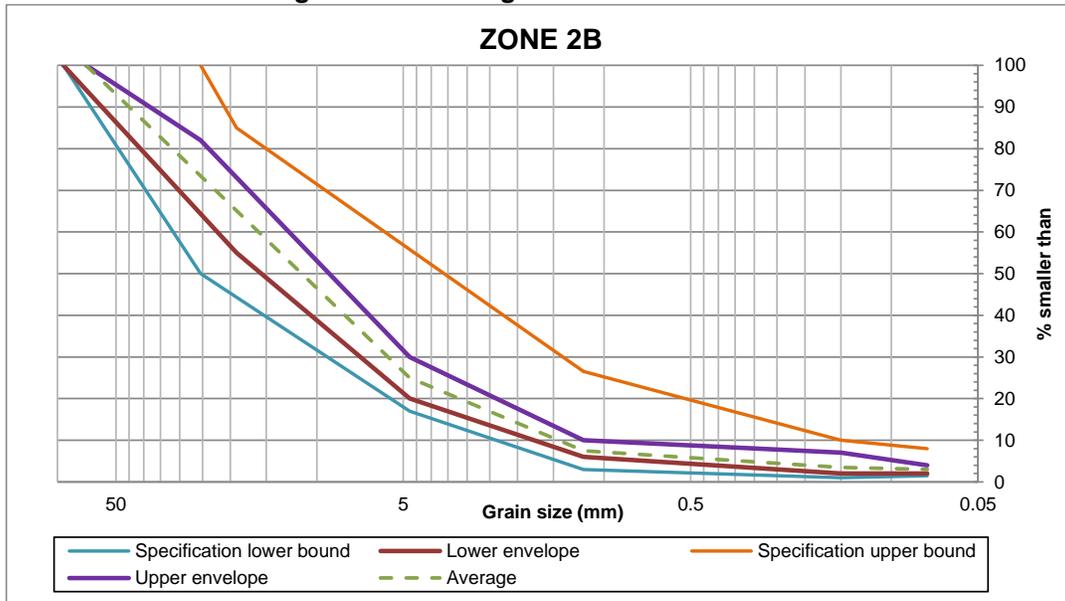


Figura 3-4. Banda granulométrica Zona 2B.



3.1.3 Transición

La Transición es básicamente una zona que conecta un material fino con uno grueso y hace que la transferencia de esfuerzos y deformaciones no sea abrupta entre ellos. Adicionalmente, permite una estabilización entre las presiones de poros y flujo asociado de

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

los dos materiales a conectar. En este caso la zona de Transición está compuesta por las Zonas Geotécnicas 2C y 3A.

La composición de la zona de Transición son fragmentos de roca triturados, con la aclaración que en la Zona 3A éstos han tenido un proceso de clasificación adicional. Al igual que en el filtro, su proceso de compactación se hace mediante dos pasadas de un rodillo de 10 toneladas por capas de 40 cm de altura. El volumen total de la Transición en la presa Alberto Lleras tiene un valor de 864.700 m³.

Las bandas granulométricas correspondientes a la zona de Transición se pueden apreciar en las figuras a continuación.

Figura 3-5. Banda granulométrica Zona 2C.

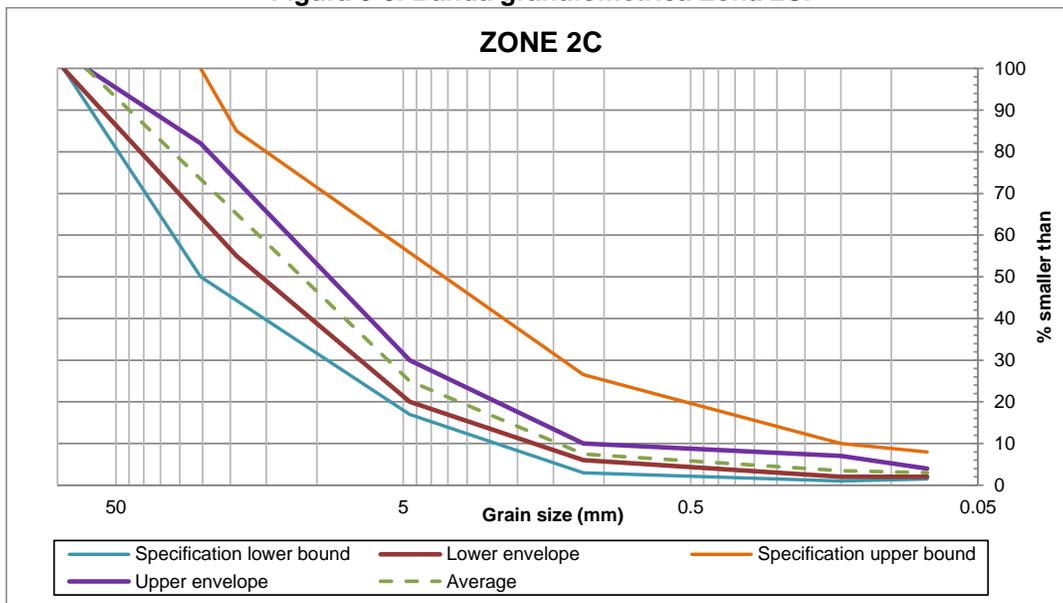
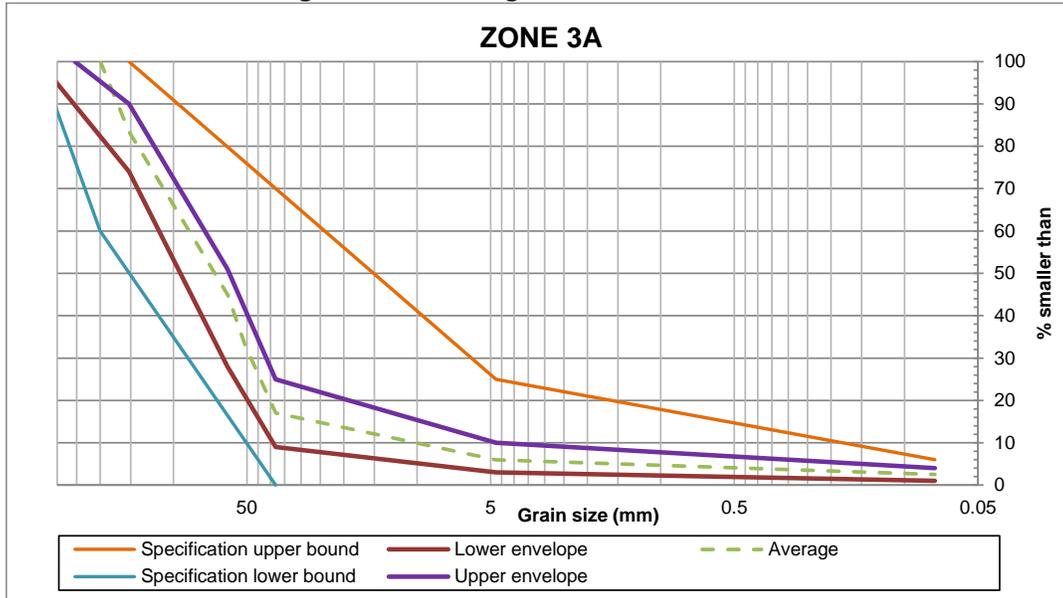


Figura 3-6. Banda granulométrica Zona 3A



3.1.4 Espaldones

Los espaldones son unidades geométricas de gran proporción (aproximadamente el 80% del volumen total del relleno) situadas aguas arriba y aguas abajo del Núcleo impermeable de arcilla. Se encargan de dar la estabilidad estructural a la presa mediante el confinamiento del Núcleo y tienen como característica hidráulica que, debido a su alta permeabilidad, dejan fluir el agua “libremente” sin permitir la acumulación de presión de poros; es decir, su presión de poros se asume igual a cero durante construcción, y durante el llenado únicamente el espaldón aguas arriba tendrá una distribución hidrostática dependiente del nivel del llenado del embalse.

El espaldón aguas arriba en la presa Alberto Lleras se encuentra representado por la Zona Geotécnica 3C, que es un enrocado o fragmentos de roca con un tamaño máximo de fragmento de 1,80 m y con un proceso de compactación desarrollado mediante capas de 1,80 m de altura con cuatro pasadas de un compactador de rodillo de 10 Ton.

Por su parte, el espaldón aguas abajo se compone de la Zona Geotécnica 3C (anteriormente explicada) y de la Zona Geotécnica 3B; ésta última es un tipo de enrocados menos grueso, con un tamaño máximo de 90 cm, compactado mediante a través de cuatro pasadas de un rodillo de 10 Ton sobre capas de 1,20 m de altura.

Las bandas granulométricas para las Zonas Geotécnicas 3B y 3C se presentan a continuación.

Figura 3-7. Banda granulométrica Zona 3B.

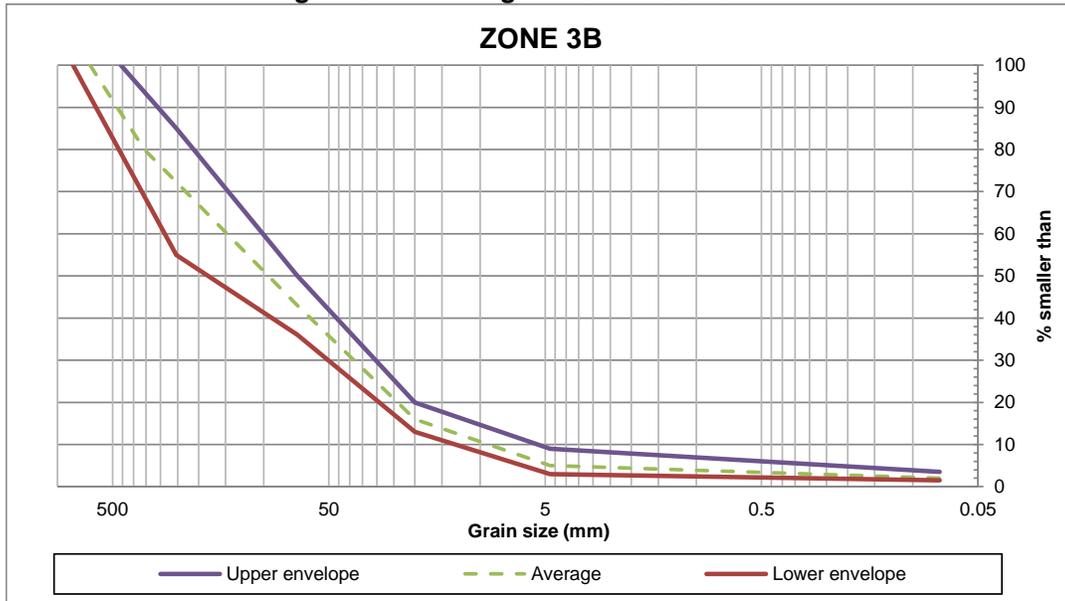
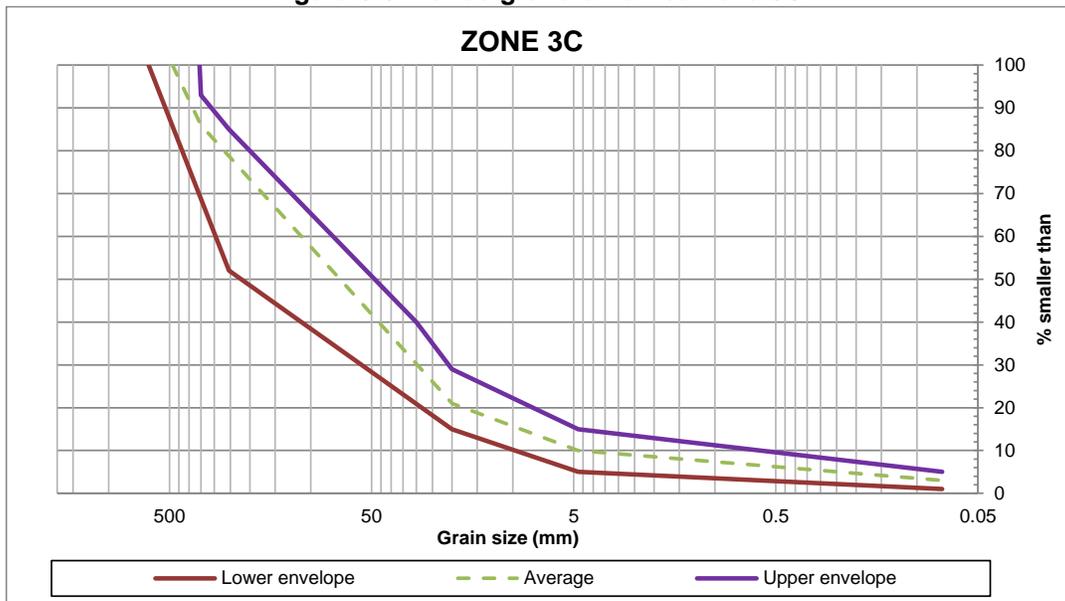
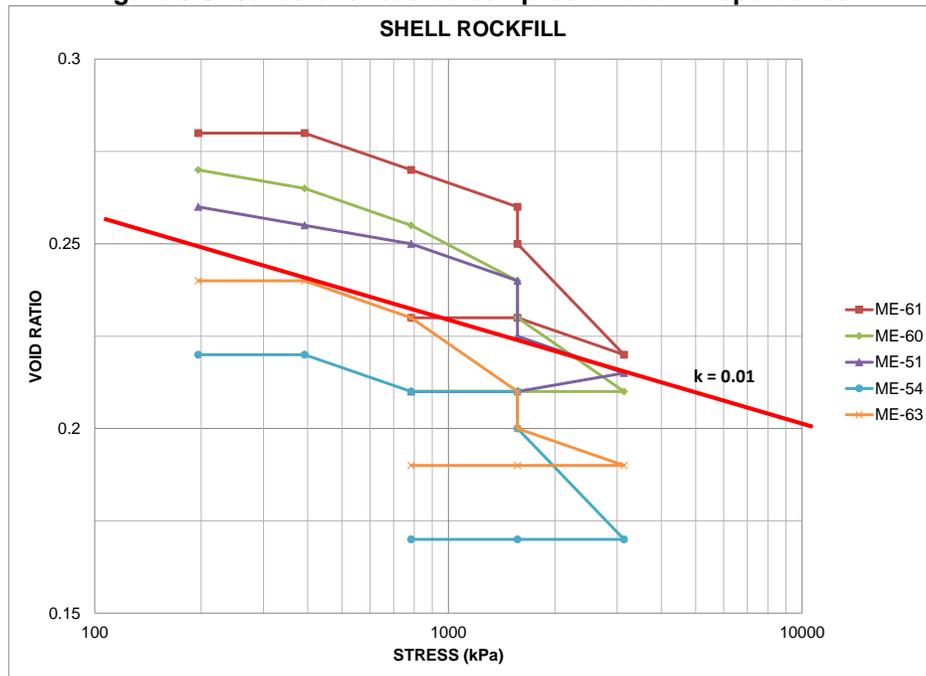


Figura 3-8. Banda granulométrica Zona 3C.



Para los espaldones se puede asociar un volumen de relleno equivalente a 13.585.000 m³ de donde se realizaron ensayos de densidad, abrasión y gravedad específica entre otros para toda la altura de que ellos ocupaban; en cambio, para las características de compresibilidad se realizaron ensayos edométricos en contadas muestras representativas. Los resultados de los ensayos se presentan en el Anexo 2.2 y en la Figura 3-9.

Figura 3-9. Características de compresibilidad – Espaldones.



De los ensayos en toda la altura de la presa se puede concluir que la densidad total seca de los espaldones se encuentra entre 21 y 23 kN/m^3 , el porcentaje de material perdido por abrasión es en promedio 28% y que la gravedad específica promedio es de 2,75.

Con respecto a los parámetros de compresibilidad, se calcula una rigidez elástica k equivalente a 0,01, igual a la encontrada para la matriz limo arcillosa del Núcleo. Lo anterior muestra un valor bajo para la rigidez del enrocado, pues en circunstancias normales ésta puede llegar a ser tres o cuatro veces mayor que la del material del Núcleo. Adicionalmente, no hay una diferenciación de valores por zonas, por ejemplo el valor específico de la Zona 3B, 3C o de Transición, por lo que en la realización del modelo se debe calibrar esta variable de deformación para cada tipo de enrocado, en función de la convergencia del modelo y de la aproximación a los valores de instrumentación.

3.2 Instrumentación de la presa

El análisis de los datos existentes de instrumentación se realiza dividido en las cuatro etapas notorias durante la vida de la presa Alberto Lleras. Primero, la etapa de construcción (5 años, Julio 84 - Agosto 89); luego la etapa de reposo (2.5 años, Agosto 89 – Febrero 92) en espera del inicio del primer llenado, donde descienden las presiones de poros dentro del Núcleo de arcilla; después la etapa del primer llenado (5 Meses, Febrero 1992 – Agosto 1992), realizado a una tasa promedio de ascenso de 1,5 m/día; y, por último, la etapa de operación hasta el día de hoy, aunque el análisis numérico se lleva a cabo hasta el año 2004 (12 Años).

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

La presa se construyó en un cañón bastante angosto, por lo que se tuvo que diseñar teniendo en cuenta la transferencia de esfuerzos verticales y horizontales a los estribos, al igual que la que tiene el Núcleo a los espaldones. Los períodos de construcción fueron determinados por los períodos lluviosos (mayo a octubre) donde se emplazaron los rellenos de enrocado, mientras que en los períodos secos (noviembre a abril) se construyeron los rellenos que tenían material del Núcleo de arcilla y confinamiento del mismo. La imagen explicativa del proceso de construcción aplicable a la sección máxima se encuentra en el Anexo 3. Cabe resaltar que durante el período de construcción, cerca al tiempo que se estaba alcanzando dos tercios de la altura total de la presa, el Núcleo de arcilla sufrió grandes desplazamientos, por lo que los cables de aproximadamente el 50% de la instrumentación electrónica sufrieron daños irreparables y se perdieron sus datos.

Según investigaciones de laboratorio se encontró que el módulo de rigidez volumétrica del Núcleo de arcilla podía llegar a ser el 30% del módulo de los espaldones. Lo anterior, durante la construcción y operación de la presa, podría haber significado un “colgamiento” del Núcleo hacia los espaldones, expresándose en una reducción de esfuerzos efectivos y con la posible existencia de un fracturamiento hidráulico. Para evitar este defecto se decidió darle una inclinación al Núcleo para que siempre estuviese confinado por el peso del espaldón aguas arriba. Adicionalmente, el grado de inclinación fue dependiente de la ubicación del contacto entre el Núcleo y una fundación adecuada (cuarcita no cársica).

En la presa, tal como se describió en el capítulo inicial, se tienen instalados y con lectura:

- 63 puntos de nivel en la cara y cresta de la presa (1989 - 2013)
- 9 registradores de movimiento vertical (1989 - 2008)
- 2 registradores de movimiento horizontal (1988 – 2000)
- 23 sensores neumáticos de asentamiento (1987 - 1996)
- 39 celdas de presión (1986 - 1998)
- 8 piezómetros neumáticos (1987 - 2004)

en el cuerpo de la presa y en su superficie, para determinar su comportamiento en función de desplazamientos, presiones de poros y presiones totales. En el Anexo 4 se presentan las gráficas en planta y sección donde se encuentran ubicados los instrumentos de monitoreo geotécnico. Para tener una idealización rápida y sencilla de la altura de la sección máxima de la presa se relaciona la fundación en la elevación 1400 msnm y la cresta en la EL. 1650 msnm.

A continuación se presentan las gráficas de los resultados de los instrumentos durante la vida su vida útil con dos hitos a tener en cuenta: el Fin de la Construcción (EOC = End of Construction) y el Inicio del Llenado del embalse. Lo anterior se convierte en la base para la explicación del comportamiento de la presa.

Primero los mojones topográficos (M) en la superficie de la presa:

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-10. Mojones topográficos Cara aguas arriba – EL. 1609 msnm.

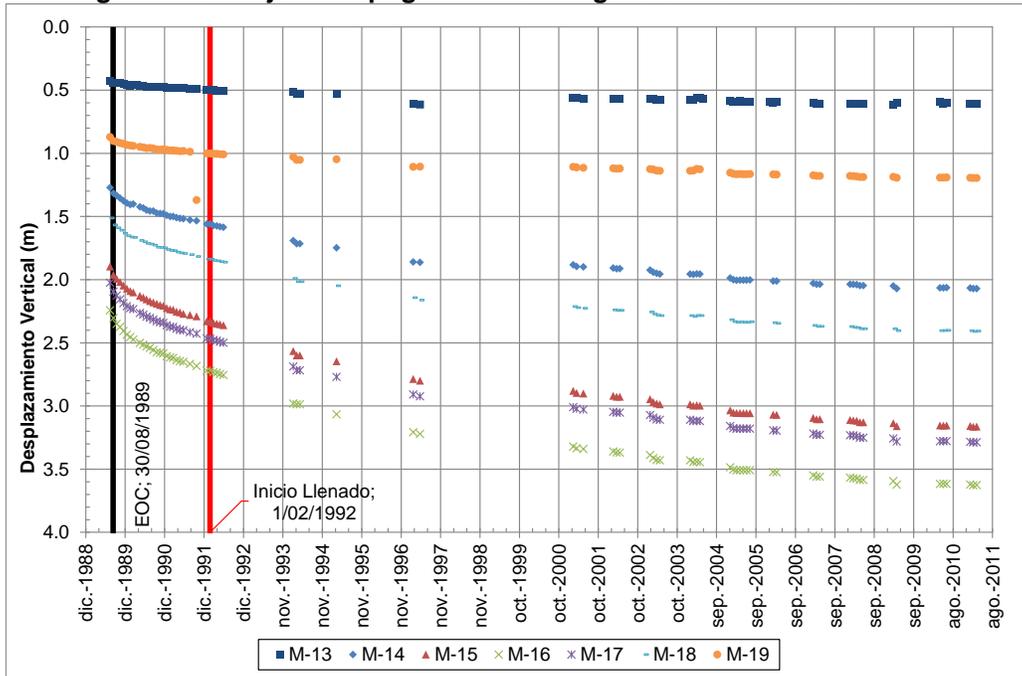
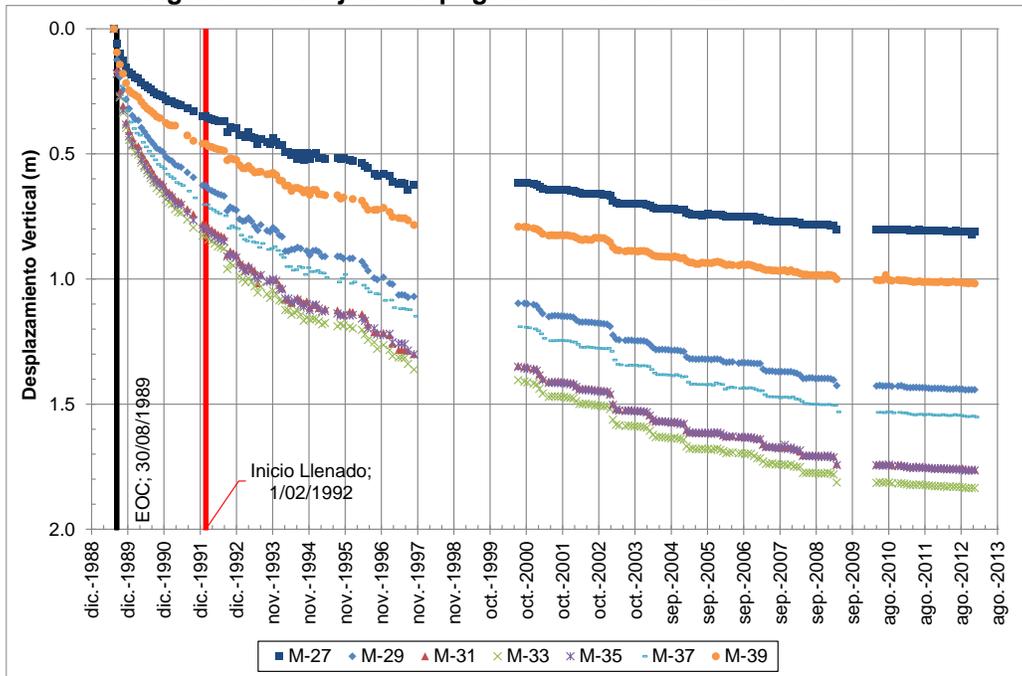
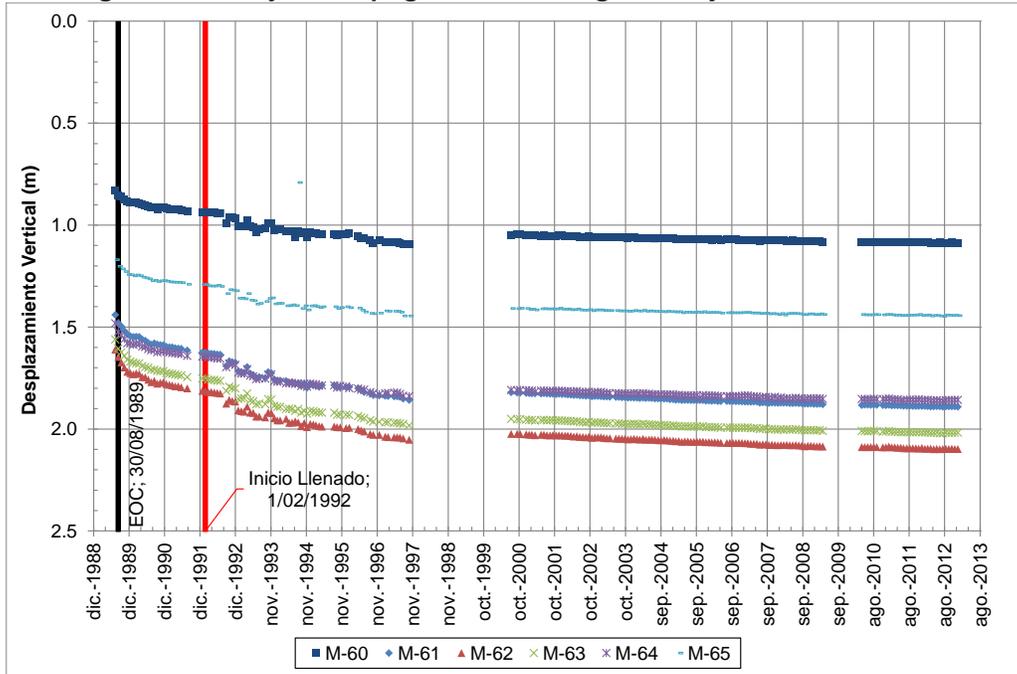


Figura 3-11. Mojones topográficos Cresta – EL. 1640 msnm.



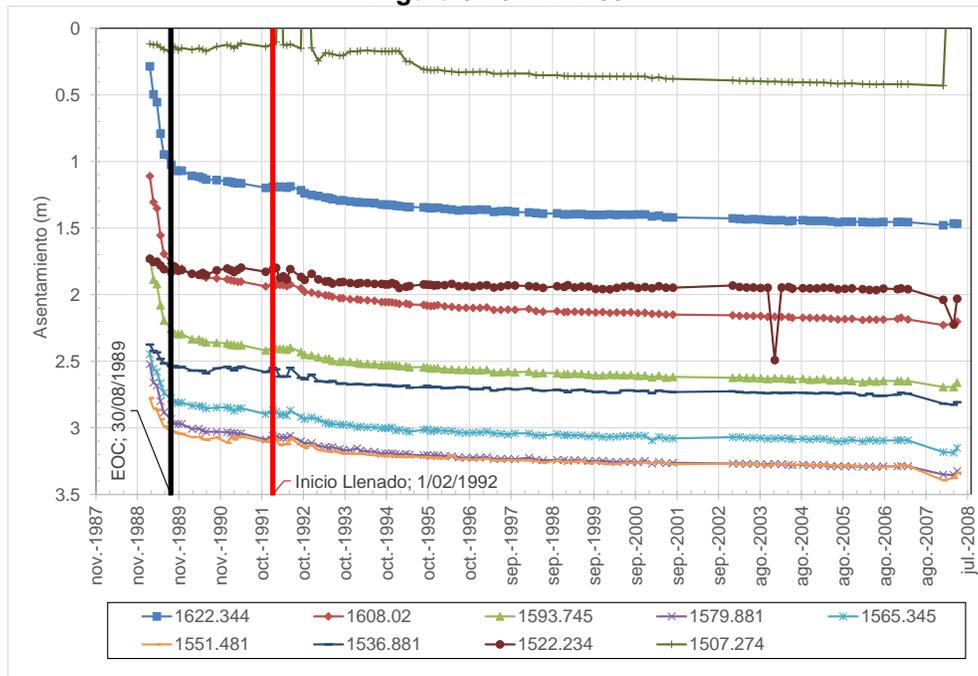
MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-12. Mojones topográficos Cara aguas abajo – EL. 1595 msnm.



Segundo, los registradores de movimiento vertical (RMV):

Figura 3-13. RMV-03



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-14. RMV-06.

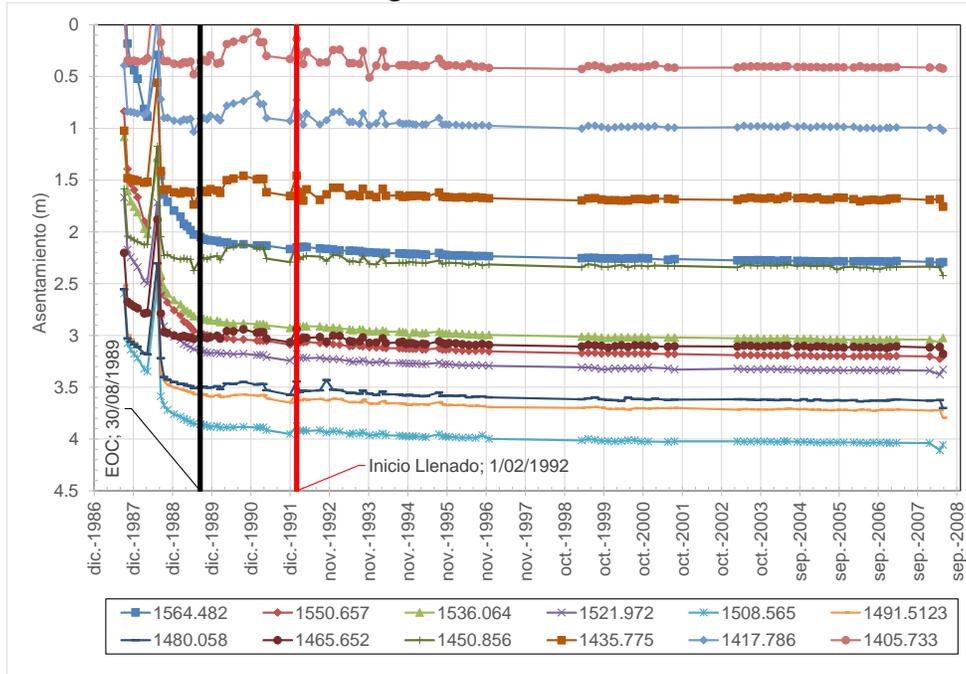
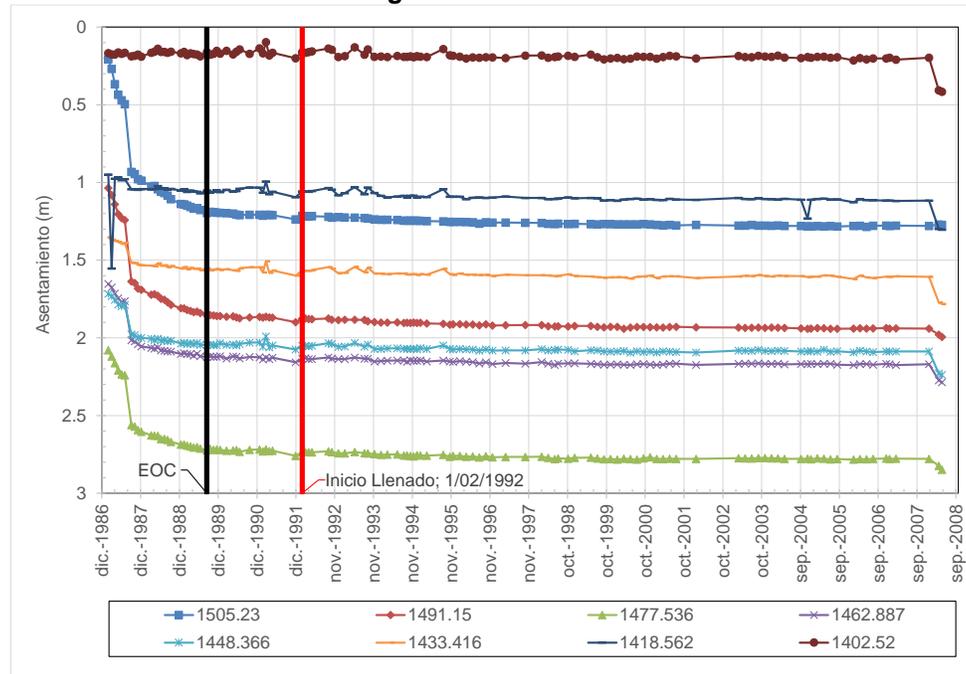
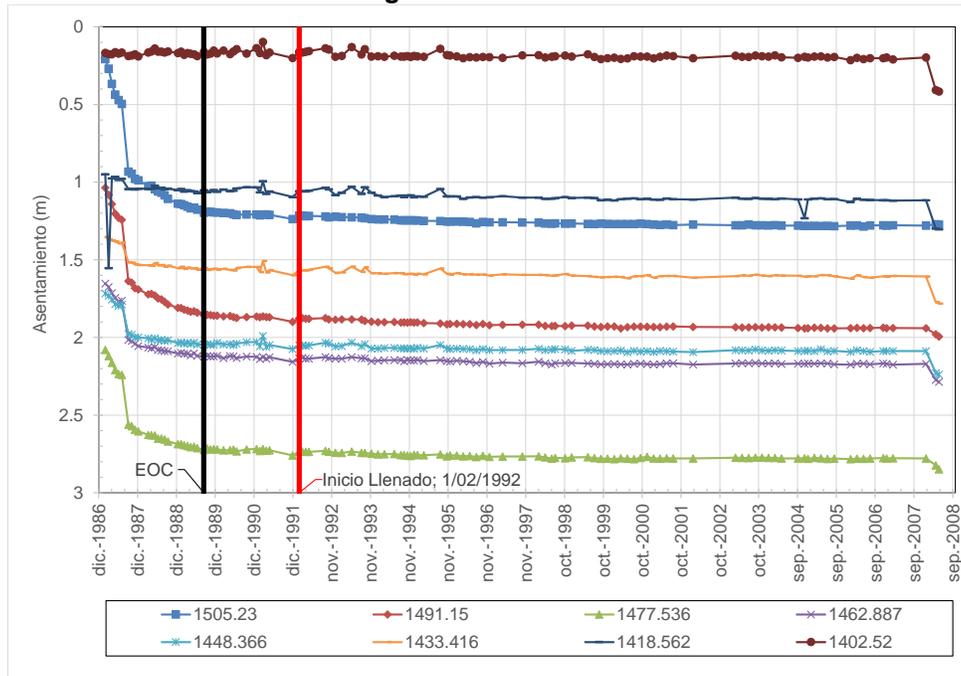


Figura 3-15. RMV-09.



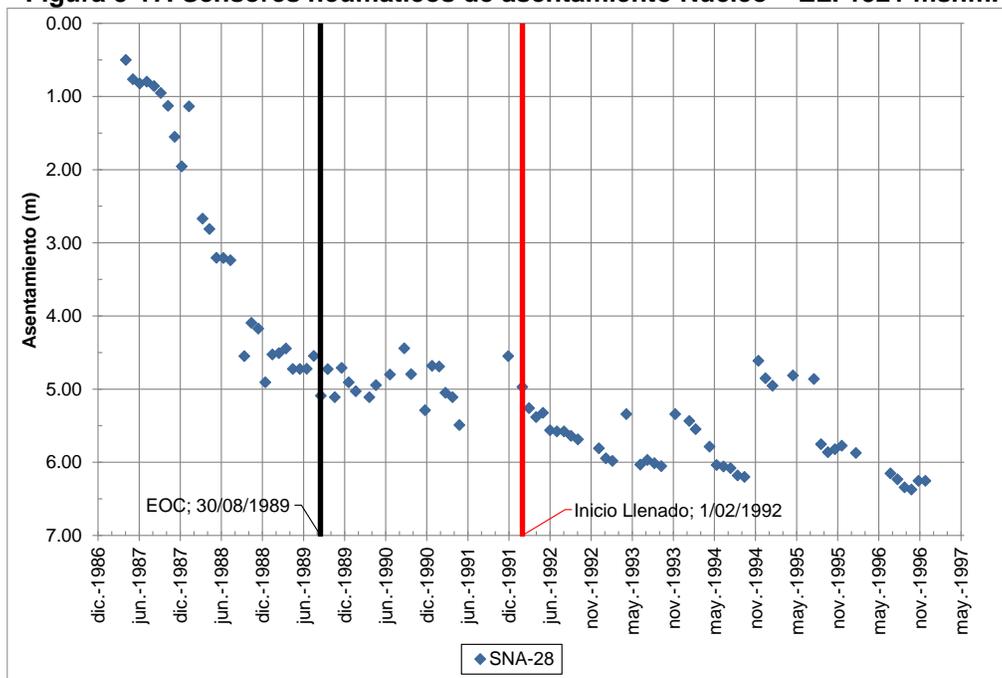
MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-16. RMV-11.



Luego, los sensores neumáticos de asentamiento (SNA):

Figura 3-17. Sensores neumáticos de asentamiento Núcleo – EL. 1521 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-18. Sensores neumáticos de asentamiento Transición – EL. 1521 msnm.

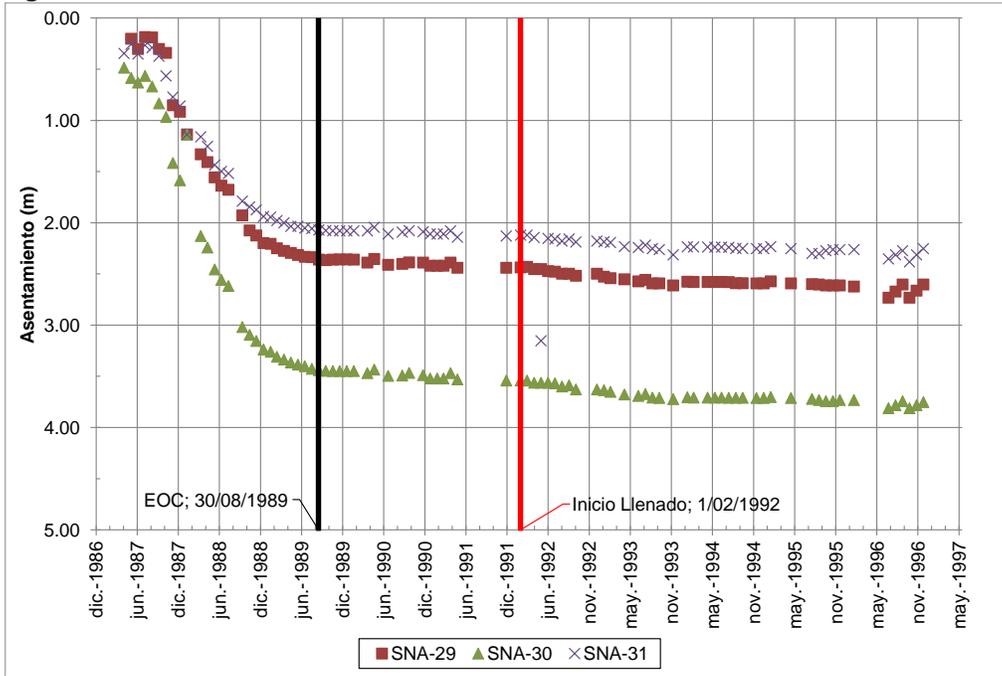
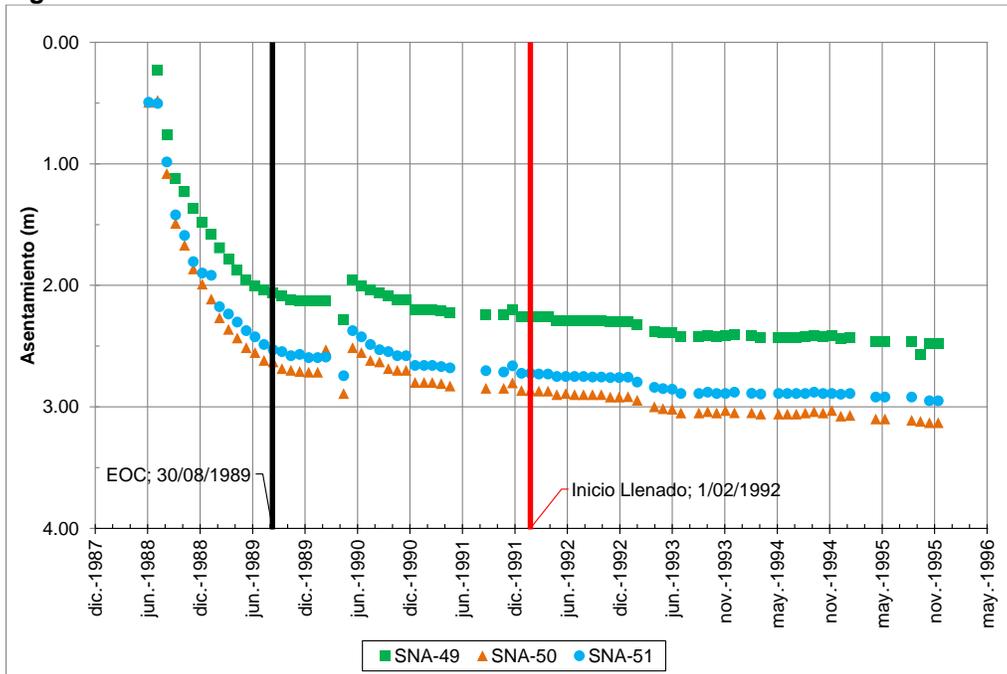


Figura 3-19. Sensores neumáticos de asentamiento Transición – EL. 1588 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-20. Sensores neumáticos de asentamiento Zona 3B – EL. 1521 msnm.

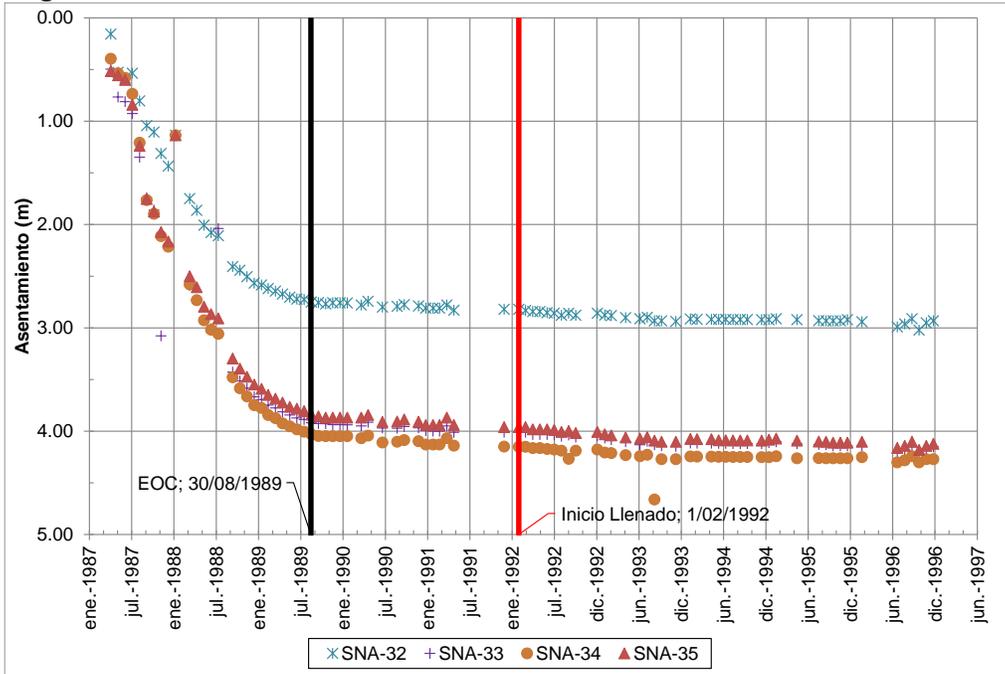
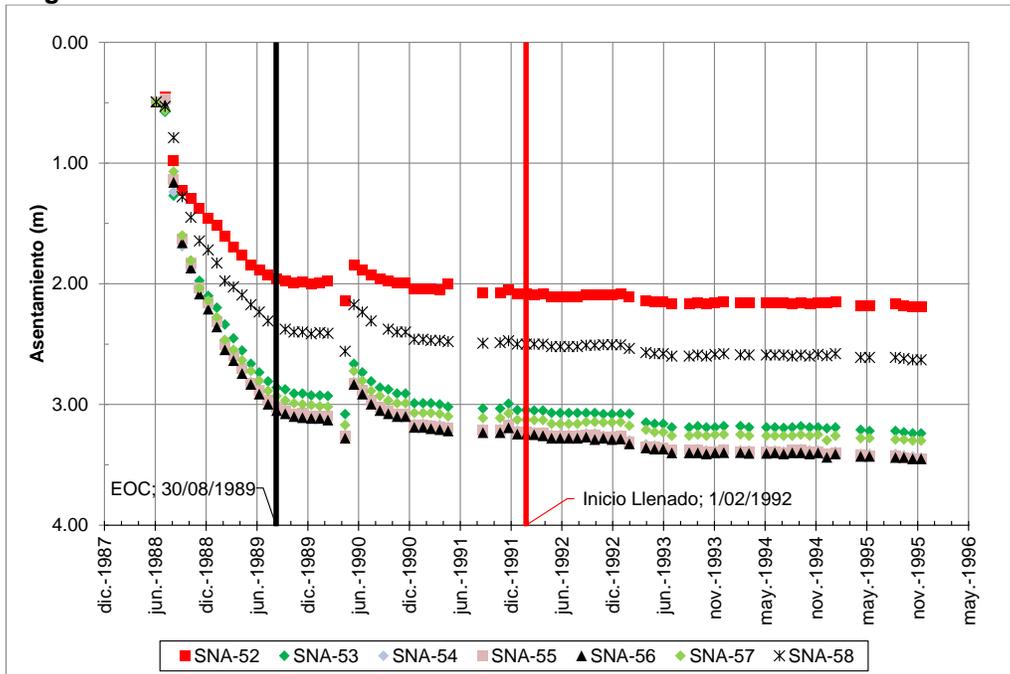
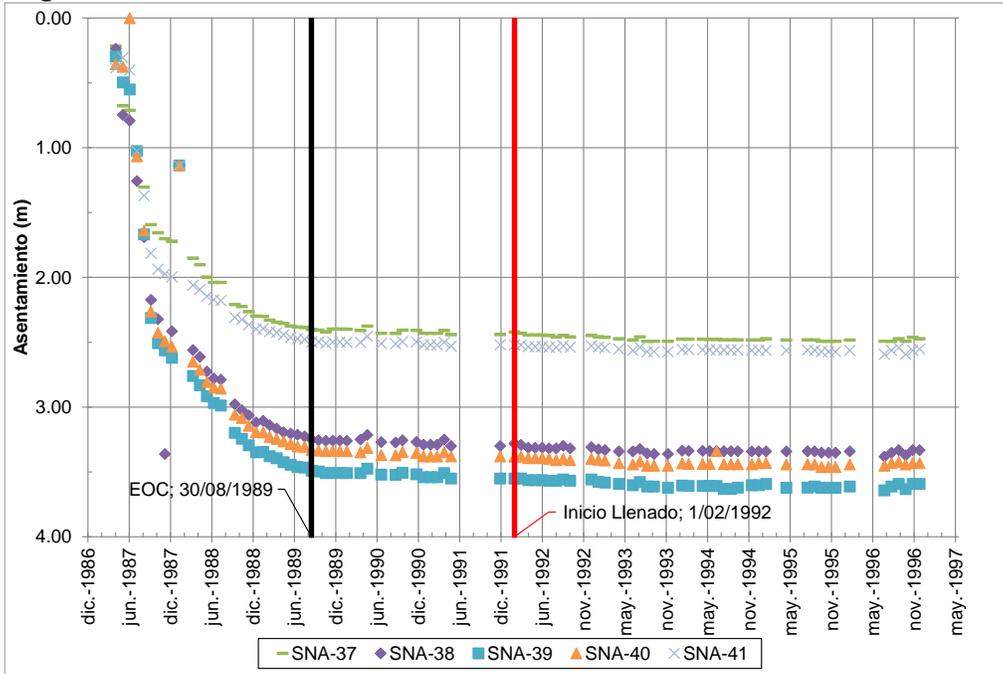


Figura 3-21. Sensores neumáticos de asentamiento Zona 3B – EL. 1588 msnm.



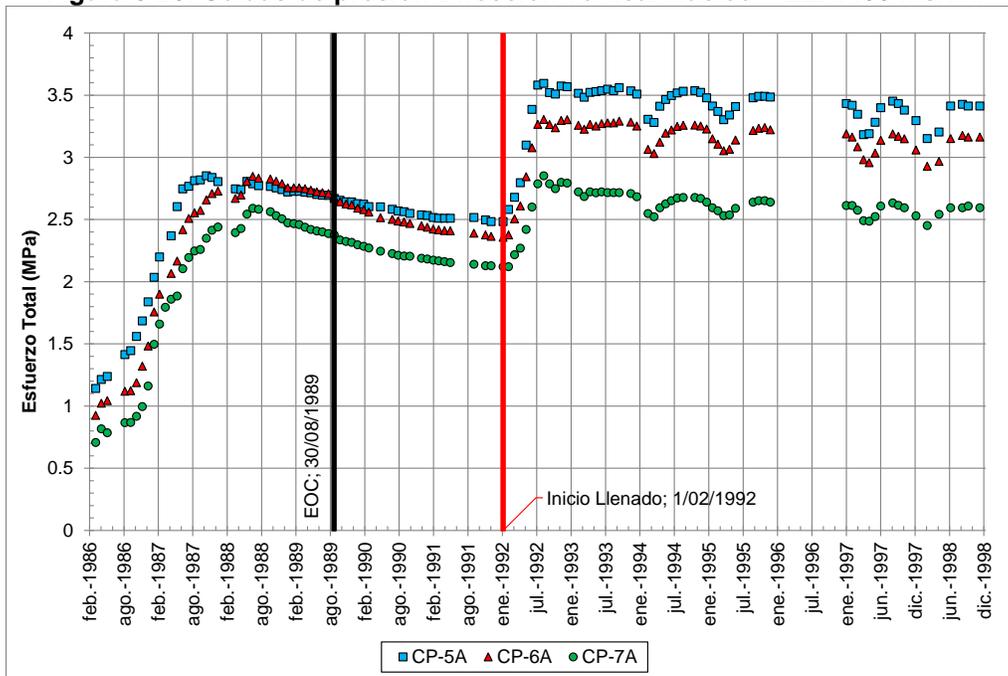
MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-22. Sensores neumáticos de asentamiento Zona 3C – EL. 1521 msnm.



A continuación las celdas de presión total (CP) distribuidas en cuatro elevaciones:

Figura 3-23. Celdas de presión Dirección vertical Núcleo – EL. 1408 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-24. Celdas de presión Dirección horizontal Núcleo – EL. 1408 msnm.

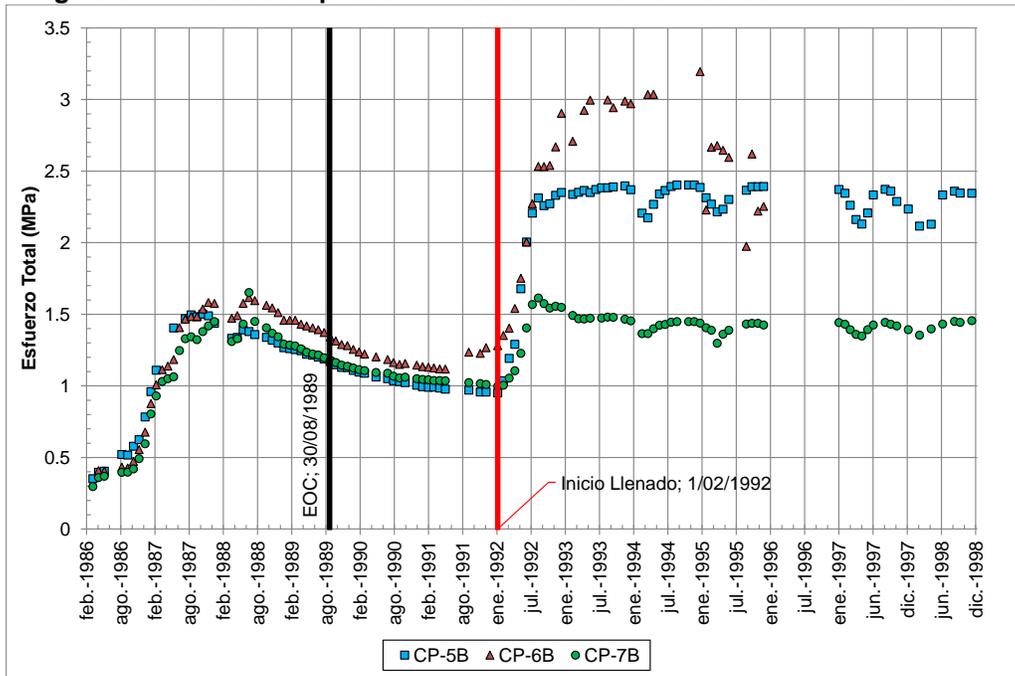
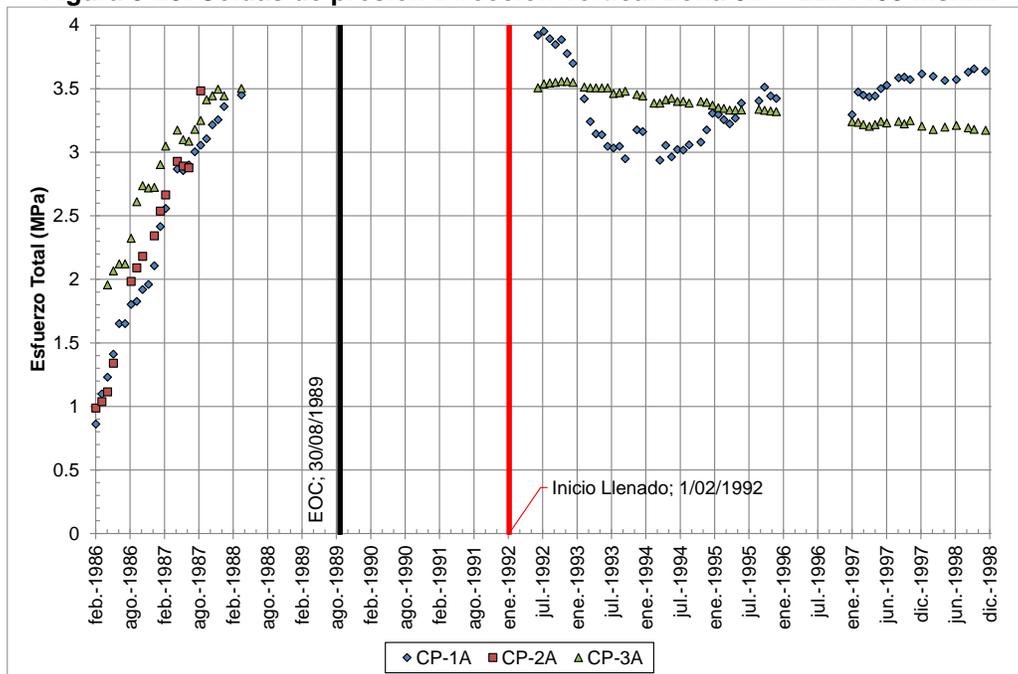


Figura 3-25. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3B – EL. 1408 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-26. Celdas de presión Dirección vertical Núcleo – EL. 1466 msnm.

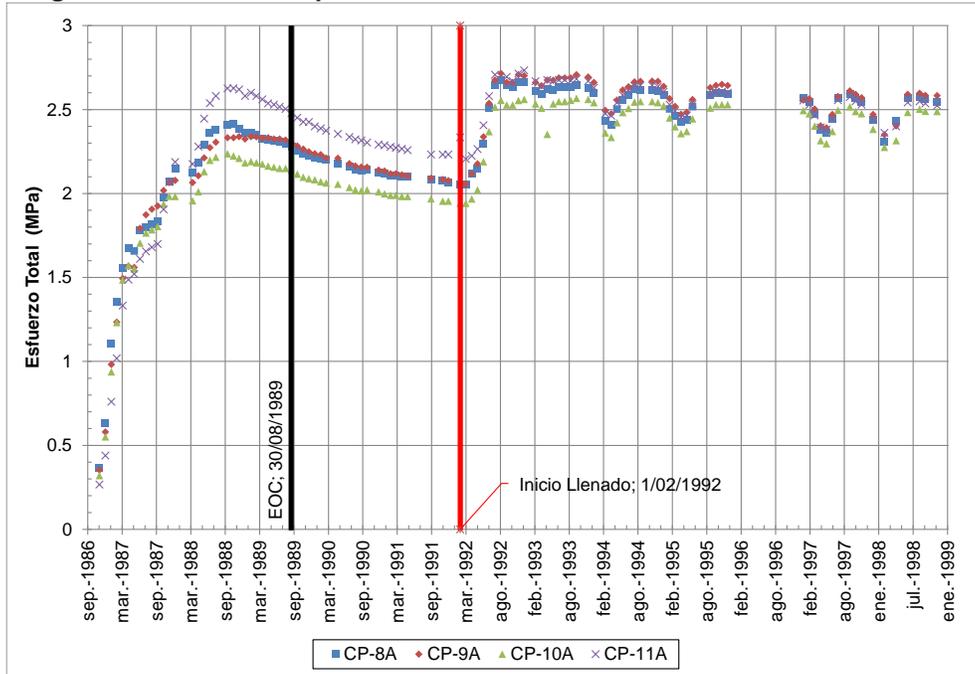
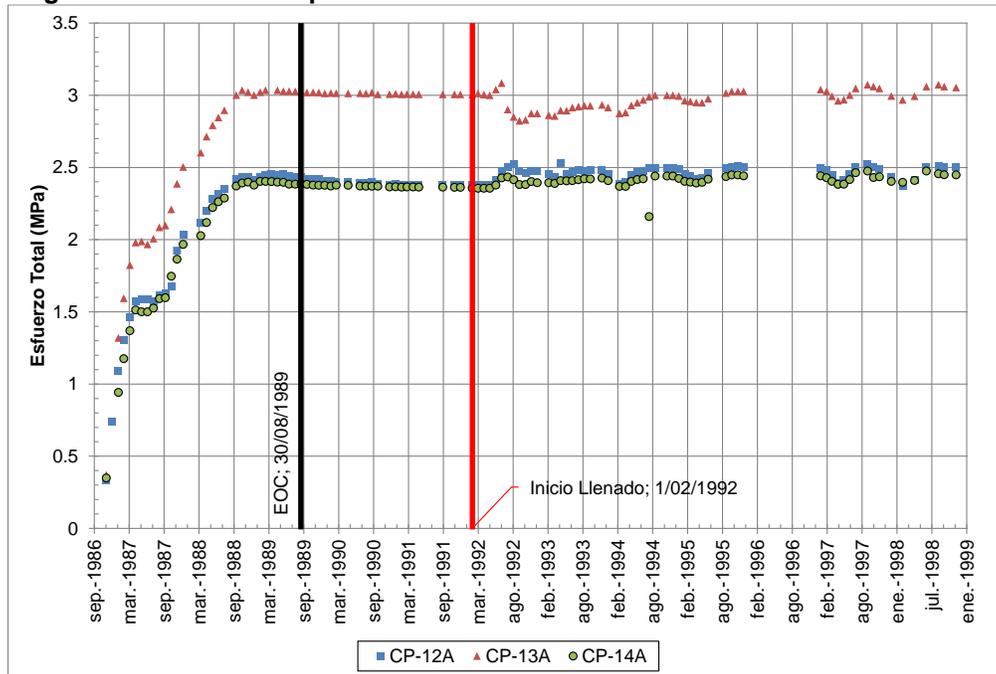


Figura 3-27. Celdas de presión Dirección vertical Transición – EL.1466 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-28. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3B – EL. 1466 msnm.

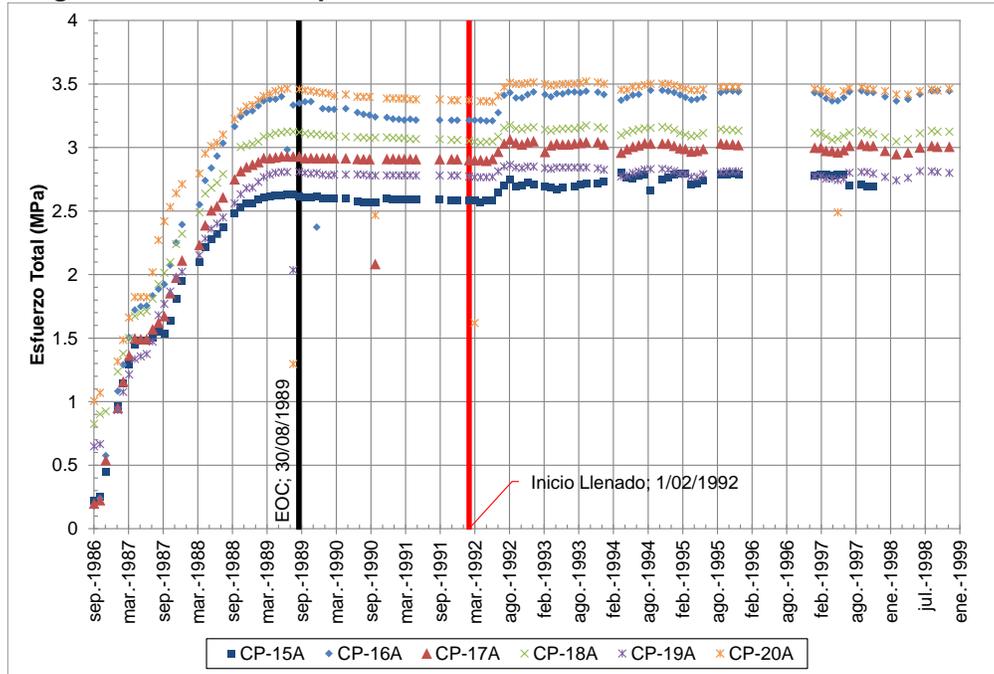
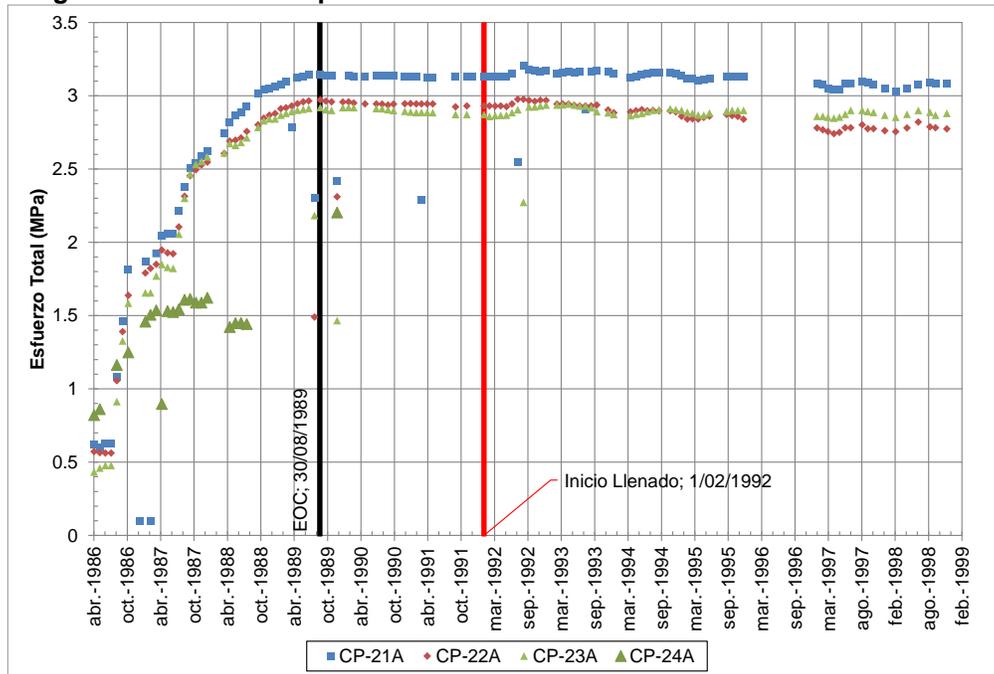


Figura 3-29. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3C – EL. 1466 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-30. Celdas de presión Dirección vertical Núcleo – EL. 1526 msnm.

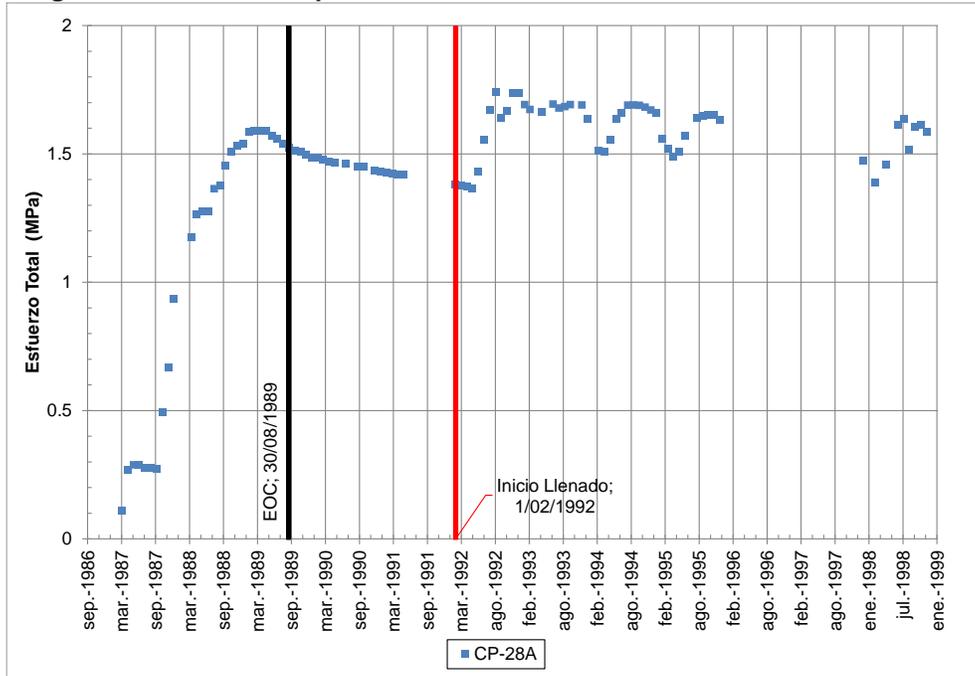
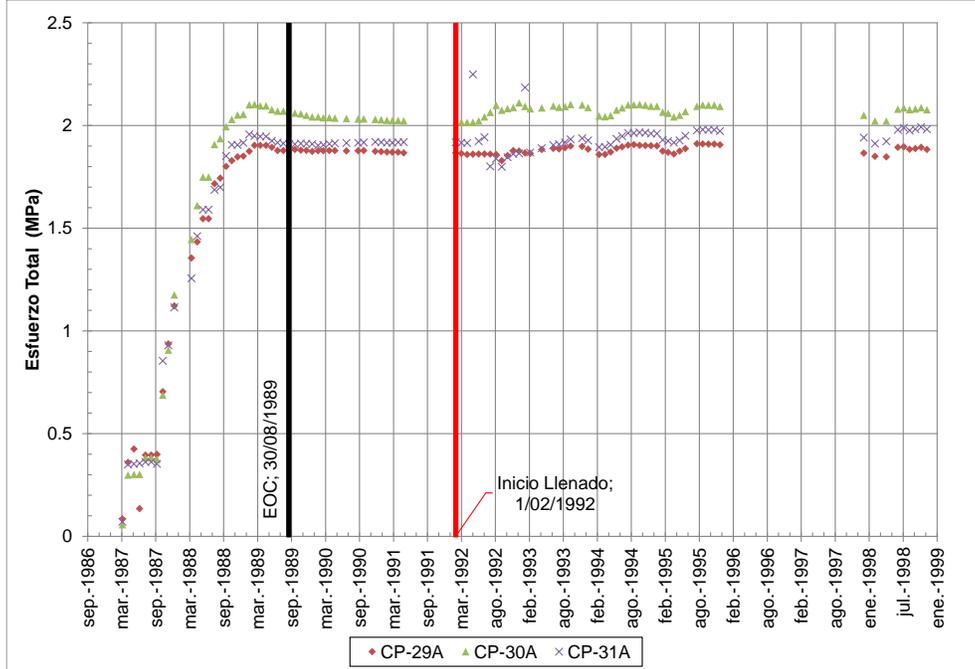


Figura 3-31. Celdas de presión Dirección vertical Transición – EL. 1526 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
 PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-32. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3B – EL. 1526 msnm.

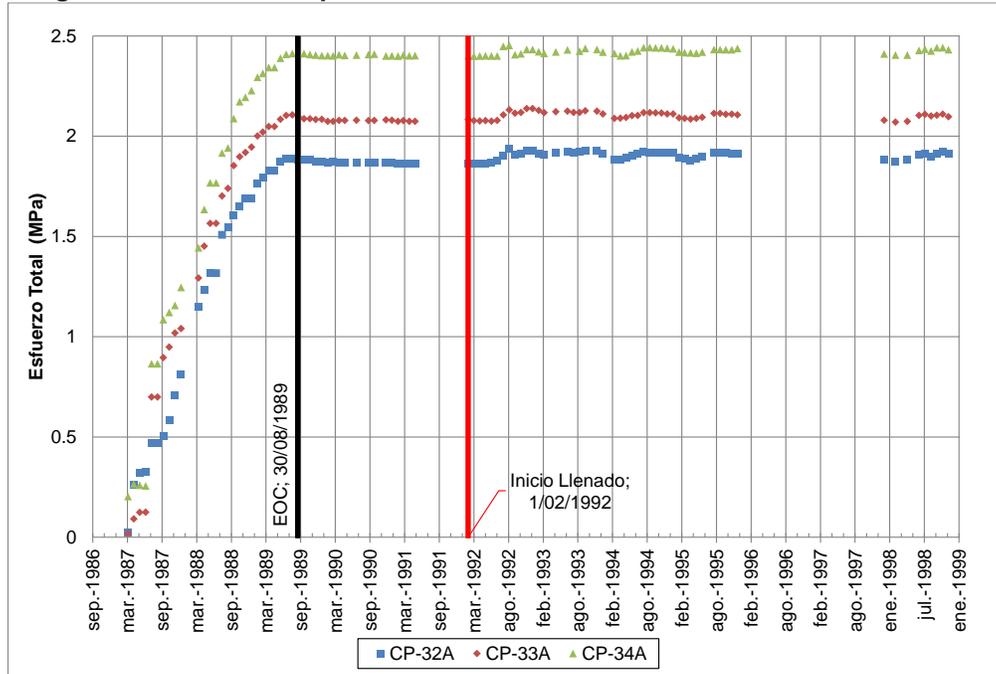
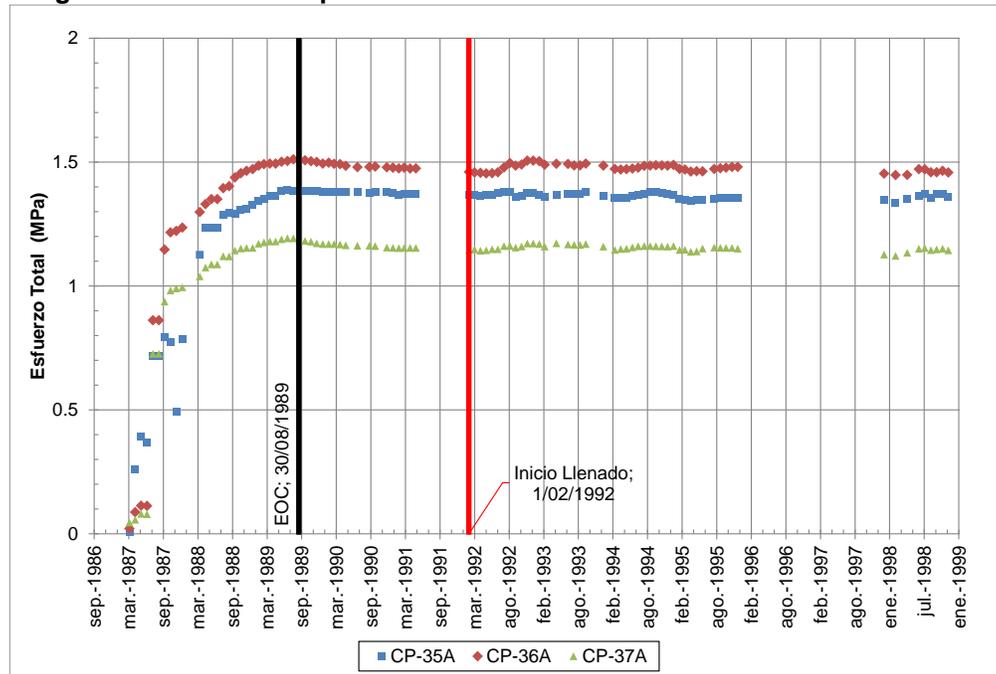


Figura 3-33. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3C – EL. 1526 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-34. Celdas de presión Dirección vertical Transición – EL. 1589 msnm.

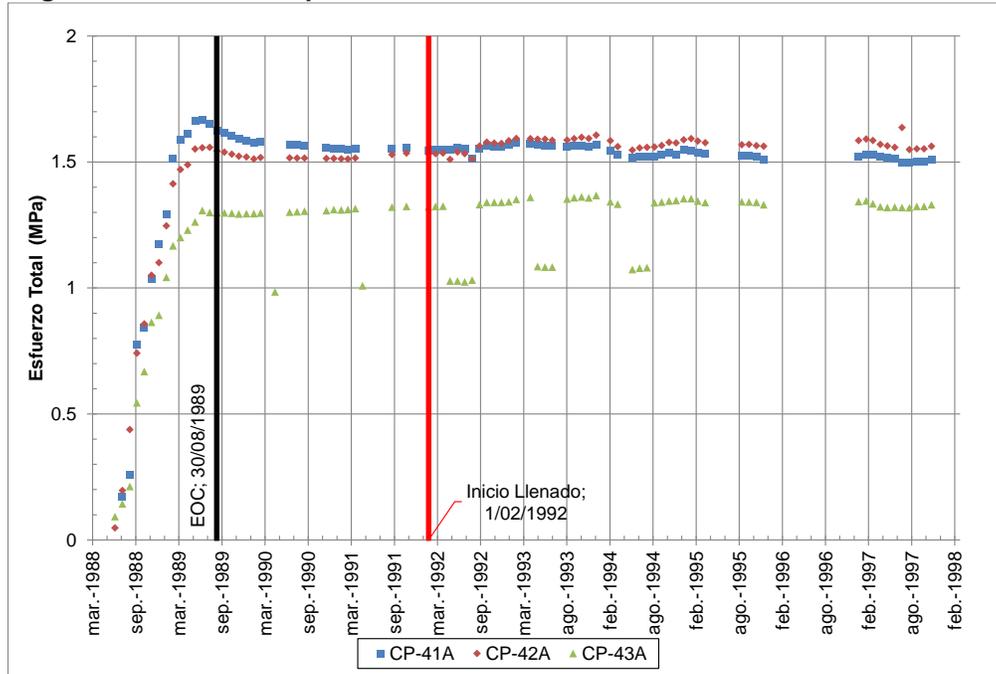
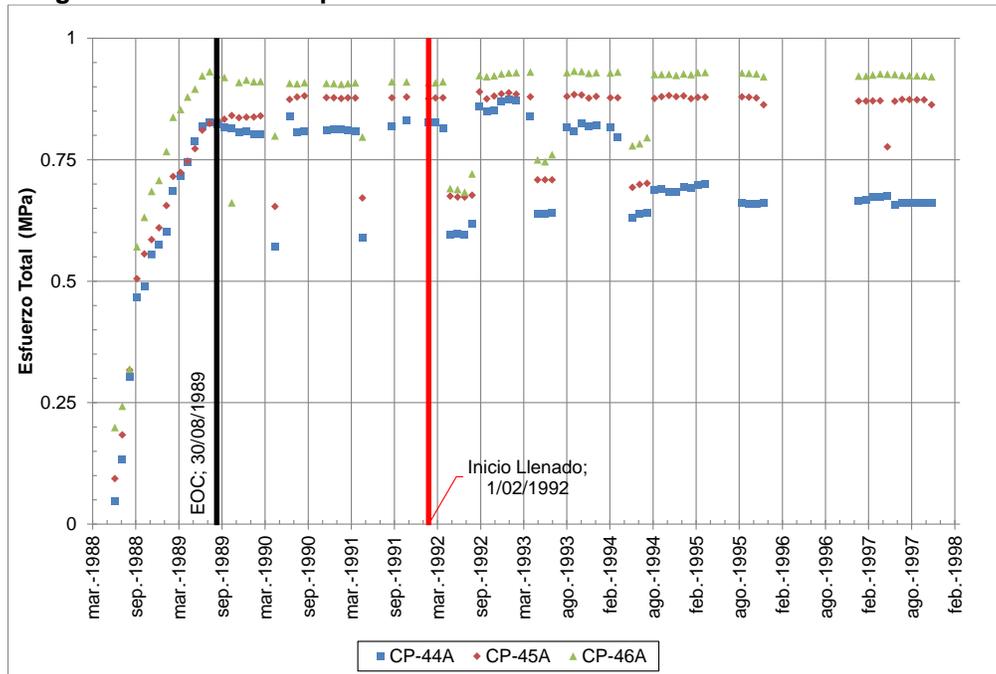


Figura 3-35. Celdas de presión Dirección vertical Zona 3C – EL. 1589 msnm.



Ahora los piezómetros neumáticos (Pz):

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 3-36. Piezómetros neumáticos Núcleo – EL. 1521 msnm.

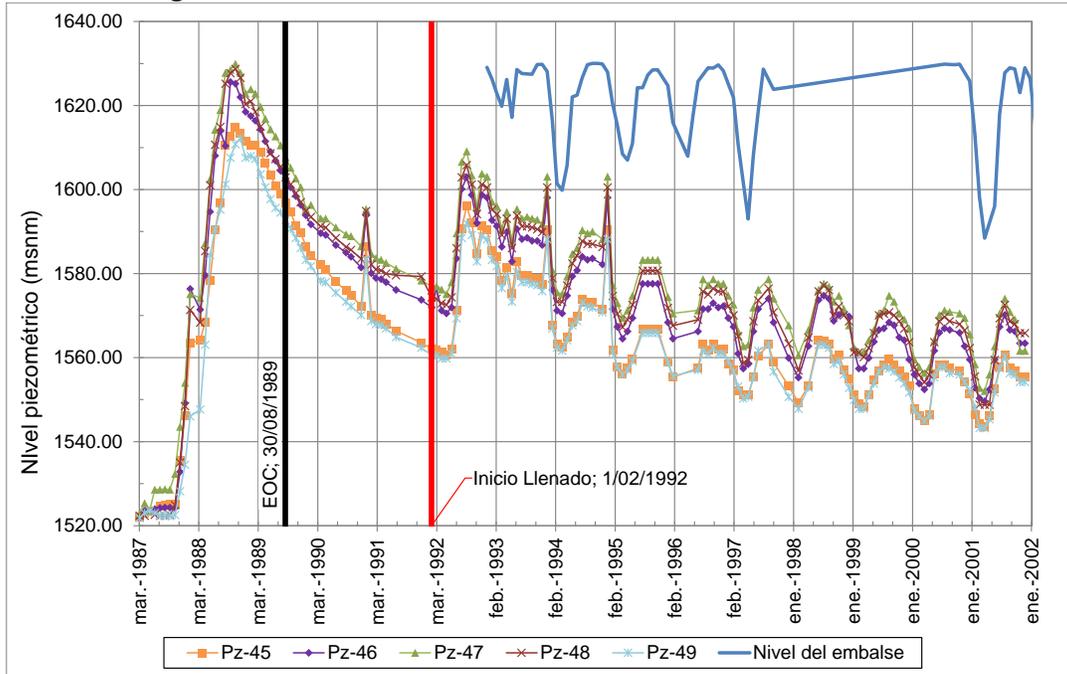
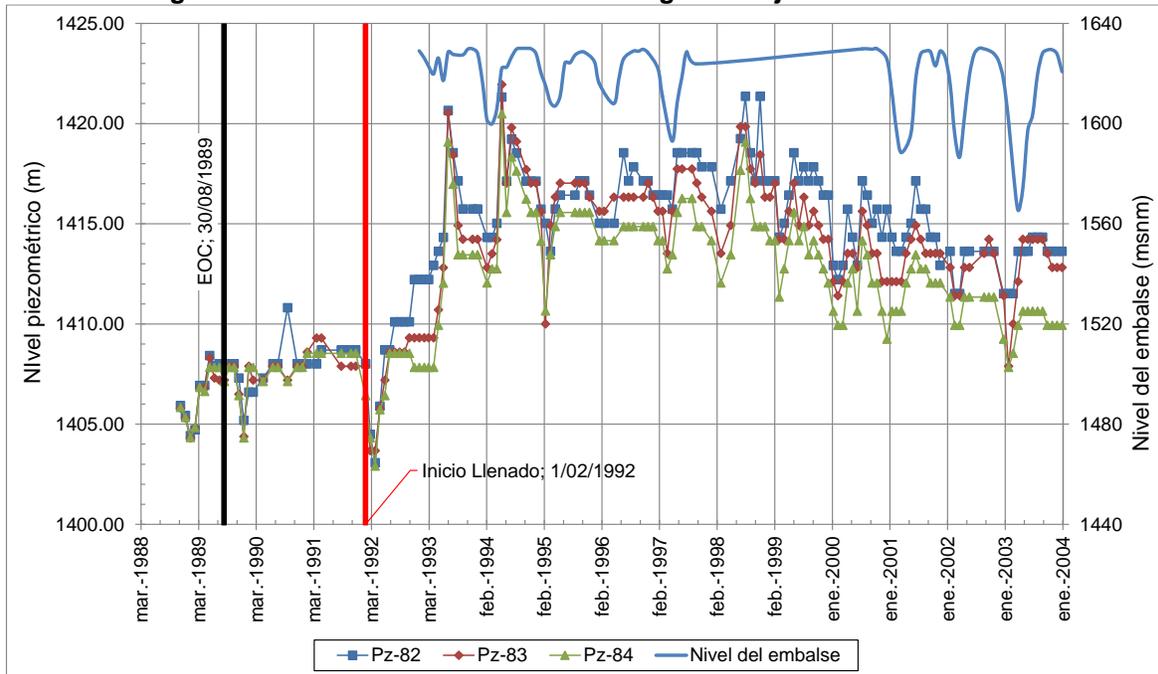


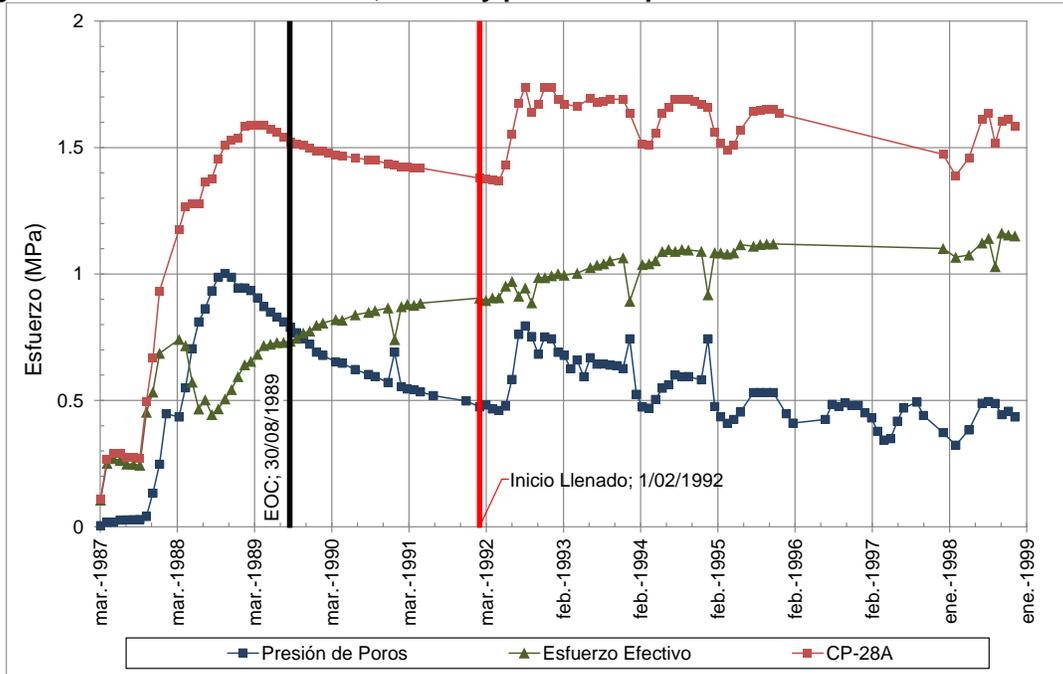
Figura 3-37. Piezómetros de fundación Aguas abajo – EL. 1387 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Y por último, se generó una gráfica que representa la variación de los esfuerzos axiales que se generan en el Núcleo a la elevación 1521 msnm, partiendo de los valores de la celda de presión 28A (Dirección vertical) y de los piezómetros Pz-45 a 49. El resultado se presenta en la Figura 3-38

Figura 3-38. Esfuerzos efectivos, totales y presión de poros en el Núcleo – EL. 1521 msnm.



3.2.1 Etapa de construcción

Durante la etapa de construcción se presentan los mayores incrementos de asentamiento dentro del relleno de la presa, al igual que el mayor incremento de presiones de poros dentro del Núcleo de arcilla. Para los mojones topográficos no se registran datos durante este período, ya que son instalados en superficie luego que la presa se encuentra terminada. Y en cuanto a los esfuerzos totales hay una concentración y aumento progresivo de esfuerzos en las capas inferiores, debido a las cargas superpuestas de los pisos superiores en el proceso de construcción. El análisis expuesto a continuación está delimitado desde el inicio de las lecturas en los aparatos hasta el hito de final de construcción (EOC = End of Construction) en agosto de 1989.

3.2.1.1 Registradores de movimiento vertical

Los registradores de movimiento vertical, que monitorean el asentamiento que sufre el espaldón en el enrocado aguas abajo, indican que durante el período de construcción el enrocado tiene su mayor incremento de asentamiento. También se aclara que para no generar un exceso de gráficas, se tomaron como representativos los registradores de movimiento vertical RMV-3, RMV-6, RMV-9 y RMV-11.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Para comenzar, se analiza el RMV-3 que es el instrumento ubicado más hacia aguas arriba. Como se observa en la Figura 3-13, éste comienza a tener lecturas cuando la superficie de la presa sobre él se encuentra terminada y que a medida que avanza el tiempo se alcanzan los mayores asentamientos entre las cotas 1579 y 1536 msnm, encontrándose su máximo en la elevación 1551 msnm con un valor de 3 m aproximadamente.

En el RMV-6 (véase Figura 3-14) hay un pico (de reducción) en las lecturas que luego se estabiliza para continuar con la tendencia de aumento de asentamiento, como si hubiese una desviación en la ubicación del punto fijo de medición, que luego se estabiliza; por lo tanto, ésta lectura es ignorada. En este registrador se tienen datos desde una fecha anterior al RMV-3, porque su altura de superficie fue alcanzada primero en el proceso de construcción y muestra que los valores de asentamiento se acumulan en el sector entre las elevaciones 1521 a 1480 msnm, alcanzando su valor máximo de 4 m en la elevación 1508 msnm.

El RMV-9 (véase Figura 3-15), ubicado más hacia aguas abajo que el RMV-3 y que el RMV-6, cuenta con valores de asentamientos que sobresalen en la zona delimitada por las elevaciones 1477 y 1448 msnm, con un valor pico de 2,8 m en la cota 1477 msnm.

Por último, el registrador de movimiento vertical RMV-11 es aquel que se encuentra ubicado más hacia aguas abajo de la presa, con la menor altura hasta la superficie de la presa. Los valores de asentamiento registrados son los menores de todos los RMVs, con un valor máximo cercano a los 1,2 m en un sector comprendido por las elevaciones 1456 y 1441 msnm (véase Figura 3-16).

3.2.1.2 Registadores de movimiento horizontal

Los registradores de movimiento horizontal se encuentran instalados en las elevaciones 1531 (RMH-1) y 1589 msnm (RMH-2), desde el límite del Núcleo de arcilla con el enrocado aguas abajo hasta el contorno de la presa aguas abajo. De estos datos sólo se tienen lectura de los asentamientos que registra el torpedo de medición y bastante distanciados en el tiempo, así que únicamente se toman como una referencia puntual de órdenes de magnitud.

Para la etapa de construcción sólo se encuentra una serie de datos de agosto de 1988, que indican que en la elevación 1531 msnm se tienen asentamientos de 3,50 m desde la Transición hasta la zona media del enrocado 3C, luego el valor disminuye en 1,5 m cuando se encuentra cerca de la superficie aguas abajo. En la elevación 1589 msnm se tienen valores de 0,8 m de asentamiento desde la Transición hasta la mitad del enrocado 3C, luego baja hasta un valor de 0,6 m en superficie aguas abajo.

3.2.1.3 Sensores neumáticos de asentamiento

Se instalaron grupos de sensores neumáticos de asentamiento en el Núcleo, Transición y enrocados aguas abajo a dos distintas elevaciones (EL. 1521 y EL. 1588 msnm), con el fin de cuantificar los asentamientos que se presenten en la presa y, como era de esperarse, ellos indican que los incrementos máximos de asentamiento se dan durante la etapa de construcción.

Primero se analizan los sensores en la zona del Núcleo y Transición (véase Figura 3-17, Figura 3-18 y Figura 3-19). A la elevación 1521 msnm se encuentra un SNA en el Núcleo (SNA-28) que tiene el mayor asentamiento con un valor aproximado de 5,0 m. Luego, en la Transición hay tres SNA que indican que los mayores asentamientos se concentran en la sección máxima (zona central, SNA-30) con valores cercanos a los 3,5 m. Al subir, los valores de asentamiento se reducen, según muestran los tres SNA ubicados en la EL. 1588 msnm en la Transición aguas abajo con valores que toman un máximo de 2,5 m.

En cuanto a los datos de asentamientos para el enrocado 3B y 3C aguas abajo (véase Figura 3-20, Figura 3-21 y Figura 3-22.), de forma similar que en el Núcleo y Transición, a mayor altura se obtienen menores valores de asentamiento que se concentran en la zona de sección máxima. Específicamente para el enrocado 3B se tienen valores de hasta 4 m en la EL. 1521 msnm y de 3 m en la EL. 1588 msnm. Para el enrocado 3C sólo hay posibilidad de lectura de datos para la EL. 1521 msnm y ellos confirman la suposición de tendencia que los asentamientos disminuyen cuando se avanza en dirección aguas abajo, con valores máximos de 3,5 m, menores que los sufridos a la misma altura en el Núcleo y en la Zona 3B.

3.2.1.4 Celdas de presión

Durante el período de construcción en el Núcleo se generan los mayores incrementos de esfuerzo total hasta unos meses antes de alcanzar el final de la construcción, desde donde toma una tendencia decreciente. Además se continúa con el comportamiento lógico que a mayor altura el valor de los esfuerzos totales es menor; por ejemplo, en la base se tiene un máximo de 2,8 MPa, en la elevación 1466 msnm de 2,5 MPa y en la elevación 1526 msnm de 1,6 MPa. Lo anterior se refería a la dirección mayor del esfuerzo, es decir en la dirección vertical, sin embargo, el esfuerzo menor (horizontal) presenta un comportamiento bastante similar, con la diferencia que los valores registrados son menores (un máximo cercano a 1,5 MPa en la EL.1408 msnm), como si fuesen fracciones temporales del esfuerzo vertical (véase Figura 3-23, Figura 3-24, Figura 3-26 y Figura 3-30).

Para la zona de Transición se observa un comportamiento creciente hasta un pico unos meses antes de llegar al final de construcción; pero, a diferencia de la tendencia en los datos del Núcleo, después de este valor máximo los esfuerzos se mantienen constantes o su tasa de decrecimiento es casi nula. También se tienen datos para alturas distintas (1466, 1526 y 1589 msnm), los cuales afirman que a mayor altura se tienen menores valores de esfuerzos totales, así, en la menor cota un máximo de 3 MPa y en la mayor cota 1,6 MPa (véase Figura 3-27, Figura 3-31 y Figura 3-34).

Con respecto al enrocado de la Zona 3B se tiene el comportamiento similar al observado en la Transición, donde los esfuerzos aumentan hasta un pico y luego permanecen casi constantes. En la altura cercana a la fundación se pierde registro de los datos un año antes del final de la construcción y se retoman hasta luego del primer llenado; no obstante, se puede realizar una interpolación de su comportamiento llegando a la conclusión que su valor pico de esfuerzo es cercano a los 3,8 MPa. Para las dos siguientes alturas disponibles, 1466 y 1526 msnm, se tienen picos de 3,4 y 2,4 MPa respectivamente (véase Figura 3-25, Figura 3-28 y Figura 3-32).

Por último, para la Zona 3C se tiene un comportamiento similar al encontrado en la Transición y Zona 3B, siendo el valor de los esfuerzos lo que varía. Para la elevación

1466 msnm corresponde un valor pico de 3,1 MPa, elevación 1526 msnm 1,5 Mpa y elevación 1589 msnm 0,9 Mpa (véase Figura 3-29, Figura 3-33 y Figura 3-35).

3.2.1.5 Piezómetros

De los ocho piezómetros instalados, cinco de ellos se encuentran en el Núcleo a la elevación 1521 msnm (PZ-45 a PZ-49) y el resto en la fundación aguas abajo bajo el cuerpo de la presa a la elevación 1387 msnm (PZ-82 a PZ-84).

El comportamiento de las presiones de poros en el Núcleo durante construcción es un fenómeno llamativo, porque hay un incremento de presiones constante como si se estuviese en una condición no drenada. Los valores que se registran en promedio llegan a ser un 99.5% de la cabeza producida por el nivel del embalse en Nivel de Aguas Máximo de Operación (NAMO), alcanzándose aproximadamente cuando falta un año para la culminación del período de construcción. Cabe anotar que la obtención de estos valores quedó restringido a una sola altura (EL. 1521 msnm), ya que los demás piezómetros instalados perdieron su conexión debido a los desplazamientos sufridos por el relleno. En la Figura 3-36 se presenta una explicación gráfica del fenómeno y se puede apreciar que el aumento máximo de cabeza de agua es de aproximadamente 100 m.

Con respecto a las presiones de poros en la fundación aguas abajo, se registran valores a partir de diciembre de 1998 y se tiene que su aumento de cabeza máximo es de aproximadamente 4 m, consistente con la reducción de energía que genera el Núcleo (si hay una cabeza dentro de él para reducir) y la alta permeabilidad del enrocado sobre los instrumentos. Los leves incrementos pueden ser relacionados también con leves aumentos de la recarga hidráulica que hace el agua de los estribos hacia el interior de la presa. En la Figura 3-37 está el comportamiento de estos piezómetros.

Como análisis adicional, se generó la Figura 3-38, de la cual se pueden plantear las siguientes hipótesis durante el período de construcción. Primero, durante los siete primeros meses de lectura piezométrica (abril a octubre de 1987), que es donde se realiza la construcción de la Fase 5 del relleno (mayoría enrocado de confinamiento, lo que significa que no debería haber mayor incremento de esfuerzos verticales), se observa que la presión de poros no aumenta y que los valores de esfuerzos efectivos y totales son prácticamente los mismos. Lo anterior conlleva a sugerir que durante ese lapso el suelo está cerca de la saturación y que las leves sobrecargas son tomadas por el esqueleto del medio, mientras se conecta totalmente el agua contenida en los poros del mismo. Comparando la evolución de los esfuerzos con el de las deformaciones (Figura 3-17) se llega a un comportamiento coherente, ya que casi no hay incremento de asentamientos durante este primer sub-período.

Luego, de noviembre de 1987 a enero de 1988, cuando se comienza a construir sobre el punto donde se encuentran los piezómetros, se genera un proceso de otorgamiento de carga al agua de los poros, porque cuando aumentó la sobrecarga vertical y la tomó el esqueleto del suelo, éste se deformó e hizo que hubiese continuidad de contacto de agua en los vacíos, incrementando el valor de la presión de poros y simulando un proceso de carga parcialmente drenada (razón de cambio alta de los esfuerzos efectivos y presión de poros con respecto al tiempo). Al comparar la anterior hipótesis con las deformaciones hay un acople lógico, porque éstas aumentan y además su razón de cambio con respecto al tiempo (rapidez de incremento de asentamientos) es la mayor.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Después, de febrero a abril de 1988, se entra en un proceso de carga totalmente no drenada dentro del rango elástico del suelo, pues se puede evidenciar valores constantes de esfuerzo efectivo, mientras hay valores crecientes de la presión de poros y del esfuerzo total (asimilación a la trayectoria de esfuerzos de un ensayo triaxial consolidado no drenado dentro de la superficie de fluencia para el modelo Cam Clay Modificado), sin existir deformación volumétrica elástica del suelo. No obstante, en esta ocasión, el comportamiento de los asentamientos no es como se esperaba, ya que deberían “estancarse” en un valor y no continuar aumentando.

De abril a octubre de 1988 se continúa en una condición de carga no drenada, con la diferencia que ahora el suelo se encuentra en estado elastoplástico (fuera de la superficie de fluencia inicial), con disminución de los esfuerzos efectivos, mientras los esfuerzos totales y la presión de poros continúan aumentando. Lo anterior no se acopla a los asentamientos presenciados, porque ellos continúan aumentando y según lo supuesto, deberían haberse quedado inmóviles.

Por último, de noviembre de 1988 hasta el final de construcción se cambia a un proceso de salida de agua del suelo acompañado de variaciones en la sobrecarga total. Como primer intento de explicación a este comportamiento se propuso que el suelo se encontraba en una etapa de consolidación “disminuida”, porque el esfuerzo total, luego de alcanzar su pico de 1,6 MPa, decrecía al igual que la presión de poros (disipación), haciendo que se transfiriera muy poca carga al esqueleto del suelo; es decir, el incremento de los esfuerzos efectivos, encaminados a mantener como sumatoria total el valor de esfuerzo total que estaba disminuyendo, era mínimo. Se atribuyó la tendencia descendente del esfuerzo vertical a condiciones de pérdida de carga en el entorno, tales como el retiro de equipos al finalizar la construcción (inmediato) y la consolidación de las capas de suelo que se encuentran arriba de las celdas de presión, en donde al sufrir una “pérdida” de volumen de agua (flujo hacia los enrocados y la atmósfera) se perdía una fracción del peso inicial. Al final quedaba como sobrecarga la sumatoria de pesos de estratos saturados en condición de equilibrio, pero con menor volumen de agua. Y como conclusión para este sub-período era que había concordancia entre la teoría de esfuerzos y las deformaciones, porque, aunque sí está disminuyendo el valor de la presión de poros, el esfuerzo total de sobrecarga también disminuye, haciendo que los esfuerzos efectivos permanezcan casi constantes y no produzcan grandes asentamientos en el cuerpo del medio.

Luego, verificando la validez de la anterior teoría, se encontró que en la Transición el fenómeno del descenso del esfuerzo total no se generaba, sabiendo que existe un volumen considerable de suelo fino arriba de los medidores al que le podía estar ocurriendo el drenaje de agua y, por consiguiente, su disminución en el peso total. Lo anterior se convirtió en una antítesis y se recurrió a la búsqueda de una nueva hipótesis: Existe un “colgamiento” del Núcleo de arcilla en la interfaz con los enrocados, que hace que no haya aumento del esfuerzo efectivo, aunque se esté disipando la presión de poros y fluyendo el agua. En un comportamiento de consolidación normal, el agua fluye regida por las condiciones de energía en su entorno y hace que entren las partículas del suelo en un contacto más fuerte cuando éste se deforma, aumentando los esfuerzos efectivos. En esta ocasión, como se tiene una condición de menor deformación en las fronteras laterales del Núcleo, él tiende a colgarse y a no deformarse (no hay un libre movimiento en su perímetro), obligando a los esfuerzos efectivos a permanecer casi constantes, tal vez mínimamente incrementados por una fuerza de flujo coaxial con estos últimos. Cuando el agua fluye hacia afuera del estrato

donde se encuentra la celda de presión, éste tiene como reacción inicial la tendencia a deformarse en todo su cuerpo, pero como se encuentra “empotrado” en sus extremos laterales y como el estrato es tratado como un continuo, su deformación se restringe al igual que su transformación en esfuerzos efectivos. Como comportamiento final, los esfuerzos totales quedan totalmente regidos por la presión de poros total y toman su misma tendencia descendente. La zona que es propensa a tener la mayor repercusión de este colgamiento es la zona central del Núcleo (lo más alejada posible de la interfaz con los enrocados) y se constata con la rápida variación de esfuerzo total con respecto al tiempo de las celdas de presión CP-11 y CP-6, que es mayor que las de las celdas similares colindantes.

La hipótesis anterior también derivaría en que el cuerpo del Núcleo de la presa, hasta la elevación 1526 msnm, se puede considerar como un material saturado, ya que en las celdas respectivas de presión se aprecia el comportamiento de colgamiento del Núcleo (pico máximo y luego descenso en los esfuerzos totales) en los espaldones. Este comportamiento se desarrolla así únicamente debido a la presencia de presión de poros (saturación), porque en un comienzo para alcanzar el punto máximo se tuvo que tener un proceso de carga no drenada, que después desencadena en un intento fallido de consolidación al no haber transferencia de carga a los esfuerzos efectivos (o mínima).

3.2.2 *Etapa de reposo*

Durante la etapa de reposo los asentamientos que se tenían en el Núcleo hasta antes del final de construcción permanecen constantes (tendencia horizontal), debido al proceso de “colgamiento” anteriormente discutido, en donde baja el valor de la presión de poros, pero baja también el valor del esfuerzo total de sobrecarga, lo que genera que los esfuerzos efectivos (complemento para formar el esfuerzo total) permanezcan casi constantes. Este comportamiento de los asentamientos aplica también para la Transición y los enrocados, aunque su explicación es ahora más sencilla: como no existe presiones de poros en su medio hay una respuesta inmediata entre esfuerzo total y deformación, y al permanecer constante la sobrecarga no hay incremento de asentamientos. Por su parte, los desplazamientos que se presentan en la superficie empiezan a generar registros y se observa que tienen una tendencia creciente.

En este período no se tienen datos de los registradores de movimiento horizontal.

3.2.2.1 Mojones topográficos

Los mojones topográficos fueron instalados para medir las deformaciones que tienen la presa en superficie mediante ubicación por coordenadas. Ellos se encuentran repartidos en toda el área de la estructura, sin embargo, se han tomado como representativos los grupos de mojones M-13 a M-19 (EL. 1610 msnm) para la cara aguas arriba, los mojones M-27 a M-39 (EL. 1642 msnm) para la cresta y los mojones M-60 a M-65 (EL. 1595 msnm) para la cara aguas abajo.

En la zona alta de la cara aguas arriba de la presa, se aprecian distintos valores de asentamiento en dirección paralela al eje de la presa que comienzan desde un valor diferente a cero, porque su punto de final de construcción es unos meses antes del final de construcción de toda la presa y durante ese intervalo de tiempo ya ha sufrido deformaciones. Se observa que los mojones que se encuentran cerca de los estribos (M-13 y M-19) arrojan los menores valores, del orden de 1,0 m, debido a que tienen un soporte

y condición de frontera de cero movimiento bajo sí mismos. Por su parte, los mojones centrales (M-15, M-16 y M-17) tienen una cantidad de volumen deformable mayor bajo ellos y por eso se obtienen asentamientos del orden de 2,5 m (véase Figura 3-10).

En la cresta de la presa ocurre un fenómeno similar de concentración de deformaciones en la zona central (sección máxima), pero con valores menores. Hacia los estribos, en esta ocasión, se tiene que el asentamiento es del orden de 0,5 m, mientras que en la sección máxima toma valores de 0,8 m (véase Figura 3-11).

Por último, la cara aguas abajo es la que menor incremento de asentamiento tienen en este período, y al igual que en la cara aguas arriba se comienza con valores de asentamiento distintos de cero. Se resalta que la variación del asentamiento con respecto al tiempo también es la menor y que con ella se llega a asentamientos cercanos a 1,0 m hacia los estribos y de 1,8 m en la parte central (véase Figura 3-12).

En términos de asentamientos totales absolutos la que mayor acumulado tiene es la cara aguas arriba, luego la cara aguas abajo y por último, la que menos se ha deformado es la cresta de la presa. Estos datos de asentamiento llaman la atención que aumentan durante el período de reposo cuando ninguna carga visible es aplicada al medio, lo que conlleva a atribuir este comportamiento a la deformación causada por la disipación de la presión de poros remanente que se alcanzó en el final de construcción.

3.2.2.2 Registadores de movimiento vertical

Los registradores de movimiento vertical instalados en los enrocados aguas abajo presentan el mismo fenómeno de atenuación de asentamientos hasta llegar casi a una línea recta horizontal con un valor cercano al alcanzado en el final de construcción. Lo anterior ocurre porque ya no hay un incremento de esfuerzos (se termina la colocación de rellenos en capas ascendentes) y la respuesta de deformaciones es inmediata, pues no se posee un factor que las “retrase”, como lo es la presión de poros.

3.2.2.3 Sensores neumáticos de asentamiento

Tal como se describió al inicio de este capítulo (3.2.2), los valores que registran los sensores neumáticos tienen una tendencia de estabilización; es decir, ya no se generan incrementos de asentamientos y el valor de esta deformación permanece con el valor que se adquirió al final de construcción. Cabe resaltar que en los instrumentos ubicados en la elevación 1588 msnm se presenta un salto en sus mediciones durante los meses de mayo y junio de 1990, que luego se reincorporan para continuar con la directriz horizontal de la gráfica. Este fenómeno puede ser atribuido a una dispersión generada por la reubicación de los respectivos reservorios, que luego fue corregida. También se resalta que hay un alto grado de dispersión en los datos registrados por el SNA-28 en el Núcleo en la elevación 1521 msnm, sin embargo la tendencia global de comportamiento es la de un incremento en los valores de asentamiento, posiblemente causados por la disipación de la presión de poros adquirida durante el proceso de construcción.

3.2.2.4 Celdas de presión

Para las celdas de presión ubicadas en el Núcleo, se observa que existe una tendencia decreciente en los valores de esfuerzo total. Este fenómeno está asociado a la existencia

de un colgamiento del Núcleo hacia los espaldones y de presiones de poros en su interior. El sensor toma la lectura de la presión total en la dirección principal (vertical) y como su estrato respectivo tiene restricción de movimiento vertical en la interfaz con el enrocado (se cuelga), no se alcanza a deformar lo suficiente para que transfiera más carga al esqueleto cuando el agua migra debido a la ley de flujo (principio de consolidación), entonces los esfuerzos efectivos permanecen casi constantes y el esfuerzo total tiene que bajar por el descenso de la presión de poros.

Por otra parte, los datos de las celdas ubicadas en la Transición y enrocados no tienen esta tendencia descendente; por el contrario, presentan una tendencia horizontal que muestra que no hay variación en el valor del esfuerzo total en la dirección principal (vertical) desde el final de construcción. Lo anterior se toma también como premisa para las celdas de presión CP-1, CP-2 y CP-3 en la transición, que no tomaron datos durante este período.

3.2.2.5 Piezómetros

Como ya se ha expuesto anteriormente, los registros de los piezómetros en el Núcleo durante la etapa de reposo presentan una tendencia descendente en el valor de la presión de poros similar a la que existía desde unos meses antes del final de construcción. Lo anterior se debe a la ley de flujo que dicta que el agua debe movilizarse de una zona de mayor energía total a una con menor energía, en este caso, los enrocados de confinamiento, haciendo que en los intentos de estabilización con las condiciones del entorno la presión de poros disminuya.

Esta disminución en la presión de poros es la que generaría un proceso de consolidación normal sin restricción de movimiento vertical en su perímetro; pero, para el caso de la presa Alberto Lleras, genera es un “colgamiento” del Núcleo en los espaldones por la diferencia del módulo de deformación de este material con respecto a sus aledaños, que se representa mediante cierto empotramiento en el perímetro y sin permitir que el material se deforme según la teoría propuesta por Terzaghi.

Con respecto a los piezómetros de fundación ubicados aguas abajo, se tiene un comportamiento global de reposo, aumento nulo de las presiones de poros leídas hasta el final de construcción.

3.2.3 *Etapa del primer llenado*

Durante la etapa del primer llenado no existe una variación apreciable de los valores de asentamiento en los rellenos de la presa, pero en la superficie sí se siguen registrando incrementos de deformación, acordes al corto lapso de tiempo que tiene este período.

En el Núcleo se incrementa las presiones de poros notoriamente acorde con el incremento de la elevación de la cota del embalse, pero reducidas por las pérdidas que se tienen en el trayecto. A medida que el aparato se encuentra a mayor altura, pasa un poco más de tiempo para que se perciba el incremento de presión de poros desde el inicio del llenado, porque la energía del embalse empieza a actuar como mínimo cuando su cota sobrepasa la de instalación del aparato. Este aumento en la presión de poros se produce porque se está cargando hidráulicamente (embalse) en condición no drenada, de tal forma que el esfuerzo efectivo producido por el confinamiento de las capas superiores y de los enrocados aguas arriba y aguas abajo permanezca constante (dentro del rango elástico).

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Para las celdas de presión ubicadas en la Transición y en los enrocados sobre la elevación 1520 msnm se continúa con cero incremento en sus valores, mientras que para las celdas inferiores se logra apreciar un leve aumento de las presiones totales unos meses después del inicio del llenado.

3.2.3.1 Mojones topográficos

Los mojones topográficos indican que tanto la cara aguas arriba como la cresta y la cara aguas abajo siguen deformándose con una velocidad similar a la que se tenía en el período de reposo de la presa. La zona que continúa acumulando asentamientos en mayor proporción es la de la cara aguas arriba de la presa, seguida por la cara aguas abajo y por último la cresta. Adicionalmente, se mantiene la concentración de deformaciones hacia la zona central o zona de sección máxima a lo largo del eje de la presa.

3.2.3.2 Registadores de movimiento vertical

Los registradores de movimiento vertical continúan con la tendencia casi horizontal que se adquirió desde el final de construcción. También se mantiene la jerarquía de los valores a distintas elevaciones dentro de un mismo RMV que la que se tenía en la etapa de construcción.

3.2.3.3 Registadores de movimiento horizontal

Para el período del primer llenado se vuelve a contar con una lectura de los registradores de movimiento horizontal. En esta ocasión, al igual que en la etapa de construcción, sólo se posee información acerca del asentamiento que leyó el torpedo al realizar su recorrido por la tubería telescópica y ahora únicamente para el RMH-2 ubicado en la elevación 1589 msnm en septiembre de 1992. De esta forma se estima que el asentamiento a esta altura desde la zona de Transición hasta la mitad de la Zona 3C es del orden de 3,0 m y cuando se acerca a la superficie aguas abajo toma valores del orden de 2,0 m.

3.2.3.4 Sensores neumáticos de asentamiento

Los sensores neumáticos de asentamiento permanecen con la misma tendencia horizontal adquirida luego del final de construcción y con la misma distribución que se tenía en la etapa de construcción, exceptuando al SNA-28 que registra la deformación del Núcleo y en donde sí se observa un incremento en los asentamientos acorde a la corta duración del primer llenado. Este fenómeno se puede atribuir a posibles dispersiones generadas en la toma de datos del aparato o a una posible pequeña acomodación del relleno en el Núcleo cuando la presión hidrostática toca la interfaz del mismo.

3.2.3.5 Celdas de presión

Las celdas de presión en el Núcleo presentan un incremento notorio en sus valores cuando comienza el primer llenado del embalse y es proporcional a la cabeza de energía relativa que tiene el embalse con respecto a la ubicación de la celda. Así, a menor elevación del instrumento se tienen incrementos mayores de presión (1,5 MPa en la EL. 1408 msnm y 0,5 MPa en la EL. 1526 msnm) y se requiere también menos tiempo luego del inicio del primer llenado para apreciar dichos incrementos. También se resalta que el Núcleo se encuentra saturado por el proceso de “colgamiento” en la etapa anterior, y, por lo tanto,

cuando llega la carga hidrostática del embalse se tiene una condición de carga no drenada, de tal forma que la mayoría (o totalidad) de la sobrecarga es tomada por el agua intersticial.

Por otra parte, las celdas de presión en la Transición y enrocados sobre la EL. 1520 msnm muestran que se continúa con una tendencia horizontal, de cero incremento en los esfuerzos totales durante la etapa de primer llenado. Sin embargo, para elevaciones menores a 1520 msnm y retrasado unos meses desde el inicio del llenado, se logra apreciar un pequeño aumento en los esfuerzos, posiblemente generado por el nivel de infiltración superior, que logra atravesar el Núcleo y produce una saturación de los niveles inferiores de enrocado y un consecuente incremento de presiones de poros.

3.2.3.6 Piezómetros

Como sólo se tiene piezómetros en el Núcleo a la EL. 1521 msnm los demás comportamientos se extrapolan de él, sabiendo también que los esfuerzos totales a lo largo de la altura de la presa en el Núcleo tienen un comportamiento similar.

Se observa en el Núcleo que las presiones de poros aumentan considerablemente (en cerca de 40 m de cabeza de agua), no obstante, no se llega al nivel piezométrico de la altura del embalse en su condición de operación normal (1630 msnm), esto debido a las pérdidas de energía que genera el paso del agua por el Núcleo desde la interfaz con el enrocado aguas arriba. Es importante comparar este pico de nivel piezométrico con el que se alcanzó en la etapa de construcción, porque este último lo sobrepasa en casi 30 m de cabeza de agua y llega a 1630 msnm. Lo anterior ocurrió porque durante el proceso de construcción se tuvo una carga incremental en condición no drenada, y que a medida que los pisos superiores se iban construyendo, simulando un medio continuo, los pisos inferiores transferían presiones de poros hacia los superiores, estando saturado todo el volumen del Núcleo con un potencial energético máximo. Cuando se llega a la etapa del inicio del llenado, el Núcleo continúa saturado, pero parte de su potencial (presiones de poros) ha disminuido por un intento fallido de consolidación que resultó en el “colgamiento” del esqueleto fino en los espaldones de enrocado y únicamente flujo de agua. Luego, con una condición de entrada de energía actuando únicamente en el perímetro aguas arriba del Núcleo (energía proporcionada por el embalse), no se alcanza el pico máximo anterior, porque el agua debe atravesar el material fino con baja permeabilidad que genera grandes pérdidas y hace que el nivel de infiltración superior (línea con presión de poros igual a cero) descienda casi hasta la base en el perímetro aguas abajo del Núcleo.

En la Figura 3-38 se observa un consolidado y una variación simultánea de los componentes del esfuerzo que percibe el suelo en la elevación 1521 msnm. durante este período de análisis. Allí se visualiza el incremento de esfuerzo total, similar al de su componente de presiones de poros, por lo que el esfuerzo efectivo permanece casi constante.

Con respecto a los piezómetros de fundación ubicados en la zona aguas abajo, se tiene un aumento de las presiones de poros registradas, causado posiblemente por el agua de infiltración que logra atravesar el Núcleo, pero ya con una energía bastante disminuida por las pérdidas en el trayecto. El incremento de nivel piezométrico es de aproximadamente 10 m.

3.2.4 *Etapa de operación*

En la etapa de operación los asentamientos dentro del relleno, en cada una de las zonas geotécnicas de la presa, continúan con el mismo valor que habían registrado al final del primer llenado del embalse, a diferencia de los asentamientos en la superficie de la presa que continúan incrementándose con una pendiente cada vez menor a medida que pasa el tiempo.

Los esfuerzos totales en el Núcleo varían acordes e inmediatos a la variación del nivel piezométrico del embalse simulando un proceso de carga no drenado, donde aumenta únicamente las presiones de poros. Se evidencia también un fenómeno de “colgamiento” durante el período de febrero de 1993 a febrero de 1997 de menor magnitud que el presenciado en la época de reposo, y luego, se vuelven horizontales las gráficas tanto de esfuerzos totales, como de efectivos y presiones de poros, indicando una condición de equilibrio con velocidades de flujo constante.

3.2.4.1 Mojones topográficos

El movimiento superficial que experimenta la presa, tanto la cara aguas arriba como la cresta y la cara aguas abajo, es de asentamiento, pero en esta ocasión la velocidad de deformación decrece y se observa que al final del tiempo donde se tienen datos de instrumentación casi se tiene una tendencia horizontal o de estabilización. La zona que continúa acumulando asentamientos en mayor proporción es la de la cara aguas arriba de la presa, seguida por la cara aguas abajo y por último la cresta. Al igual que en las etapas anteriores, se mantiene la concentración de deformaciones hacia la zona central o zona de sección máxima a lo largo del eje de la presa.

3.2.4.2 Registadores de movimiento vertical

Los registadores de movimiento vertical continúan con la tendencia cuasi horizontal que se adquirió desde el final de construcción. De igual forma, se mantiene el ordenamiento de los valores a distintas elevaciones dentro de un mismo RMV que la que se tenía en las etapas anteriores; es decir, el punto que presentó las mayores deformaciones al final de construcción continúa siendo el que presenta mayores deformaciones en esta etapa y así sucesivamente.

3.2.4.3 Registadores de movimiento horizontal

Para esta etapa los RMH vuelven a tener datos para las dos alturas de instalación en una fecha determinada, específicamente enero del año 2000. Nuevamente sólo se posee información acerca del asentamiento que leyó el torpedo al realizar su recorrido por la tubería telescópica e indica que para el RMH más alto se tienen valores de deformación cercanos a 3,20 m desde la Transición hasta la zona media del enrocado 3B y cuando se acerca a la superficie registra asentamientos de 2,20 m. Algo similar sucede para el RMH-1 a diferencia que sus valores alcanzados desde en el primer sector son de 3,5 m y en el segundo de 1,7 m.

3.2.4.4 Sensores neumáticos de asentamiento

Estos sensores continúan indicando que los asentamientos de todas las zonas geotécnicas ya se han estabilizados y que prácticamente no hay aumento en sus valores. Con respecto al SNA-28 ubicado en el Núcleo, que hasta la etapa del primer llenado presentaba aumentos de deformación, parece que ahora se estabilizan sus valores y tiende a tomar una tendencia horizontal obviando la dispersión que se presenta.

3.2.4.5 Celdas de presión

Las celdas de presión en el Núcleo muestran que los esfuerzos totales varían acorde a las variaciones del nivel del embalse, de lo cual se deduce que éste es un proceso de carga no drenado. Globalmente se puede apreciar también una tendencia de descenso muy leve en los esfuerzos totales, lo que es muestra de un pequeño “colgamiento” remanente del Núcleo, pues todavía se está disipando exceso de presiones de poros generados por el primer llenado hasta que se alcance la condición de equilibrio de esfuerzos con velocidades de flujo constantes en el tiempo.

Las celdas de presión en los enrocados y Transición tienen una tendencia horizontal con muy pequeñas variaciones en los valores del esfuerzo total, lo que señala que estos materiales ya han llegado a su condición de equilibrio de esfuerzos.

3.2.4.6 Piezómetros

El comportamiento de presiones de poros dentro del Núcleo es concordante con el de esfuerzos totales, donde desde febrero de 1993 hasta febrero de 1997 se aprecia una leve tendencia descendente que indica que el Núcleo aún se cuelga de los espaldones en enrocado. Luego de este sub-período comienza una etapa de estabilización con cero variación de la presión de poros y se deduce que el suelo ha llegado a su condición de equilibrio de esfuerzos con régimen de flujo establecido.

Los piezómetros de fundación muestran una tendencia global descendente, de disipación de exceso de presión de poros, afectada ocasionalmente por las variaciones en el nivel del embalse aguas arriba. Se aprecia que las variaciones de presión de poros son casi inmediatas con los cambios del nivel del embalse, lo que indica que el agua se encuentra continua, saturando los vacíos del suelo bajo la línea de infiltración superior, desde el espaldón aguas arriba hasta el espaldón aguas abajo y genera una sobrepresión en el estrato de fundación.

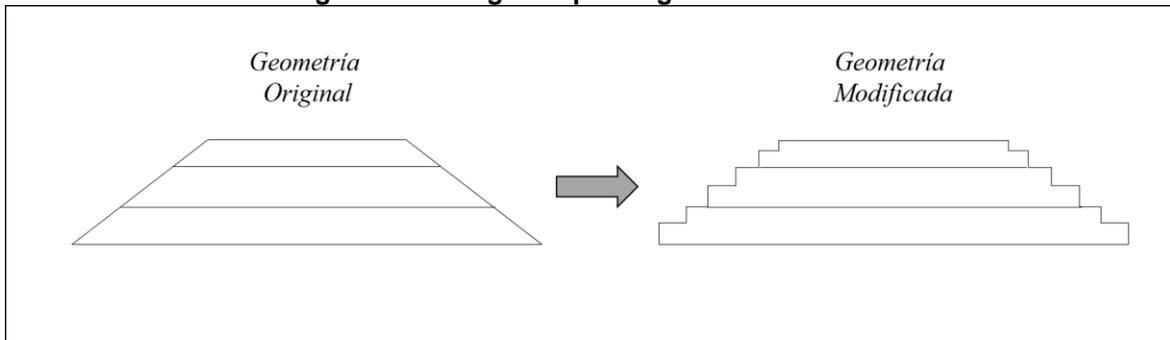
4. METODOLOGÍA PARA IMPLEMENTACIÓN DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA

A continuación se presenta el proceso de interacción que se realizó con el software para generar un modelo consistente y determinado, aclarando que éste se concibió como una aproximación de la geometría, condiciones iniciales y condiciones de contorno reales de la presa.

4.1 Geometría

Como primer paso para la construcción del modelo se debe pensar en cuántas dimensiones espaciales se analizará la geometría del objeto. En esta ocasión se decidió analizar la presa en dos dimensiones mediante una condición plana de deformaciones (como si fuese infinitamente larga en la dirección perpendicular al área principal) debido a su ahorro en cuestiones de cálculo, para lo cual bastó con la adquisición de la geometría de la sección máxima de la presa. Dicha geometría se encontraba ya en un archivo CAD (Computer Aided Design), pero se notó que presentaba unas esquinas donde muy posiblemente aparecerían problemas de convergencia en el análisis numérico, motivo por el cual se decidió “refinar” dichas esquinas con segmentos de rectas perpendiculares (similar a una escalera, véase Figura 4-1).

Figura 4-1. Arreglo esquinas geometría modelo.

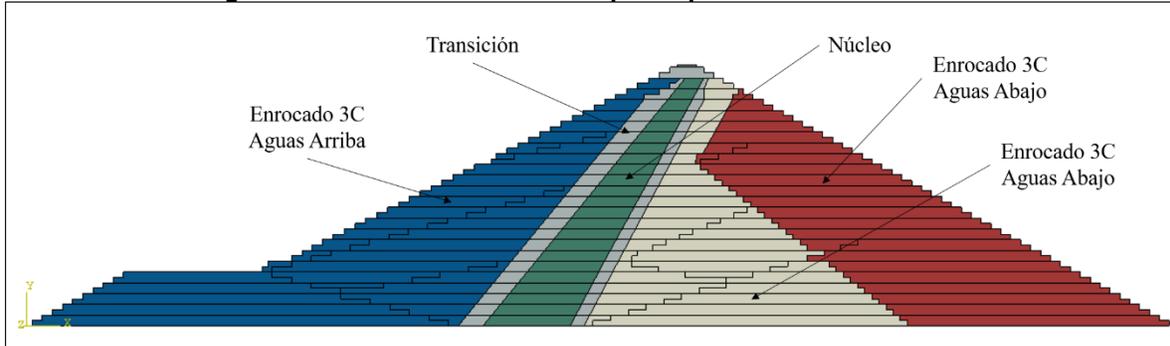


Adicionalmente se tiene que realizar una partición de la geometría en capas para tener una discretización del proceso constructivo y así aproximarse más al comportamiento real de la presa. Se decidió hacer esta partición en 24 capas de 10 m de altura para todas las zonas de la presa. Pero esta partición no es suficiente ya que también se deben generar unidades a las que luego se les pueda asignar las características de los diferentes materiales que componen la presa, motivo por el cual se realizó una división geométrica para los siguientes materiales que tendrán características de comportamiento iguales: Núcleo, Transición, Enrocado 3B, Enrocado 3C Aguas arriba y Enrocado 3C Aguas abajo. Por último hay que tener también unas divisorias geométricas que representen el proceso constructivo llevado a cabo in-situ, por ejemplo, que se construyó el enrocado en los meses lluviosos y la zona del Núcleo en los meses secos del año.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Es recomendable tener la geometría en CAD cerca del origen de coordenadas, para que su proceso de importación en el programa de elementos finitos sea más certero, además que así se está generando una visualización anticipada del ensamble del modelo. La geometría final a importar se presenta en la Figura 4-2.

Figura 4-2. Geometría final de la presa para análisis numérico.



El programa utilizado fue Abaqus 6.12, que es una interfaz que permite crear y editar geometrías a las cuales se les asigna variables para el desarrollo de un modelo con objetivos específicos de ingeniería, conocido como un sistema CAE (Computer Aided Engineering). Con la facilidad actual de interconexión de los CAE con los CAD se importó la geometría, definiéndose como “partes planares” (denotación del programa) en dos dimensiones. Estas partes o unidades geométricas fueron determinadas como la mínima área intersectada por las divisorias de materiales, de capas mínimas de construcción y de secuencia constructiva. Normalmente se importa cada unidad por separado, como si fuese única en el espacio y luego se realiza un proceso de ensamblaje dentro del programa para reunir las como un todo dependiendo de un sistema de referencia, que como se había dicho anteriormente, por facilidad, está basado en las mismas coordenadas del CAD.

En el apartado de ensamblaje se tienen que definir instancias, que son subconjuntos de partes que encierran un material o secuencia constructiva y cuyo perímetro se considera como una superficie, donde se pueden aplicar presiones distribuidas. En una instancia los nodos de las líneas divisorias que ponen en contacto dos o más partes deben tener el mismo valor en todos sus grados de libertad para las partes adyacentes.

Se aclara que para el análisis el sistema coordenado global es el que se trae por omisión, con plano de análisis X-Y, siendo X positivo hacia la derecha, Y positivo hacia arriba, y con la dirección Z positiva perpendicular al plano mediante la ley de la mano derecha. Todas las magnitudes espaciales que vayan hacia abajo o hacia la izquierda serán negativas.

4.2 Unidades

Para empezar a asignar propiedades a las partes importadas se requiere definir un sistema consistente de unidades, ya que el CAE utilizado no tiene uno inherente o predeterminado

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

y se ajusta al que el usuario determine. El sistema que se utiliza en este modelo es el presentado en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1. Sistemas de unidades utilizados en el Sistema CAE.

Longitud	Fuerza	Esfuerzo	Tiempo	Permeabilidad	Peso unitario	Densidad
<i>m</i>	<i>MN</i>	<i>MPa</i>	<i>s</i>	<i>m/s</i>	<i>MN/m³</i>	<i>Gg/m³</i>

El sistema anterior fue escogido así, porque las variables de los grados de libertad y de sus conjugadas deben estar lo más cerca posible en órdenes de magnitud para no incurrir en problemas numéricos. Como se realiza un modelo acoplado de flujo con deformaciones y las velocidades normales del agua en el Núcleo son pequeñas en comparación a los esfuerzos del sistema, se decidió reducir la representación de éstos últimos en tres órdenes de magnitud con referencia al Sistema Internacional de Unidades; es decir, no se utilizó Kilopascuales sino Megapascuales. Se resalta también la unidad de la densidad que es Gg/m^3 , lo cual se debe a que la unidad fundamental e independiente es la de fuerza (MN), y teniendo la definición que $\rho = \gamma_d/g$, se llega a que las unidades de densidad serán Gg/m^3 .

4.3 Materiales

Luego se definen los materiales de cada una de las zonas de la presa caracterizados por parámetros de comportamiento. Se resalta que la definición del módulo elástico para los enrocados y Transición se realizó como una estimación teniendo como base la Tabla 4-2.

Tabla 4-2. Módulos para presas de enrocados (ICOLD, 2004) [17]

Presa	País	Altura [m]	Tipo de roca	E_v [MPa]
Aguamilpa	México	187	Grava y enrocado	190
Foz do Areia	Brasil	160	Basalto	32
Tianshengqiao	China	178	Caliza y Lodolita	45
Salvajina	Colombia	148	Grava	390
Alto Anchicaya	Colombia	140	Hornfelsa-Diorita	145
Segredo	Brasil	140	Basalto	45
Xingo	Brasil	140	Granito	37
Khao Laem	Tailandia	130	Caliza	45
Golilas	Colombia	125	Grava	210
Ita	Brasil	125	Basalto	60
Reece	Australia	122	Dolerita	160
Cethana	Australia	110	Cuarcita	135
Xibeikou	China	95	Dolomita	100

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Presa	País	Altura [m]	Tipo de roca	E_v [MPa]
Murchison	Australia	89	Riolita	225
Crotty	Australia	83	Grava	500
Mackintosh	Australia	75	Grawaca	40
Bastyan	Australia	75	Grawaca	160
Chengbing	China	75	Toba	78
Pichi-Picun-Leufu	Argentina	40	Grava	360
Antamina	Perú	140	Hornfelsa	100

Primero se definió el Enrocado 3C Aguas arriba como un material que obedece las leyes del modelo elástico. Los parámetros relevantes son el módulo de Young (E) y la relación de Poisson (ν). Su fuerza de cuerpo está definida por la densidad y su propiedad hidráulica es la permeabilidad.

Tabla 4-3. Parámetros del material Enrocado 3C Aguas arriba.

Parámetro	Valor
Módulo de Young (E)	70
Relación de Poisson (ν)	0,3
Densidad	0,0019
Permeabilidad	5×10^{-1}

Para los materiales de Transición, Enrocado 3B y Enrocado 3C Aguas abajo se tienen que definir los mismos parámetros ya que ellos se caracterizaron también con un modelo elástico de comportamiento, tal como se presenta en la Tabla 4-4, Tabla 4-5 y Tabla 4-6.

Tabla 4-4. Parámetros del material Transición.

Parámetro	Valor
Módulo de Young (E)	70
Relación de Poisson (ν)	0,3
Densidad	0,0018
Permeabilidad	1×10^{-3}

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Tabla 4-5. Parámetros del material Enrocado 3B.

Parámetro	Valor
Módulo de Young (E)	124
Relación de Poisson (ν)	0,3
Densidad	0,0019
Permeabilidad	3×10^{-1}

Tabla 4-6. Parámetros del material Enrocado 3C Aguas abajo.

Parámetro	Valor
Módulo de Young (E)	87
Relación de Poisson (ν)	0,3
Densidad	0,00185
Permeabilidad	5×10^{-1}

Por último se consideró el material del Núcleo, el cual visto desde el campo de esfuerzo-deformación obedece a un modelo elasto-plástico, específicamente el modelo Modificado de Cam Clay (MCC). Los parámetros en esta ocasión para la zona de plasticidad son: la relación de esfuerzos en el estado crítico (M), la pendiente de la línea de consolidación normal en el plano e vs $\ln p'$ (λ) y la relación de vacíos en la línea de consolidación normal correspondiente a una presión unitaria (e_1). Las propiedades elásticas quedan definidas por: la pendiente de la línea de recompresión en el plano e vs $\ln p'$ (κ) y la relación de Poisson (ν). Para finalizar, la fuerza de cuerpo está caracterizada por la densidad y el comportamiento hidráulico mediante la permeabilidad. Los parámetros anteriormente relacionados y sus respectivos valores para el Núcleo se presentan en la Tabla 4-7.

Tabla 4-7. Parámetros del material Núcleo.

Parámetro	Valor
M	1
κ	0,002
e_1	0,4
λ	0,02
ν	0,4

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Parámetro	Valor
Densidad	0,001804
Permeabilidad	$1,1574 \times 10^{-8}$

Mediante los parámetros anteriores se definieron cinco materiales dentro del programa. Sin embargo, para que estos materiales sean asignados a una región geométrica dentro del modelo se requiere transformar cada uno de ellos a una entidad denominada Sección. En esta ocasión se crearon cinco Secciones (una para cada material) del tipo sólidas y homogéneas, con un espesor de una unidad (predeterminado para una condición plana de deformaciones), y fueron asignadas a lo largo de toda la altura de la presa, en función del material correspondiente a cada región de la geometría.

Adicionalmente, en la definición del material, se activó el cálculo de algunas variables adicionales que se definirán mediante una subrutina en Fortran. Estas nuevas variables a tener en cuenta son la energía piezométrica y los esfuerzos totales, ya que no aparecen en la lista por omisión de variables para generar resultados y reportes.

4.4 Enmallado

Para generar una forma geométrica a la cual se le puedan asignar variables y luego poder resolverlas se debe crear un espacio de nodos y elementos denominado enmallado. La definición del enmallado se hace mediante la determinación del tamaño promedio del elemento en una región global, o si se quiere ser más específico, en los bordes que conforman las partes. Se debe tener en cuenta que donde se esperan cambios grandes de las variables se debe refinar el enmallado haciendo que los elementos cerca a estas áreas sean de menor tamaño (mayor densidad de elementos por unidad de área).

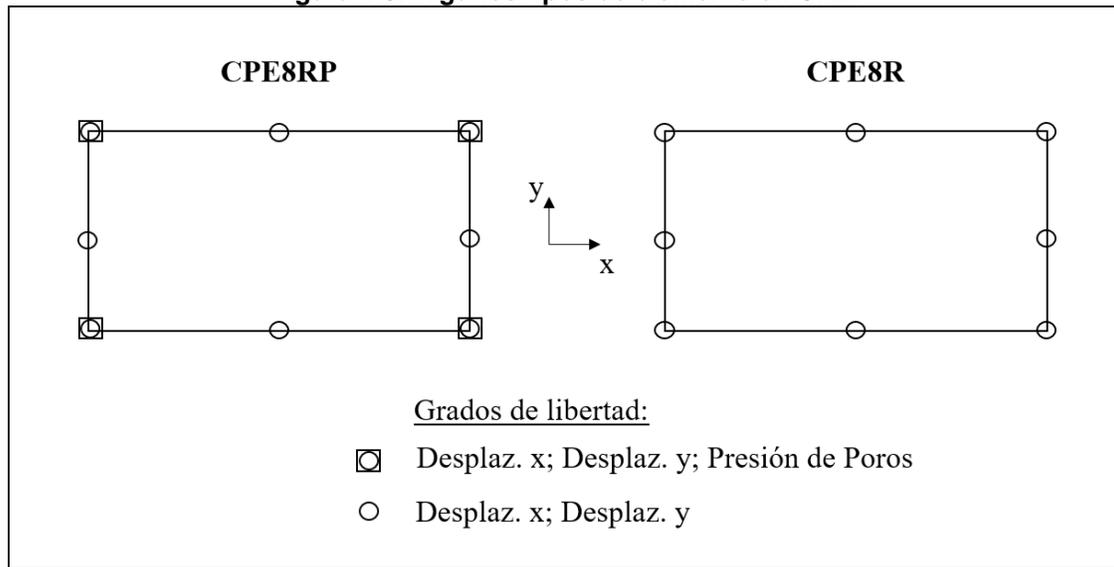
También se debe definir el tipo de elemento a utilizar. En esta ocasión, de acuerdo con la geometría, definición y complejidad del problema, se utilizó únicamente un tipo de elemento que fue un elemento cuadrilátero continuo simplificado a dos dimensiones mediante deformaciones planas, con ocho nodos, a resolver mediante integración reducida y con el grado de libertad de presión de poros activado, en el CAE denotado como CPE8RP. Cabe anotar que las presiones de poros sólo están definidas en las esquinas del elemento, indicando una interpolación lineal de valores; mientras que desplazamientos están definidos tanto en las esquinas como en los puntos medios de las aristas, obedeciendo una interpolación cuadrática (véase Figura 4-3). Este tipo de elemento se asignó a todas las regiones de la presa, independiente de qué zona fuese, porque, por ejemplo en los enrocados no importa el valor de la presión de poros y podría caracterizarse mediante un elemento de sólo esfuerzo-deformación; pero, una combinación con otro tipo de elemento resulta en un desafío numérico del procesador que poco tiene que ver con las cuestiones geotécnicas propias de este estudio. En esta ocasión se resalta la importancia hidráulica del material de la Transición en el análisis de elementos finitos, ya que se comporta como un amortiguador, que no permite que existan cambios abruptos en las fronteras del Núcleo y haya estabilidad sin generar problemas numéricos

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Se resalta que la elección de un elemento con integración reducida se debe a la capacidad que tiene éste de no generar trabamiento por cortante ni por deformación volumétrica y además reduce el costo de cálculos, pues requiere un punto de Gauss menos en cada dirección para integrar los términos polinomiales en la matriz de rigidez.

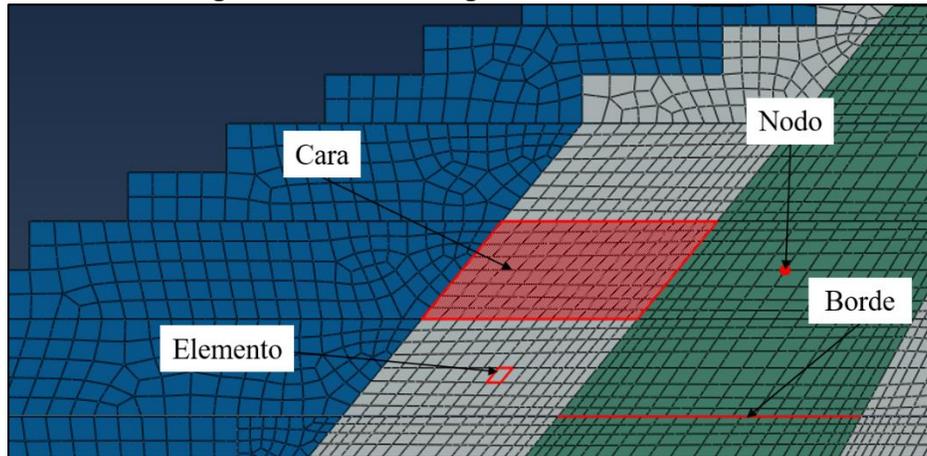
En la Figura 4-3 se ilustra también el elemento CPE8R, que es análogo al utilizado, pero que no considera el grado de libertad de presión de poros, predestinado a la representación de zonas donde sólo son de relevancia las magnitudes de los esfuerzos y los desplazamientos.

Figura 4-3. Algunos tipos de elemento en CAE.



De esta manera, al momento de ya encontrarse importada la geometría en el CAE y de haberse generado el enmallado, se pueden distinguir las siguientes representaciones geométricas, seleccionables y con capacidad de ser agrupadas para su manejo adecuado. Primero se encuentran los nodos, que son los puntos donde se ubican los grados de libertad para su determinación y que provienen del proceso de enmallado del modelo. Luego aparecen los elementos, que son la agrupación encerrada de ocho nodos y que es la mínima área seleccionable dentro del modelo proveniente del enmallado del mismo. Está también la representación denominada Borde, que es la línea recta externa de una parte y contiene únicamente nodos. La última denominación importante es la de Cara, que es un área específica del modelo, normalmente la misma de una parte, que contiene bordes, elementos y, por consiguiente, nodos. Una imagen aclaratoria de las anteriores entidades se muestra en la Figura 4-4.

Figura 4-4. Entidades geométricas en el CAE.



Se recomienda organizar las entidades geométricas a utilizar en conjuntos denominados Sets. Cuando el set se encuentra definido directamente por caras y por bordes, se puede modificar el enmallado a lo largo del análisis y el set se actualiza automáticamente para corresponder con los elementos y nodos finalmente definidos. Por otra parte, si el set se encuentra especificado por nodos y elementos directamente, al realizarse una modificación al enmallado, él no se actualiza automáticamente y debe ser redefinido nuevamente de forma manual, nodo por nodo o elemento por elemento.

Un último elemento importante en la geometría del modelo son las Superficies. Ellas son bordes de las instancias definidas en el proceso de ensamblaje y permiten crear sobre ellas cargas distribuidas y restricciones (como se verá más adelante). Las superficies pueden ser definidas por elementos o por nodos, siendo las primeras más flexibles a la hora de realizar procesos de interacción con otras superficies similares, ya que, por ejemplo tienen la ventaja de optimizar el cálculo de esfuerzos entre instancias adyacentes, reduciendo el "ruido" (singularidades numéricas) que se pueden presentar. Se hace el reconocimiento que las superficies no aceptan elementos de distinto tipo dentro de sí y esto fue uno de los principales motivos por los cuales se abandonó la idea de utilizar dos tipos de elementos en el análisis y reducirlo sólo a la adaptación del CPE8RP, ya que existían puntos compartidos donde las superficies generaban conflictos, que se pudieron solucionar con arreglos geométricos de superficies generadas por nodos; pero desencadenaron finalmente en focos de no convergencia numérica, como por ejemplo altas concentraciones y variaciones de esfuerzos dentro de un elemento.

Para cuantificar la dimensión del enmallado se tiene que el número total de elementos fue 33.607, el número total de nodos 110.102 y el número total de ecuaciones a resolver cuando todos los elementos se encuentran activos es de 238.177.

4.5 Condiciones iniciales

El modelo se compone por varios pasos que simulan el proceso constructivo de la presa, instalando capas de 10 m de altura que deben aparecer en un estado inicial geostático (o muy cercano a él) para luego soportar la carga (peso) de la capa inmediatamente superior y sus sucesivas. De esta manera, se debe definir una condición inicial para cada estrato donde se tengan elementos del tipo CPE8RP para las presiones de poros y para la relación de vacíos. Especial atención y un valor inicial adicional de esfuerzos efectivos deben tener los estratos que utilicen el modelo elasto-plástico, ya que una definición errada resulta en deformaciones plásticas irreversibles y en problemas de rigidices que detiene el avance del análisis. Por el contrario, para la saturación no es necesario un estado inicial, pues el programa asume 100% de saturación por omisión y esa es la condición esperada de modelación durante construcción. Adicionalmente, si se estuviese en una condición parcialmente saturada, donde saturación y presión de poros negativas están interrelacionadas y si se definiera incoherentemente un valor de saturación inicial, el programa lo acomoda para que obedezca la curva de absorción en función de la presión de poros.

Para el Núcleo, primero se definió la distribución de esfuerzos en el estado inicial de una capa de 10 m de altura, que se utiliza para las demás capas sin importar la cota en la que se encuentren ubicadas. La distribución de esfuerzos a definir corresponde a los efectivos y en una condición simplificada e ideal se tiene que éstos varían en función de la dirección z (dirección de la gravedad y con origen de coordenadas en el punto de mayor elevación del estrato) de la siguiente manera:

$$\sigma'_z = \gamma' z \quad \text{Ecuación 4-1}$$

Los esfuerzos efectivos en dirección horizontal y en dirección perpendicular al plano de análisis se calculan como una fracción del esfuerzo principal vertical. Esta fracción fue determinada con el valor de 0,6 equivalente a un coeficiente de presión de tierras en reposo para un suelo normalmente consolidado de ángulo de fricción interna de $23,6^\circ$ (véase Ecuación 2-3).

$$\sigma'_x = \sigma'_y = 0,6 \sigma'_z \quad \text{Ecuación 4-2}$$

La distribución de presión de poros inicial es hidrostática determinada únicamente por el peso unitario del líquido, en esta ocasión agua.

$$u = \gamma_w z \quad \text{Ecuación 4-3}$$

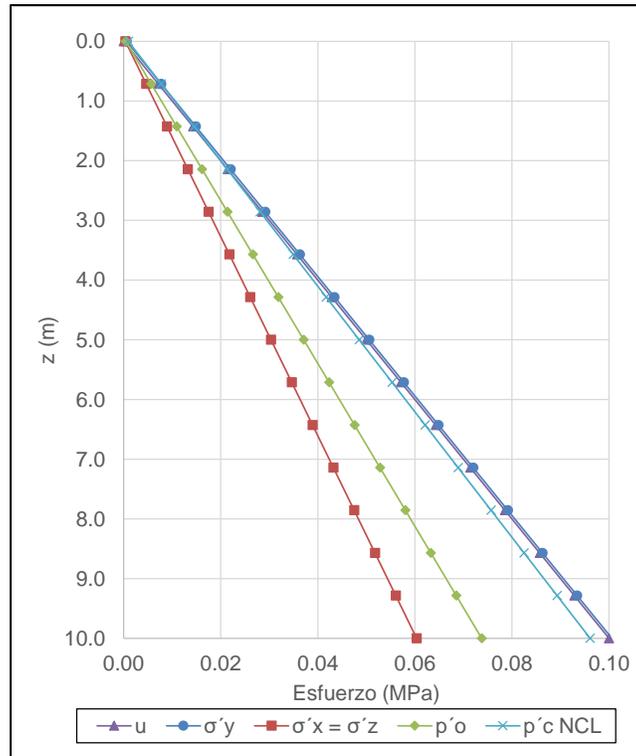
Se supuso que el estrato de suelo alcanzó su máxima condición de esfuerzos cuando el rodillo de compactación se encontraba sobre él, llegando a una distribución en profundidad dominada por un peso específico de $0,02 \text{ MN/m}^3$. Cuando el rodillo dejó de compactar el suelo redujo leve y elásticamente su estado de esfuerzos en cada profundidad, como si se hubiese retirado una sobrecarga constante de $0,001 \text{ MPa}$. De la anterior forma se tuvieron determinadas la distribución de esfuerzos de preconsolidación e iniciales, tal como se observa en la Tabla 4-8 y Figura 4-5.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Tabla 4-8. Distribución de esfuerzos iniciales y de preconsolidación en el Núcleo para el estrato de 10 m

z	u	σ'_{y}	$\sigma'_{x} = \sigma'_{z}$	p'_{o}	p'_{c} NCL
0.00	0.0000	0.0006	0.0004	0.0004	0.0010
0.71	0.0071	0.0077	0.0046	0.0057	0.0077
1.43	0.0143	0.0149	0.0089	0.0109	0.0145
2.14	0.0214	0.0220	0.0132	0.0161	0.0213
2.86	0.0286	0.0292	0.0175	0.0214	0.0281
3.57	0.0357	0.0363	0.0218	0.0266	0.0349
4.29	0.0429	0.0434	0.0261	0.0319	0.0417
5.00	0.0500	0.0506	0.0304	0.0371	0.0485
5.71	0.0571	0.0577	0.0346	0.0423	0.0553
6.43	0.0643	0.0649	0.0389	0.0476	0.0621
7.14	0.0714	0.0720	0.0432	0.0528	0.0689
7.86	0.0786	0.0792	0.0475	0.0581	0.0757
8.57	0.0857	0.0863	0.0518	0.0633	0.0825
9.29	0.0929	0.0934	0.0561	0.0685	0.0893
10.00	0.1000	0.1006	0.0604	0.0738	0.0961

Figura 4-5. Distribución de esfuerzos iniciales y de preconsolidación en el Núcleo para el estrato de 10 m



La distribución de la relación de vacíos inicial (e_o) se puede determinar en cada profundidad mediante una relación proveniente de las gráficas de deformación por consolidación, teniéndose como puntos clave de análisis la relación de vacíos y la presión inicial y la relación de vacíos y la presión de preconsolidación. Esta relación es:

$$e_o = e_1 - \lambda \ln(p'_c) + \kappa \ln(p'_c/p'_o) \quad \text{Ecuación 4-4}$$

Al realizar el cálculo para cada uno de los valores de la Tabla 4-8 se llega a la distribución descrita por la Tabla 4-9 y representada por la Figura 4-6.

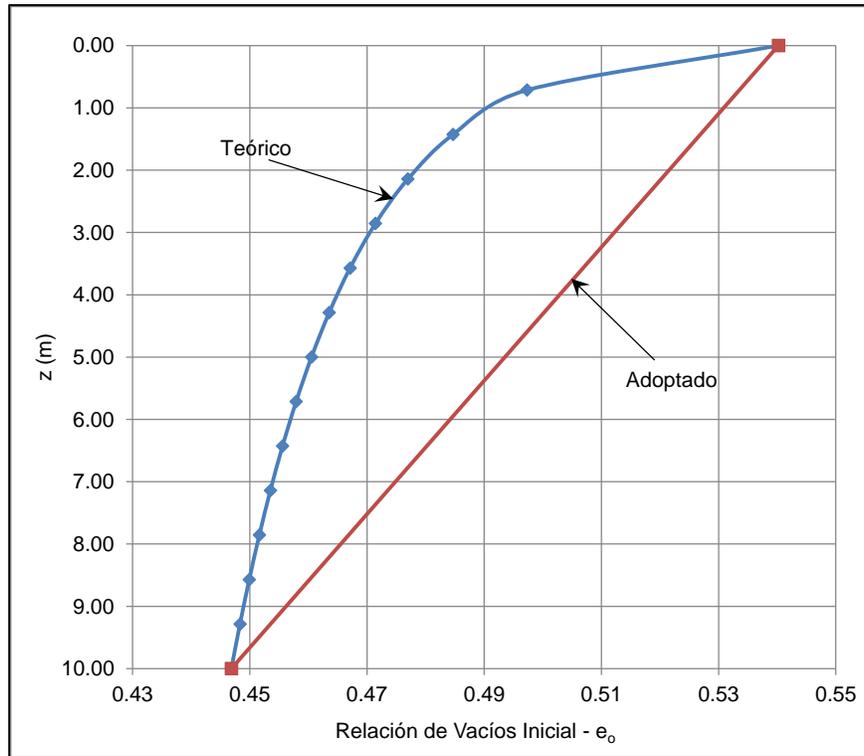
MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Tabla 4-9. Distribución de relaciones de vacíos iniciales en el Núcleo para el estrato de 10 m

z	eo
0.00	0.5402
0.71	0.4973
1.43	0.4847
2.14	0.4770
2.86	0.4714
3.57	0.4671
4.29	0.4635
5.00	0.4605
5.71	0.4579
6.43	0.4556
7.14	0.4535
7.86	0.4516
8.57	0.4499
9.29	0.4483
10.00	0.4469

Como se puede observar, la distribución de relación de vacíos obedece la condición que a mayor esfuerzo ella tiende a reducirse, pues el suelo se ha comprimido por los diferenciales de relleno que se encuentran arriba de él. Se destaca que la variación de la relación de vacíos no es lineal con respecto a la profundidad; sin embargo, por cuestiones de ahorro de memoria en el computador y que la diferencia de resultados obtenidos en el programa es mínima, se decidió tomar una distribución lineal desde el valor en “superficie” hasta el de mayor profundidad, generando un poco más de relación de sobreconsolidación al tener un aumento de relación de vacíos en cada profundidad.

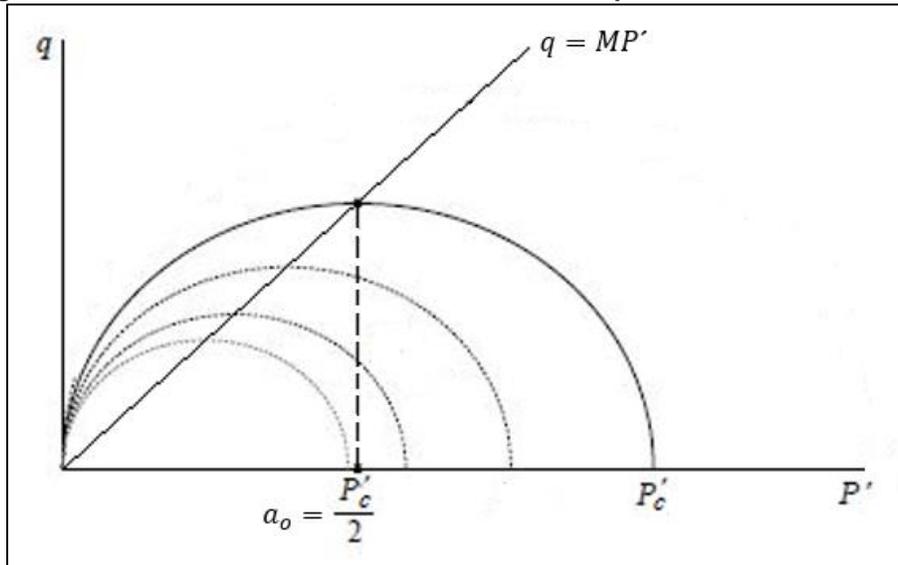
Figura 4-6. Distribución de relaciones de vacíos iniciales adoptadas en el Núcleo para el estrato de 10 m.



La premisa que el suelo está ligeramente sobreconsolidado por la carga de los rodillos que pasaron por las capas para realizar el proceso de compactación determina el tamaño de la superficie inicial de fluencia. En el programa CAE ésta se encuentra especificada mediante el parámetro a_o , equivalente a la mitad del esfuerzo de preconsolidación en el plano e vs. $\ln p'$ ($q = 0$) (véase Figura 4-7). El valor de a_o se podría ingresar manualmente para cada profundidad del estrato de 10 m, pero en el programa existe una manera más sencilla y es mediante la introducción de la constante e_1 (relación de vacíos para un esfuerzo p' de una unidad en la línea de consolidación normal), también en función de la relación de vacíos inicial (e_o) a cada profundidad y su respectivo esfuerzo p'_o :

$$a_o = \frac{1}{2} e^{\left(\frac{e_1 - e_o - \kappa \ln(p'_o)}{\lambda - \kappa} \right)} \quad \text{Ecuación 4-5}$$

Figura 4-7. Parámetro a_o del tamaño inicial de la superficie de fluencia – CAE.

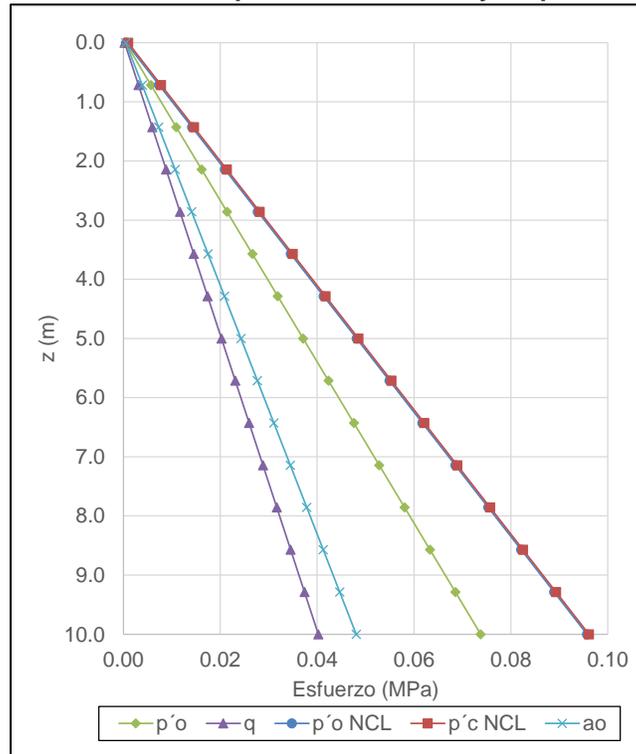


Una ventaja encontrada dentro del programa es que él chequea si la presión in-situ no sobrepasa el valor de la presión de preconsolidación definida. De ser así, el programa hace una corrección en el tamaño inicial de la superficie de fluencia (a_o) para que el suelo quede como máximo normalmente consolidado. Esta corrección se hace mediante la modificación del parámetro e_1 , aumentando su valor para que el rango elástico ahora sea mayor.

En la Figura 4-8 se presenta la definición de los parámetros que demuestran que el suelo en su condición inicial se encuentra ligeramente sobreconsolidado. Se puede observar que la presión inicial llevada al plano e vs. $\ln p'$ está casi sobrepuesta a la correspondiente presión de preconsolidación, ya que se tienen valores muy pequeños de relación de sobreconsolidación (RSC) del orden de 1,01; lo que en términos prácticos indicaría un suelo normalmente consolidado.

Se recuerda que estas condiciones iniciales aplican y son necesarias para el material definido mediante el modelo Cam Clay Modificado, es decir, el Núcleo; mientras que para los materiales de enrocado y transición (elásticos) no se requiere la definición inicial de esfuerzos, porque ellos encuentran su equilibrio mediante deformaciones recuperables y al final del paso se tiene el desplazamiento generado por su propio peso sin tener en cuenta un estado inicial. Lo que sí se debe definir, ya que tienen el grado de libertad de presión de poros, es el valor inicial de la relación de vacíos, porque ella determina el valor de espacios dentro del continuo e interrelaciona la presión de poros con el esfuerzo efectivo (y sus deformaciones). De esta manera, para los enrocados y transición bastó con definir una relación de vacíos constante a lo alto del espesor del estrato, que aproximadamente cumpla la condición de saturación igual a 100%, así se obtuvo un valor de 0,23. Con respecto a la presión de poros inicial se asume que los enrocados y la transición, debido a sus propiedades hidráulicas, tienen un valor igual a 0 MPa.

Figura 4-8. Distribución de presiones iniciales y de preconsolidación.



Se recomienda hacer un chequeo al final de la introducción de los valores de las condiciones iniciales, ya que se puede incurrir en un error de tipografía, que durante el análisis es difícil de detectar, pero hace que el programa aborte, porque no se comienza en una condición geostática y es posible que existan deformaciones exageradas e inconsistentes.

4.6 Restricciones

Una función importante dentro del CAE son las restricciones, pues en este análisis definen el comportamiento que se tiene entre dos o más instancias adyacentes (alguna de ellas con condiciones de frontera definidas), y tienen como entidad de enfoque la interfaz o “contacto” entre sus bordes. Las restricciones no varían a lo largo de los pasos de análisis y comienzan a actuar desde antes de la definición de los pasos, como si fuese parte de la geometría del modelo.

Como restricción específica en esta ocasión se utilizó “atar”, que condiciona a una serie de nodos esclavos dentro de una superficie a tener el mismo valor en sus variables de análisis que unos nodos llamados amos; es decir, “pega” dos bordes de dos instancias distintas y obliga a que el borde dependiente se ajuste a los datos del borde independiente. La restricción se define mediante dos superficies de contacto ya sean definidas mediante

nodos o mediante elementos, aclarando que cada definición tiene su método de aproximación y que el óptimo para la resolución de problemas no lineales y con presiones de poros es el de superficie por elementos.

Se debe tener en cuenta al definir una condición de frontera en algún paso de construcción, que no interfiera con una restricción determinada. Por ejemplo, puede ocurrir que se defina una condición de frontera en un nodo esclavo, pero éste también ya tenga que ajustarse al valor determinado por un nodo amo y además estas dos condiciones no sean compatibles. Lo anterior genera una sobre-restricción del nodo y el programa debe abortar el análisis, pero se puede evitar si se elimina la condición de frontera en el nodo esclavo.

4.7 Pasos

Los pasos están diseñados para simular de la forma más cercana posible el proceso constructivo de la estructura a lo largo del tiempo, en donde se puede adicionar cargas, modificar geometrías, establecer condiciones de frontera y definir las variables de salida que el programa imprime en sus resultados.

Los pasos tendrán una duración proporcional a la duración de construcción de una etapa específica (ver Anexo 4) y durante ese período de tiempo se pueden aplicar las cargas del entorno al modelo, sabiendo que no hay una única manera de que ellas varíen en el tiempo dentro del programa, sino, por el contrario, existen tres formas de hacerlo. Una primera opción es aplicar instantáneamente la totalidad de la carga justo al inicio del paso; la segunda es una variación lineal de la carga con respecto al tiempo, en donde al comienzo del paso se tiene cero amplitud y al terminar el paso la carga está completamente aplicada en magnitud. Por último, la tercera forma de distribuir una carga con el paso del tiempo es mediante la definición de una función de amplitud, en donde el usuario determina la magnitud de la carga teniendo como variable independiente el tiempo. En este modelo se utilizan los dos primeros tipos de aplicación dependiendo de la situación a modelar, como se explicará más adelante.

También es importante aclarar el concepto de no linealidad de un material, ya que a partir de ella se generan los conceptos de incremento e iteración. Un material puede sufrir de una no linealidad por propiedad, por las condiciones de frontera o por su geometría. La primera está definida por el modelo de comportamiento teniéndose como ejemplo claro la elastoplasticidad. La segunda ocurre cuando hay un cambio de frontera; por ejemplo un muro en voladizo que se flecta de manera lineal, pero luego entra su punta en contacto con una restricción de movimiento lo que hace variar drásticamente su comportamiento inicial. La última viene representada por grandes deformaciones o rotaciones que alteran la estructura del material internamente. El programa CAE para poder solucionar problemas no lineales realiza una serie de aproximaciones con el método de Newton – Raphson, dividiendo la carga a aplicar en segmentos proporcionales a un *incremento* de tiempo. En este incremento de tiempo (y por lo tanto de carga) intenta buscar una aproximación adecuada al equilibrio entre las fuerzas internas y externas de los elementos mediante *iteraciones*. Estos intentos de balance son aceptables cuando se cumplen unos parámetros de convergencia, como por ejemplo que la diferencia entre la fuerza interna y la externa sea un 0,5 % de la fuerza promedio en el sistema o que el cambio en el desplazamiento en la iteración sea menor al 1,0 % del cambio en el desplazamiento total del incremento.

Los pasos pueden tener distintos tipos de análisis como dinámico, viscoso y geostático entre otros. En esta ocasión se usa el análisis Estático General, que calcula el equilibrio mediante esfuerzos totales y al medio como una unidad, y también el análisis Suelos, que divide el esfuerzo total en componentes efectivos y presiones de poros para un medio poroso, acoplando deformaciones con flujo de líquido. Se intentó incorporar el tipo de análisis Geostático, que hace evidente si las condiciones iniciales ingresadas por el usuario en un medio poroso se encuentran en equilibrio con las cargas externas y las condiciones de frontera, mostrando deformaciones diferentes de cero si dicho equilibrio no existe, pero se observó que los desplazamientos resultantes eran casi nulos y, como todas las capas tienen la misma distribución inicial, se saltó directamente al análisis tipo Suelos. Este tipo de análisis geostático tiene como ventaja comprobar si las condiciones iniciales son coherentes, pero también, como desventaja, consumen memoria de procesamiento, por lo que si se tiene la seguridad de haber definido correctamente el estado inicial del suelo se aconseja obviarlo.

Al momento de definir un paso se debe introducir un valor inicial de incremento de tiempo, de tal forma que el programa parte la carga proporcional a éste primer intervalo de tiempo y va observando el número de iteraciones necesarias para llegar a una convergencia aceptable. Si en incrementos seguidos se tienen menos de 5 iteraciones para llegar al equilibrio el programa aumenta automáticamente el tamaño del incremento, indicando una velocidad del encuentro de soluciones alta. Por el contrario, si el programa tiene que realizar muchas iteraciones para encontrar una solución en el incremento, éste último tendrá que decrecer en tamaño hasta una magnitud mínima también definida por el usuario; si el incremento requiere ser menor que el mínimo definido el proceso es abortado. Otro parámetro de control que debe definir el usuario es el número máximo de incrementos que puede realizarse en un paso, que es útil cuando la tasa de convergencia es lenta y constante, haciendo que el tamaño del incremento no aumente y sí se tengan que hacer muchos de ellos. Si el número de incrementos es mayor al máximo definido para el paso, el programa interrumpe el análisis. Una última variable de supervisión a definir es el incremento máximo de presión de poros (Δu_{max}) durante un incremento de tiempo en un punto dentro del modelo; si el programa encuentra el equilibrio en sus ecuaciones, pero el incremento de presión de poros es mayor al máximo definido por el usuario, reducirá el tamaño del incremento hasta que haya un cambio de presión de poros (Δu) aceptable. Este parámetro se definió normalmente con un valor igual a 0,25 MPa, que es lo máximo que generaría (con alguna dispersión) la superposición de un estrato de 10 m de altura en condición de carga no drenada.

Para que el programa no entre en singularidades numéricas u oscilaciones falsas cuando se ha seleccionado un análisis tipo Suelos y el material tiene una plasticidad sensible a la presión, se recomienda que el tamaño mínimo del incremento (Δt) a definir sea:

$$\Delta t > \frac{\gamma_w}{6 E k} \left(1 - \frac{E}{K}\right)^2 (L)^2 \quad \text{Ecuación 4-6}$$

Donde L es una longitud característica del elemento utilizado, y los otros parámetros anteriormente definidos como el peso específico del agua, el módulo de Young del suelo, el módulo de compresibilidad volumétrica del mismo y la permeabilidad del medio. Así, el

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

valor mínimo de incremento de tiempo a utilizar debe ser de aproximadamente 150 segundos.

Para visualizar los resultados al final del análisis, en cada paso se debe generar una “solicitud” de las variables que se desean observar ya sea mediante una visualización de una distribución espacial de contornos en la geometría de la presa (field output) o en una gráfica del comportamiento de una zona muy específica a lo largo del tiempo (history output). Normalmente para el análisis de la presa Alberto Lleras se generaron datos para las variables de presión de poros, esfuerzos efectivos, desplazamientos y relación de vacíos. También se generó una subrutina en Fortran para pedir al programa que se introdujeran unas nuevas variables de cálculo como fueron los esfuerzos totales y la energía piezométrica de una determinada región en el modelo.

Se recomienda utilizar la función de “Estabilización” del programa cuando existen problemas de convergencia debido a la acumulación y alta variación puntual de alguna variable en alguna zona del modelo. Cuando ocurre esto, hay una transferencia local de energía de deformación de una zona a una vecina del modelo y al introducir la corrección, el programa localiza la zona y aplica un factor de amortiguamiento que variará para que la fórmula de equilibrio no cambie drásticamente y se llegue al balance esperado. En este análisis específico se utiliza la estabilización automática que viene por omisión en el programa.

Existe un primer paso denominado inicial que aparece por omisión en el programa, sin duración y se encuentra antes de cualquier paso que el usuario desee definir. En este paso se definen las condiciones de frontera iniciales que normalmente se propagan a lo largo de todo el análisis y también las condiciones iniciales que se explicaron en el apartado 4.5. En esta ocasión se definió como condición de frontera mecánica una restricción de desplazamiento en el sentido horizontal y vertical para los nodos a lo largo de la base de la presa (Desplaz. x = Desplaz. y = 0). Como condición de frontera hidráulica, se determinó que las Zonas 3C y 3B tuvieran presión de poros igual cero, convirtiéndose en drenajes perfectos que permitieran el flujo de agua a “alta” velocidad. También se estableció condición de drenaje en el borde superior de cada estrato del Núcleo de arcilla con el propósito de que se evacúe agua cuando no se está construyendo sobre él.

Se observa que hasta este momento ninguna carga ha sido aplicada al modelo, ni siquiera el peso propio de los estratos, teniéndose únicamente una geometría completa de la presa en estratos de 10 m, cada uno en equilibrio geostático.

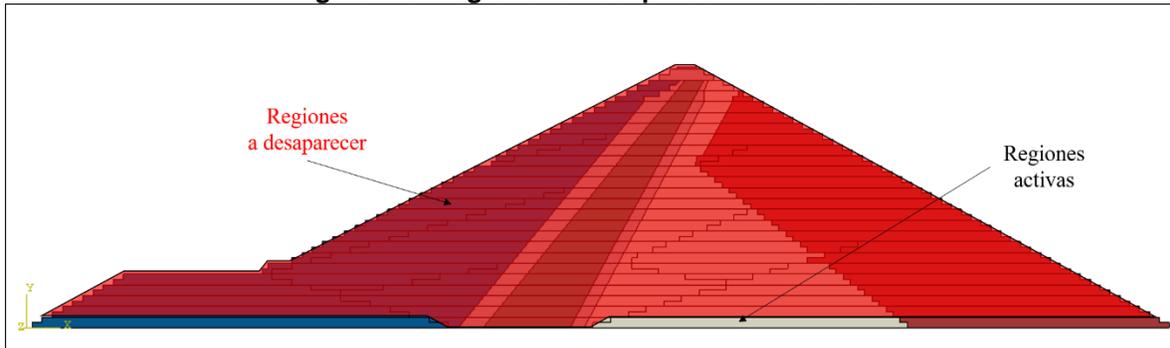
Luego viene el primer paso definido por el usuario con una duración de $6,1097 \times 10^6$ segundos, equivalente a 2,4 meses. Éste es un paso estático general (no hay división en presiones de poros y esfuerzos efectivos), ya que se está modelando la primera capa de la primera etapa constructiva, donde sólo se tiene material enrocado, no importan las presiones de poros que se generen y se analiza en término de esfuerzos totales. La variación de la carga se establece como lineal con relación al tiempo y aparentemente se tiene una condición lineal de comportamiento, por lo que se puede definir el incremento inicial igual al tamaño del paso. El número máximo de incrementos se dejó generalmente con el valor predeterminado equivalente a 100.

En este paso se debe “desaparecer” o desactivar instantáneamente gran parte de la geometría (regiones) del modelo, que no corresponde a la primera capa de la primera etapa

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

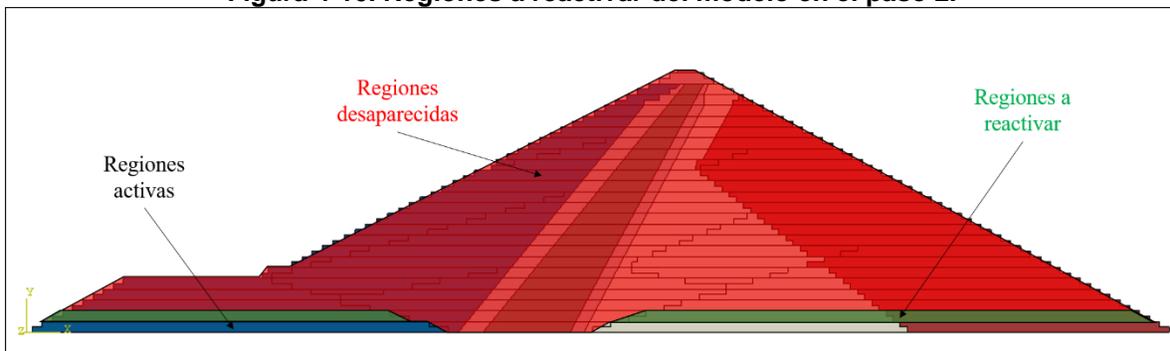
constructiva. Esto quiere decir que sólo se deja activa la geometría del primer estrato de 10 m y se oculta la restante, tal como se muestra en la Figura 4-9. Adicionalmente se debe asignar la carga del peso propio de los estratos activos introduciendo (tipo de carga Gravedad) el valor de la aceleración de la gravedad en el planeta tierra, aproximadamente de -10 m/s^2 (Valor negativo porque va en sentido contrario al sistema coordenado del programa). El enrocado se deforma por acción de la carga de su propio peso y la convergencia es directa confirmando un comportamiento lineal. Se resalta que las condiciones de frontera se propagan de un paso a los siguientes, tal cual como el usuario las definió en el paso de su creación, siempre y cuando él no las modifique o desactive.

Figura 4-9. Regiones a desaparecer del modelo.



Después se define el segundo paso con una duración proporcional. Se continúa modelando únicamente el enrocado, por lo que el tipo de análisis, los datos de entrada para el incremento inicial, el número máximo de iteraciones y la variación de la carga con el tiempo siguen siendo las mismas del paso anterior. En esta ocasión ya no se debe desaparecer alguna geometría en el modelo, porque ésta se propaga a lo largo de los pasos siguientes de donde fue definida; por el contrario se debe realizar una reactivación de la geometría correspondiente a la segunda capa de la primera etapa constructiva y su respectiva asignación de carga del peso propio, tal como se muestra en la Figura 4-10.

Figura 4-10. Regiones a reactivar del modelo en el paso 2.

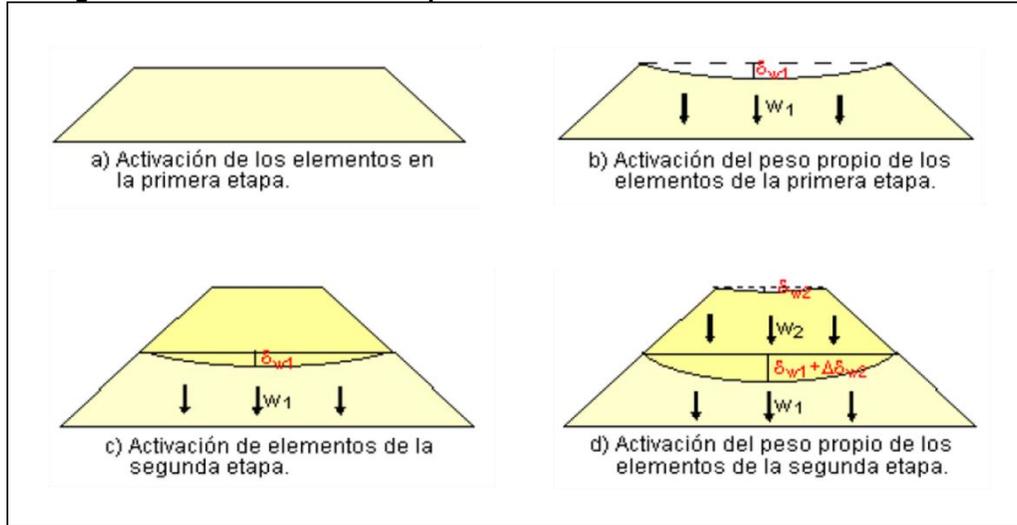


La reactivación es una interacción geométrica del modelo, que se realiza sin tener en cuenta el estado de deformaciones que en dado caso los elementos hayan tenido antes de su

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

desaparición; es decir, la nueva capa superior aparece en un estado virgen y rellena el espacio que dejó la deformada de la capa inferior mediante una elongación de sus elementos inferiores. Una imagen aclaratoria del anterior proceso se expone en la figura a continuación.

Figura 4-11. Modelación de capas sucesivas dentro de la misma instancia.



El paso anterior se repite sin variaciones cinco veces para terminar de simular la primera etapa de construcción. Luego se introduce un cambio en la modelación, porque comienza la creación de la Fase 2 de construcción, la cual quedó establecida como una instancia diferente, involucra el material del Núcleo y comienza a tener mayor relevancia y propósito las condiciones iniciales de las regiones a reactivar.

El proceso de modelación de una capa a reactivar ahora se dividirá en tres pasos, a diferencia de las capas elásticas contenidas en una misma instancia, donde sólo era necesario uno. El primer paso es la simulación de la carga del peso de la capa a reactivar aplicada sobre las superficies de las capas existentes. En las ocasiones donde la superficie de contacto era horizontal se simuló el peso mediante una carga vertical de presión constante con valor igual a $\gamma * h = 0,2$ MPa; por el contrario, si se trataba de una superficie de contacto vertical, se generó una distribución de presiones horizontales con valor nulo en la parte superior y con valor igual a 0,16 MPa en la zona inferior. Con estas presiones se está cambiando la condición de frontera mecánica de los pisos inferiores, haciendo que existan deformaciones correspondientes a la aplicación de un esfuerzo total.

Durante este primer paso también se modifica la condición de frontera hidráulica del borde superior de arcilla de la capa inferior existente para ajustarse a la presión de poros que mostrará el borde inferior de la capa superior cuando se reactive su geometría. Este cambio representa pasar de una presión de poros igual a cero (condición de borde inicial de drenaje) a una presión de poros de 0,1 MPa (condición hidrostática de la capa superior). Con este cambio se obliga también a que los esfuerzos efectivos en este borde tomen el valor de 0,1 MPa, porque, como se especificó en el párrafo anterior, el esfuerzo total

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

aplicado allí es de 0,2 MPa, del cual se resta la presión de poros también establecida como condición de frontera.

Este primer paso es el que tendrá la duración de la construcción de la capa (por ejemplo dos meses), la variación de amplitud de la carga es lineal con respecto al tiempo para simular un incremento gradual del peso y a partir de este paso se asume que existirá no linealidad debido a la propiedad del material y también a grandes deformaciones (no linealidad geométrica). Se resalta que el cambio de la condición de frontera hidráulica se realiza de igual forma que la variación de amplitud de carga con respecto al tiempo, esto quiere decir de forma lineal, permitiendo que haya flujo de entrada o de salida de agua para que se cumpla la condición de frontera en cada instante de tiempo.

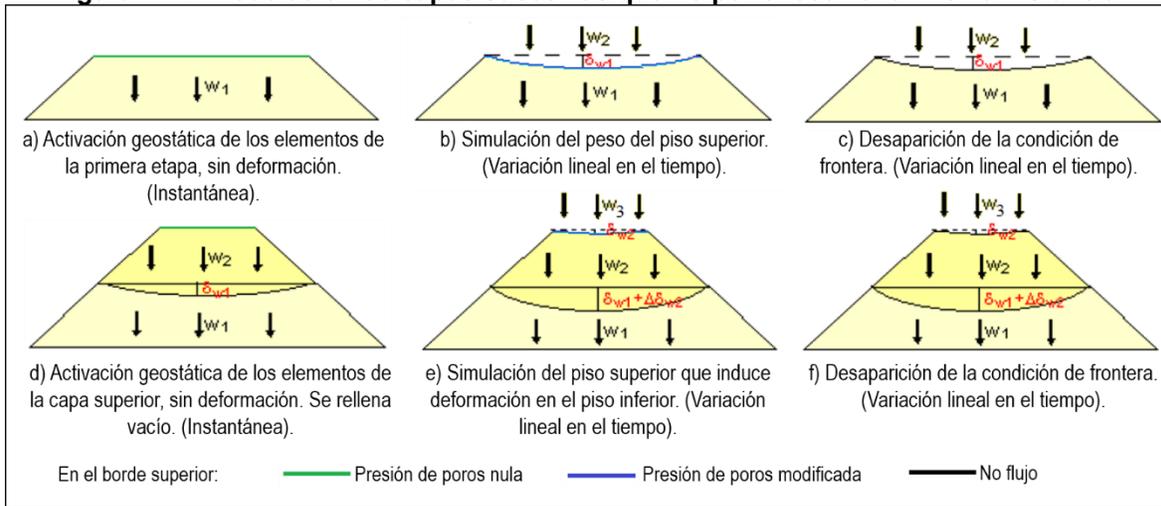
El siguiente paso (segundo) de la creación de una capa donde se involucre regiones de Núcleo consta de la desaparición (o desactivación) de la condición de frontera hidráulica del borde superior de arcilla del piso inferior ya existente, porque de lo contrario se continuaría propagando la definición anterior y habría un acople incompatible con las presiones de poros del estrato superior que se reactivará en el paso siguiente. Al desactivarse la condición de frontera, el borde retorna a su condición hidráulica natural, que es no permitir el flujo de agua a través de él, simulando una condición no drenada o una condición de continuidad si otra geometría se adapta a su forma. La duración de este paso debe ser muy corta en comparación a los tiempos de construcción, ya que sólo es un artificio para garantizar la continuidad del material cuando se reactive la capa superior; sin embargo se deja la variación lineal de la carga con el tiempo; o sea, se desaparece gradualmente la condición de frontera para darle mayor eficacia a la convergencia del paso.

En el último paso (tercero) se elimina la carga que simula la construcción del piso superior, se reactiva la geometría de este estrato superior y también se asigna la carga de peso propio mediante la introducción de la gravedad. Ahora se tiene que hacer referencia a la restricción atar, ya que cuando la capa superior es reactivada, su borde esclavo se ajusta perfectamente a los valores de las variables del borde amo en la región existente; es decir, el borde esclavo toma las deformaciones, esfuerzos y presiones de poros calculados en el contacto de la capa existente. Este paso debe tener una corta duración con respecto al tiempo de construcción del estrato, porque es un artificio para incorporar una geometría al modelo que se supone ya transfirió su carga a los estratos aledaños, y el modo de aplicación de carga debe ser instantáneo, porque su carga ya estaba incorporada desde pasos anteriores.

Con la descripción de la metodología a utilizar para estratos que se encuentren en diferentes instancias y donde se involucre material del Núcleo, se deduce que las condiciones iniciales (geostáticas) aplican para el momento en el cual la capa ya se encuentre terminada (cuando se reactiva la geometría en el CAE) luego de haber pasado el rodillo de compactación in situ. A continuación se presenta una descripción gráfica de la metodología aplicada:

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 4-12. Modelación de capas sucesivas que no pertenecen a la misma instancia.



Se resalta que en ocasiones cuando se reactiva la geometría en condición geostática de un estrato superior y rellena el “vacío” que ha dejado la capa inferior al deformarse (véase Figura 4-12. d)), los elementos inferiores de la capa superior se distorsionan notoriamente, lo que puede causar que su geometría se transforme a una muy esbelta y el programa alerte de un error donde dichos elementos tienen un área igual a cero o negativa. Lo anterior se soluciona estableciendo un mayor tamaño de los nombrados elementos (en la parte inferior de la capa superior), para que cuando se deformen no lo hagan excesivamente y no se generen inconsistencias numéricas.

Con la combinación de los métodos anteriores, aplicándose en función de la situación específica de cada paso, se avanzó hasta el final de la construcción de la presa.

Para el período de reposo basta con definir un paso de Suelos con una duración equivalente a los 2,5 años y sin la implementación de alguna carga. Se espera que durante este tiempo se disipen las presiones de poros obligadas únicamente a crecer en la definición de los pasos anteriores.

La etapa del primer llenado se modela mediante un paso de Suelos con una duración de cinco meses. En este paso se desactiva la anterior condición de frontera hidráulica donde los enrocados tenían presión de poros igual a cero y se introduce una función espacial y temporal, mediante una subrutina formulada en Fortran, en toda la región del enrocado 3C aguas arriba, que hace variar la condición de frontera hidráulica, asignando la presión de poros respectiva a un embalse que asciende en promedio 1,5 m/día; es decir se modela que el enrocado aguas arriba se va llenando con agua, las dos condiciones se acoplan adecuadamente, porque, al inicio, cuando el nivel de embalse está sobre el cauce, los enrocados aún tienen presión de poros en toda su área igual a cero.

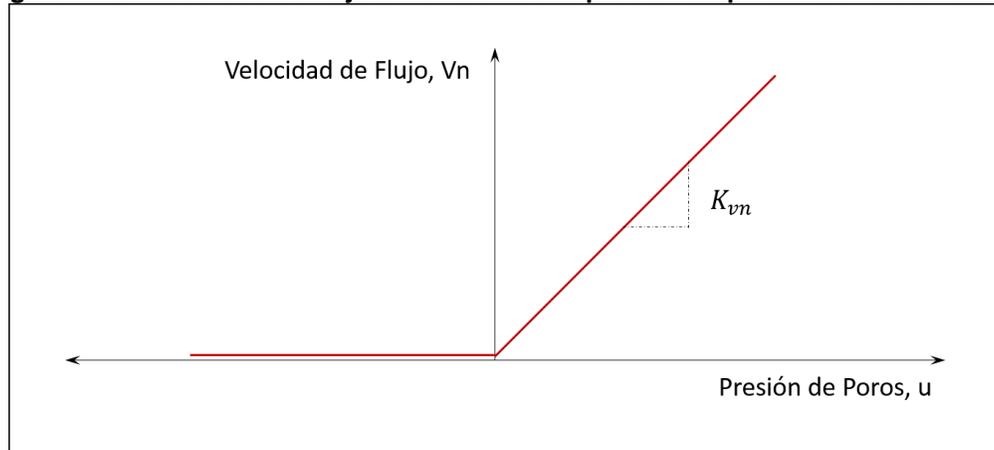
Adicionalmente se tiene que adicionar la carga hidrostática que produce el peso del agua sobre la frontera (set de elementos para generar una superficie) aguas arriba donde toca el embalse, mediante una función espacial y temporal, al igual que se hizo para la condición de frontera de presión de poros. La distribución de presión de poros es hidrostática bajo el

la altura del embalse en un tiempo determinado, y sobre ella adquiere valores iguales a cero Megapascales.

En la frontera aguas arriba en el enrocado 3C se conocen y se tienen determinadas las condiciones de frontera mecánicas e hidráulicas, mientras que para la región hidráulica aguas abajo no. El programa debe determinar la línea de infiltración superior, que es aquella curva dentro del Núcleo donde las presiones de poros son iguales a cero, y calcular cuál es la altura de la misma al momento de tocar la frontera abierta de la Transición aguas abajo. Arriba de la línea de infiltración superior se tienen presiones de poros negativas dentro de la presa representando un ascenso capilar del agua y condicionada por las características de saturación parcial del material, mientras que bajo ella son mayores que cero.

Lo anterior se puede alcanzar mediante una condición de frontera muy específica del programa denominada "Flujo", con su opción de sólo drenaje activa, y se debe definir en las caras de los elementos por donde se supone saldrá el agua en las fronteras hidráulica aguas abajo (una es el contacto entre la Transición y el enrocado 3B y la otra es el contacto entre el enrocado 3C aguas abajo y el espacio abierto "aire"). Esta función tiene como variable dependiente la velocidad de flujo y como variable independiente la presión de poros calculada en el contacto (Pagano, 1997) [18] y tiene la forma representada en la Figura 4-13. Cuando la presión de poros es negativa (arriba de la superficie de infiltración superior) la velocidad de flujo se obliga a ser cero, indicando que no hay paso de agua a través del borde y permanece la presión de poros con su valor negativo actual; mientras que cuando la presión de poros es positiva (debajo de la línea de infiltración superior) la velocidad se vuelve proporcional a los valores de la primera. Cuando el coeficiente de proporcionalidad es alto, la velocidad también lo es y se llega aproximadamente a la condición de drenaje libre con la presión de poros igual a cero.

Figura 4-13. Velocidad de flujo en función de la presión de poros. Condición de drenaje.



Para que la presión de poros se aproxime a cero relativa a la velocidad de flujo, se requiere que

$$K_{vn} \gg \frac{k}{\gamma_w c} \quad \text{Ecuación 4-7}$$

Donde k es la permeabilidad del medio y c es el orden de magnitud de la longitud de los elementos utilizados. De esta manera el coeficiente de proporcionalidad debe ser mayor a un valor cercano a $2 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{MNs}$, por lo que se escoge igual a $0.1 \text{ m}^3/\text{MNs}$, alrededor de 10^5 veces más grande de su punto límite.

Por último, la etapa final de operación se modeló mediante un paso de Suelos, con una duración equivalente a 12 años, sin alguna carga externa que modificara su condición inicial. Lo que sí se modificó fue el valor de la condición de frontera hidráulica aguas arriba, que en el paso anterior era una función del tiempo, en esta ocasión ya no se utiliza, sino que en cambio se aplica que la condición de frontera permanezca constante con los valores adquiridos al final del paso anterior, simulando que el embalse permanece en su NAMO (Nivel de aguas máximo de operación) en la cota 1630 msnm. Lo anterior también quiere decir que no se implementaron las variaciones que tiene el embalse durante operación, ya que exigía la creación de una función de variación del embalse bastante irregular y que sólo influenciaría localmente la curva de esfuerzos y presiones de poros.

Por último se recomienda la utilización de la herramienta “Restart” que tiene el programa de elementos finitos. Mediante este aditamento se puede reiniciar el análisis desde un incremento determinado dentro de un paso y modificar unas características específicas luego de dicho paso. No se puede modificar la topología del modelo, ni tampoco los sets creados; pero sí se puede modificar las definiciones que se hacen dentro de los pasos como por ejemplo cargas, condiciones de frontera, incrementos iniciales, etc. Puede llegar a ser muy útil cuando se han corrido varios pasos y el programa aborta debido a un problema, como por ejemplo, la definición del tamaño del incremento inicial. El objetivo no es volver a correr todo hasta el punto donde apareció el error, sino utilizar los datos guardados por el “Restart” y comenzar a analizar justo después de ese instante de tiempo dentro del modelo, pudiendo iterar y llegar a la solución óptima que se alcanza en ocasiones mediante ensayo y error repetitivo.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

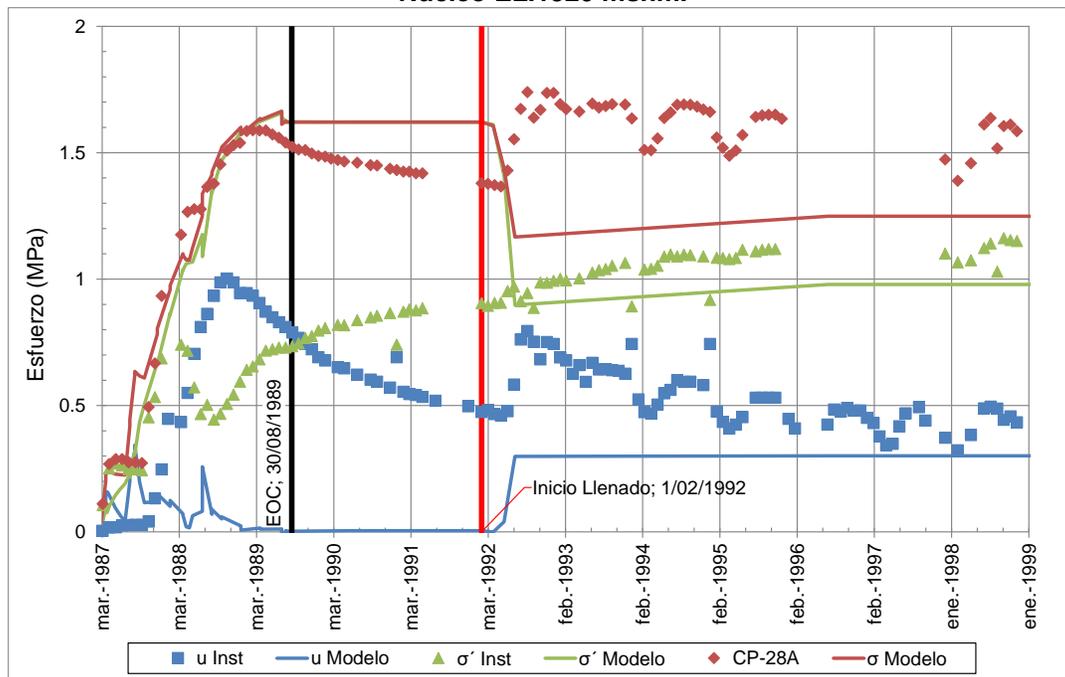
Para realizar la descripción de los resultados obtenidos mediante el modelo de elementos finitos y compararlos con aquellos obtenidos por la instrumentación geotécnica del proyecto se hace la partición del tiempo de simulación en las cuatro etapas características de la presa: construcción, reposo, primer llenado y operación, en cada uno de los puntos de observación, tal y como se muestra a continuación.

5.1.1 Núcleo - EL. 1520 msnm.

5.1.1.1 Esfuerzos totales, efectivos y presiones de poros.

Un punto de análisis central para la comparación de datos es aquel ubicado en el Núcleo en la cota 1520 msnm, porque en él existen datos de instrumentación a lo largo de las etapas de la presa. En la Figura 5-2 se presenta una gráfica donde se compila el comportamiento de los esfuerzos tanto totales como efectivos y de la presión de poros registrado por los instrumentos in-situ, junto con los valores obtenidos mediante la modelación con elementos finitos.

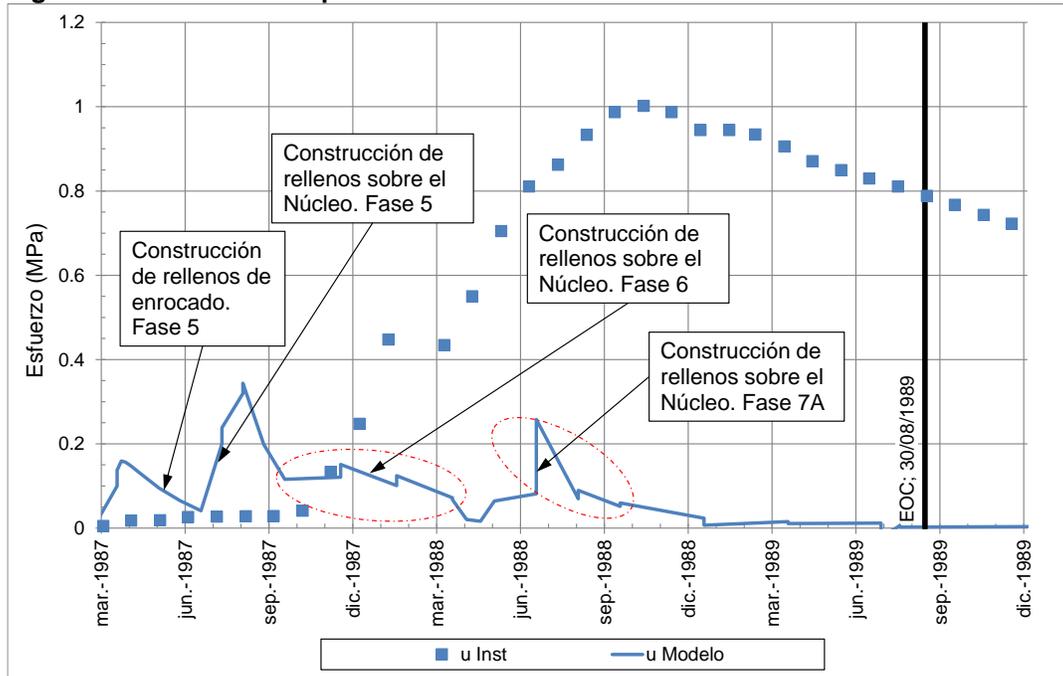
Figura 5-2. Comportamiento esfuerzos en dirección vertical y presiones de poros – Punto Núcleo EL.1520 msnm.



Durante construcción se observa que en el modelo existe una disipación de la presión de poros (acercamiento en la Figura 5-3) cuyo pico máximo logra obtener un valor de 0,35 MPa para luego seguir una tendencia descendente que llega a un valor prácticamente nulo de presión de poros al final del proceso de construcción. A lo largo de esta tendencia global descendente se aprecian incrementos puntuales que indican la superposición de cargas en condición no drenada, pero que no se acumulan de la forma en que muestran los piezómetros en dicha zona.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-3. Presiones de poros durante construcción – Punto Núcleo EL.1520 msnm.

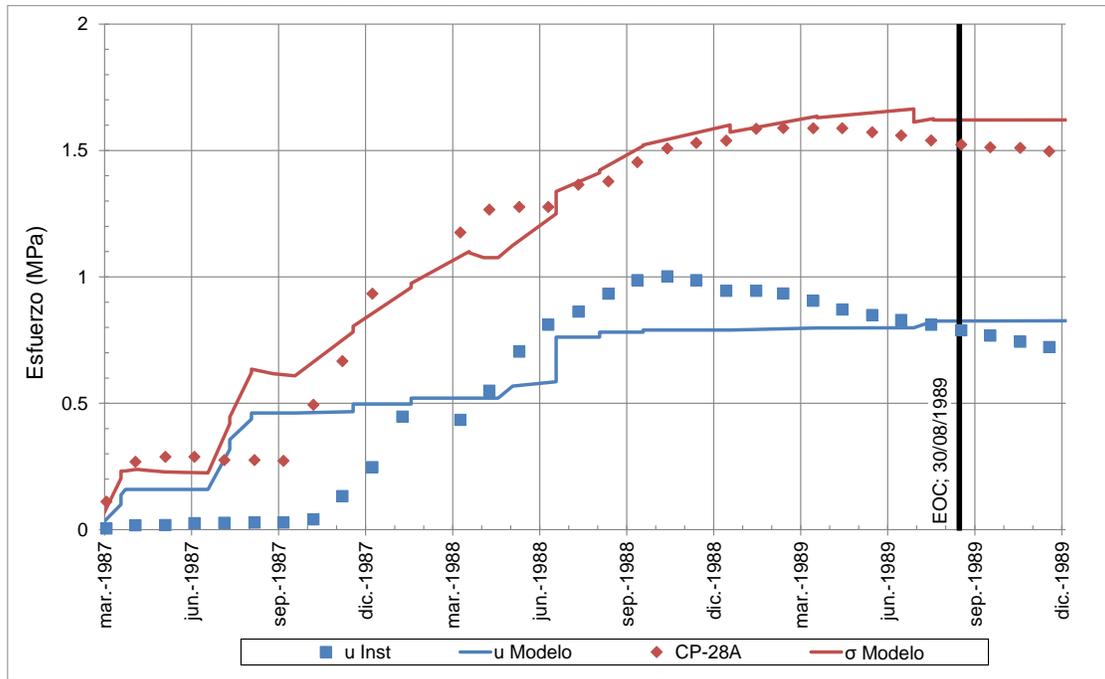


Se pensó en un comienzo que había reducción en la presión de poros únicamente cuando se construían capas de relleno de confinamiento laterales, donde no se aplicaba carga directa al Núcleo de arcilla con un estrato superior y como si durante este período gran cantidad de líquido saliera del confinamiento del material “impermeable”. No obstante, la anterior hipótesis fue descartada cuando se observó que durante la construcción de estratos en la Fase 6 sobre la arcilla continuaba apareciendo la reducción en la presión de poros.

Como un primer intento de acercamiento a los valores de instrumentación, se decidió eliminar de forma manual en la gráfica los trayectos donde la presión de poros disminuye y reemplazarlos por tramos donde ésta permaneciese constante; es decir se aceptaron sólo incrementos de energía en la gráfica; lo que resultó en la transformación de la anterior figura en la siguiente:

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-4. Aproximación 1. Eliminación disipación de presiones de poros del modelo durante construcción – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



Tal como se puede observar en la gráfica, la corrección manual cambia en términos generales a una curva más aproximada a la real, sin embargo la curva de deformaciones continuaría siendo la misma que cuando hubo descensos de presión de poros, lo que resultaría en un desacople de las ecuaciones mecánicas e hidráulicas y le restaría validez a la solución. En la Figura 5-4 se decidió graficar también la evolución de los esfuerzos totales verticales (dirección y) con respecto al tiempo, que es la misma que se tiene para el caso con disipación de presión de poros (Figura 5-2).

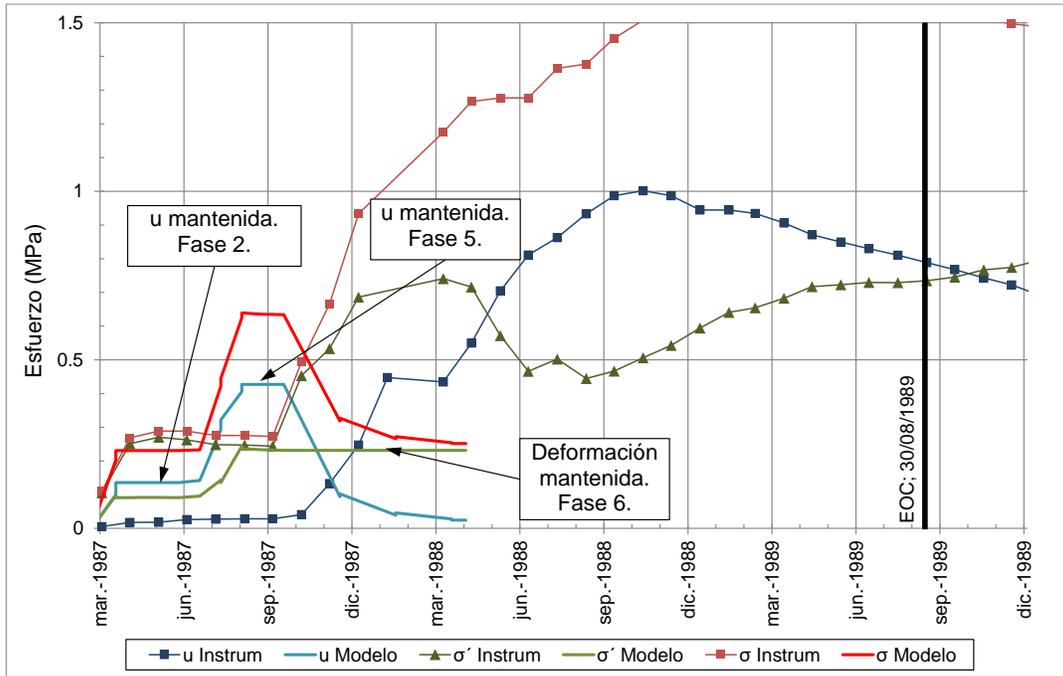
Como segunda opción de aproximamiento durante el período de construcción, esta vez dentro del proceso de modelación, se decidió incorporar dos condiciones de frontera al material del Núcleo durante los pasos en que la presión de poros disminuía. La primera condición de frontera fijó la presión de poros de una región al valor actual que se tenga de la variable en un momento dado, en este caso, en el tiempo en el que se tienen los picos máximos. Se hace mantener constantes estos valores a lo largo de los períodos donde se producen descensos, hasta que se encuentre un paso donde la presión de poros incrementa nuevamente. De manera específica, esta condición se asignó al finalizar la Fase 2 y se propagó hasta que empezó la construcción de la Fase 4, de igual forma implementada cuando termina la Fase 4 y propagada hasta que comienzan los rellenos de la Fase 5 sobre el Núcleo y desde el final de ésta última hasta el comienzo de la Fase 6.

La segunda condición de frontera que se decidió asumir es el mantenimiento del desplazamiento que se tenga al inicio de la construcción de la Fase 6 en las dos direcciones (x,y) para la región del Núcleo construida durante la Fase 2 y la Fase 4 (región donde se encuentran los piezómetros para calibración del modelo) y que se propague hasta el inicio

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

del período de reposo. Al no permitir que aumentaran los valores de desplazamiento, se estaba fijando la relación de vacíos a un valor constante, y se supuso que por lo tanto se estaría induciendo de una manera alterna una condición de carga no drenada y obligando a que las presiones de poros sólo incrementaran.

Figura 5-5. Aproximación 2. Mantenimiento de presiones de poros durante construcción. – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



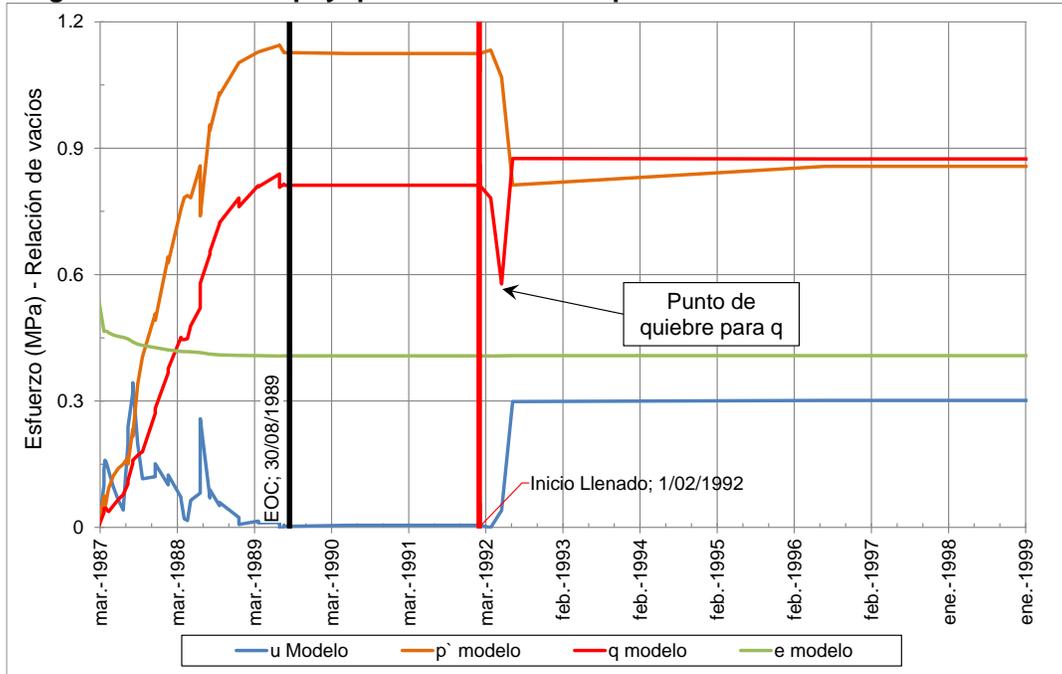
Cuando se observaron los datos resultantes de la anterior simulación (que fue detenida antes de llegar al final de construcción), se dedujo que la hipótesis generadora de la segunda condición de frontera era falsa (véase Figura 5-5); ya que al restringir el incremento de desplazamiento en el Núcleo sí se está obligando a mantener los mismos esfuerzos efectivos, pero no se está evitando que la energía intente compensarse mediante la disipación de presión de poros para alcanzar el equilibrio hidráulico, existiendo un flujo que va desde donde hay mayor energía a menor energía y repercutiendo al final en una reducción en los esfuerzos totales. Lo anterior simula una condición de colgamiento anticipado no deseado durante esta etapa, porque el esqueleto del suelo no se deforma y la energía, que se encuentra concentrada en la fase líquida, se puede disipar debido a una condición de flujo abierta (drenaje) hacia las fronteras de la Transición con los enrocados y también hacia la zona inferior que posee menos energía; es decir, la velocidad de flujo con la energía presente (máxima acumulada) es mayor que la velocidad de aplicación de carga de los estratos superiores.

Debido a lo anterior se prosiguió con la utilización del modelo inicial con disipación de presión de poros y se pretende generar una explicación física a cada uno de los fenómenos que arroja el programa de elementos finitos en las distintas etapas de estudio. Para llegar al anterior objetivo y con enfoque en el análisis del comportamiento elasto plástico del suelo,

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

se generó también una gráfica donde se incorporó la tensión hidrostática (p'), el esfuerzo desviador (q) y la relación de vacíos a lo largo del tiempo, tal y como se presenta en la Figura 5-6.

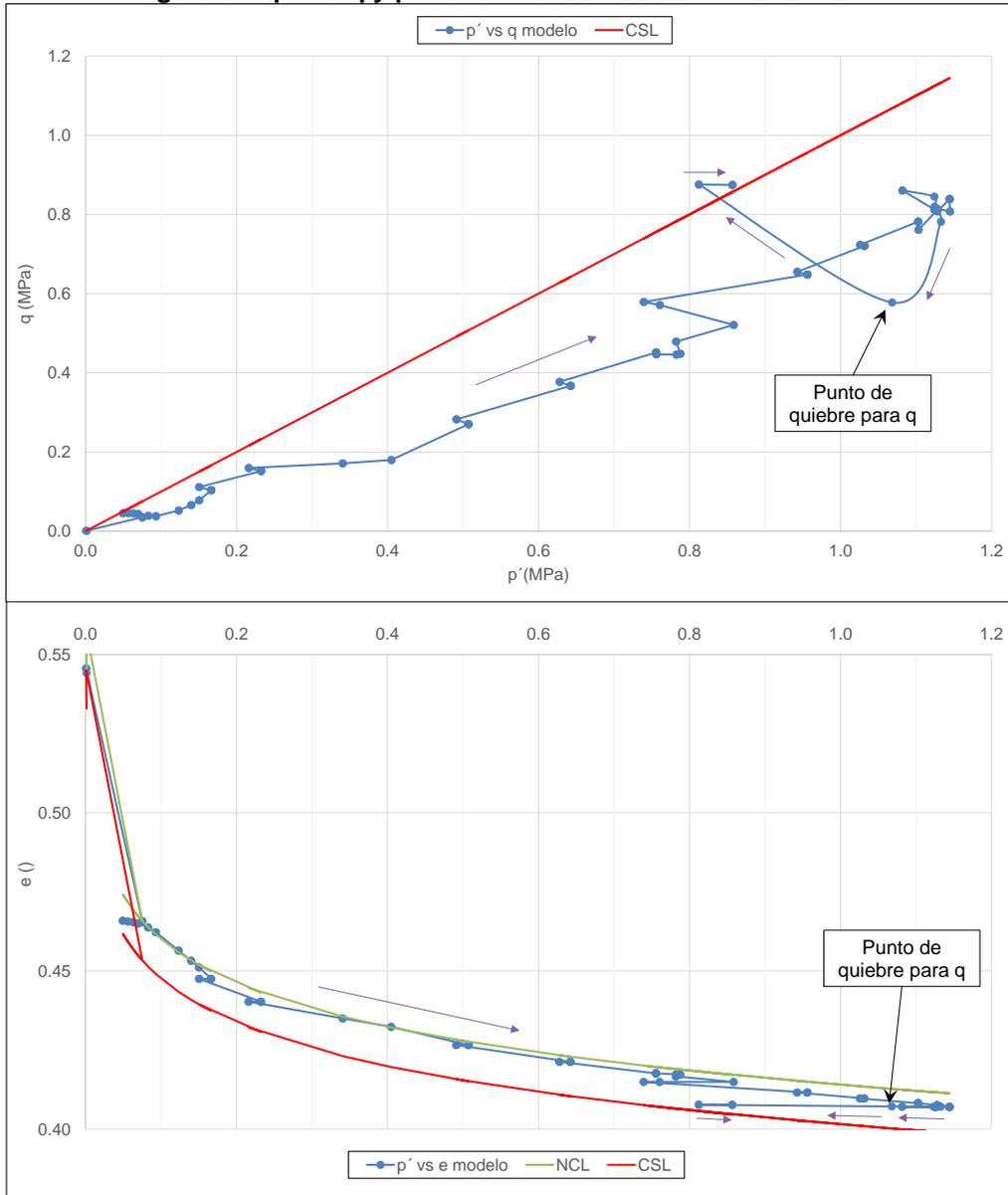
Figura 5-6. Variación p' y q en función del tiempo – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



También para dilucidar otros aspectos del comportamiento elasto-plástico del Núcleo, se decidió crear otra figura donde se graficara la trayectoria de esfuerzos en el espacio p' vs. q y p' vs. e , junto con las líneas del estado crítico y consolidación normal, la cual es la Figura 5-7.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

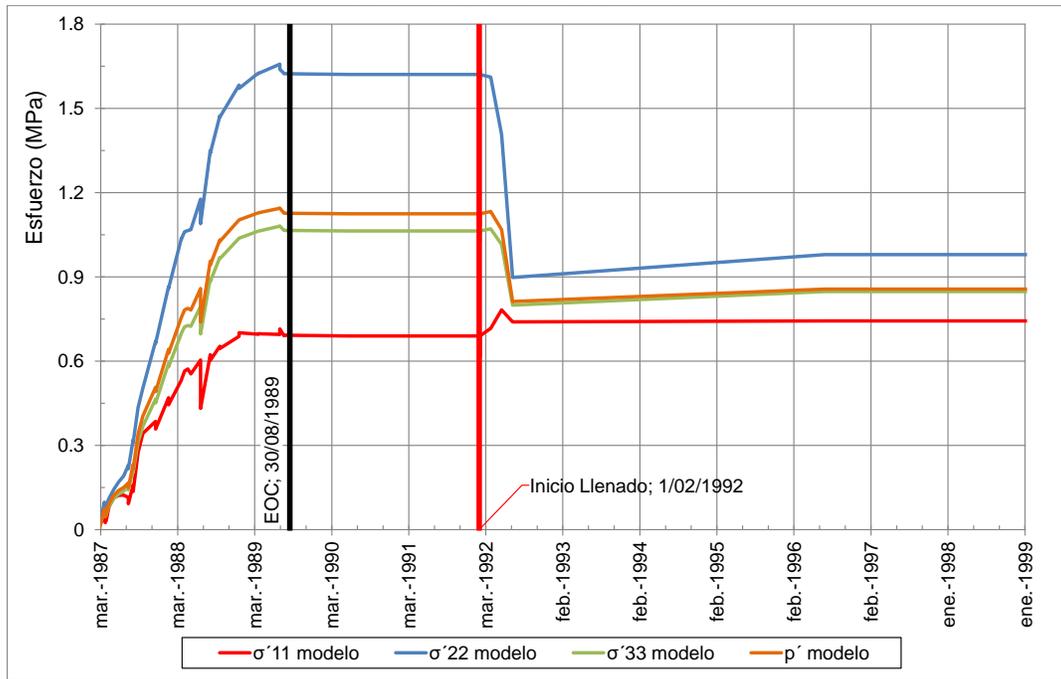
Figura 5-7. p' vs. q y p' vs. e – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



La Figura 5-8 se generó para representar las componentes direccionales del esfuerzo promedio (p') se realizó, aclarando que σ'_{11} , representa el esfuerzo efectivo en la dirección horizontal (x); σ'_{22} , el esfuerzo efectivo en la dirección vertical (y), σ'_{33} , el esfuerzo efectivo en la dirección perpendicular (z) al plano de análisis y σ_{12} , el esfuerzo cortante en el plano de análisis.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

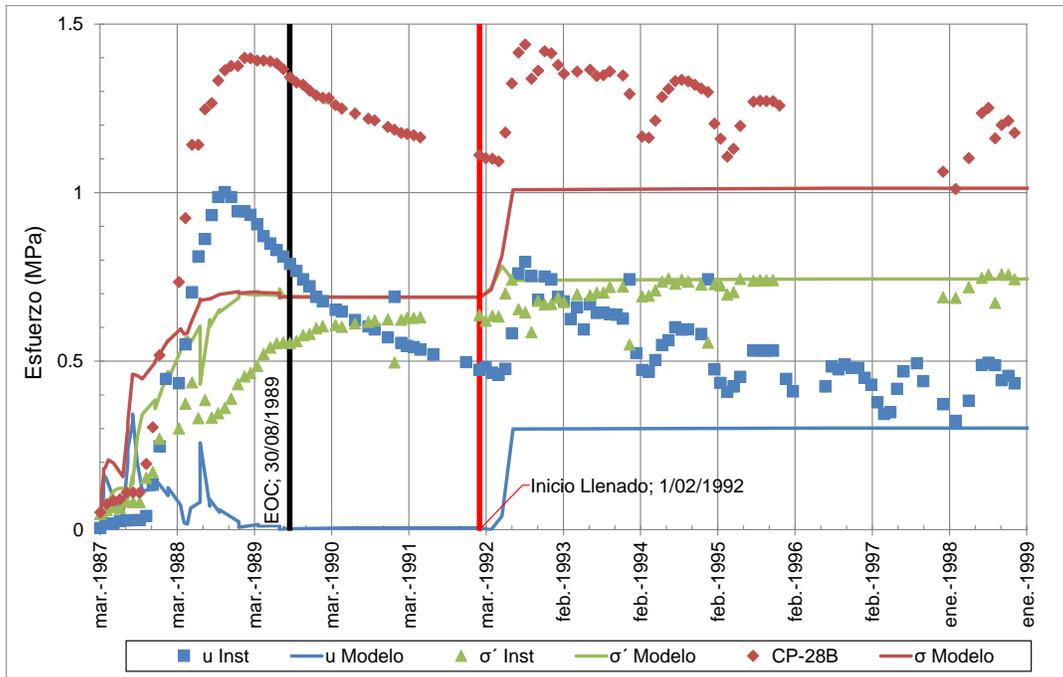
Figura 5-8. Componentes direccionales (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ'_{12}) del esfuerzo promedio (p') – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



Por último, se realizó una gráfica en donde se presenta la comparación de los datos registrados por la instrumentación en la dirección horizontal y aquellos calculados por la modelación numérica (véase Figura 5-9). Esta gráfica es útil para la comparación de resultados entre las direcciones vertical y horizontal y permite aclarar el comportamiento de las componentes del esfuerzo p' a lo largo del tiempo.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-9. Comportamiento esfuerzos en dirección horizontal y presiones de poros – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



Así, durante construcción se propone como argumento para el descenso en la presión de poros, que el agua a una altura determinada en la zona central del Núcleo tiene la suficiente energía para convertir la condición de carga en una drenada, porque aunque se tenga un coeficiente de permeabilidad bajo, las pérdidas hasta la periferia con los enrocados incrementan, aumentando el gradiente y por lo tanto la velocidad de infiltración. En otras palabras, se llega a un máximo de acumulación de energía en un punto dentro del Núcleo, donde la velocidad de salida de agua es ahora mayor a la de aplicación de la carga y donde los estratos inferiores también han disipado energía sin tener la capacidad de recargar dicho punto. Cuando se tenía ese máximo de energía, éste se encontraba representado por una zona central del Núcleo, que evocaba flujo de agua hacia la periferia, tanto en dirección vertical y horizontal, como ascendente y descendente, tal como se aprecia en el Anexo 5.5.4. Ya al final de construcción cuando el entorno hidráulico se estabiliza para una condición saturada, existe un flujo predominante hacia abajo y con algunas componentes hacia los enrocados, con gradientes bajos, ya que la presión de poros es cercana a cero y las líneas equipotenciales van prácticamente en sentido horizontal.

Durante construcción mediante el aumento de capas, la variable tangible y conocida son los esfuerzos totales verticales y se aprecia que ellos se aproximan bastante a los datos recogidos por las celdas de presión, indicando que el proceso de superposición de estratos es simulado correctamente, mientras que la distribución de sus componentes (esfuerzo efectivo y presión de poros) es imprecisa y bastante sensible al coeficiente de permeabilidad (velocidad de flujo del agua) dentro del Núcleo. Adicionalmente el material se encuentra en una condición de carga parcialmente drenada, en donde parte del

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

incremento de carga es tomado por el agua y otra fracción es tomada por el esqueleto del suelo a través de los esfuerzos efectivos. Con respecto a los esfuerzos efectivos verticales, éstos tienden a estar muy cerca de los esfuerzos totales, porque la presión de poros es baja, lo que significa que prácticamente el esqueleto del suelo es el que está resistiendo toda la sobrecarga impuesta.

Ahora tomando como punto de análisis los esfuerzos efectivos horizontales durante construcción, que en un comienzo fueron calculados como una fracción de los efectivos verticales, se observa que su evolución es cercana a la de los calculados por la instrumentación, señalando una buena distribución de la tensión hidrostática (p') en cada uno de sus componentes de dirección (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ_{12}). En esta ocasión nuevamente, influye la posesión de una distribución de presión de poros distinta y menor a la encontrada en campo, que repercute en la obtención de valores de esfuerzos totales distintos y menores a los encontrados en sitio.

El comportamiento del punto de análisis durante construcción es un comportamiento que ya salió de la zona elástica y se encuentra ahora desarrollando deformaciones elasto-plásticas. Lo anterior se debe a que prácticamente el suelo se implementó en una condición inicial normalmente consolidada y luego, con la superposición de estratos, se hace aumentar tanto el esfuerzo p' como el esfuerzo desviador. Se aprecia que durante este período la relación de vacíos tiene su mayor decremento, porque a medida que aumenta el confinamiento el incremento de deformación volumétrica se vuelve menor, es decir el material se rigidiza dependiendo del estado de esfuerzos en que se encuentre.

Luego, pasando al período de reposo, se observa que el programa se encuentra en un cálculo de una condición de equilibrio hidráulico sin disipación de presión de poros, por lo que hace que también el esfuerzo total permanezca constante, además porque no existe carga externa alguna aplicada durante este lapso. Los esfuerzos efectivos son prácticamente los mismos que los esfuerzos totales, porque las presiones de poros continúan siendo cercanas a cero.

Para el período de llenado se observa un incremento en la presión de poros, correspondiente al otorgamiento de energía por parte del embalse. Éste no corresponde a la totalidad de la presión hidrostática definida por la elevación 1520 msnm (aprox. 1,1 MPa), porque a través del Núcleo se generan pérdidas a medida que el agua lo recorre, en este caso las pérdidas hasta el punto de análisis son del orden del 70 %, con lo que el incremento de presión de poros fue de 0,3 MPa. Este valor de incremento es similar al registrado por los instrumentos, indicando que el valor de permeabilidad asumido y las condiciones de frontera hidráulicas se encuentran cerca de las "reales".

El comportamiento de la presión de poros se esperaba que ocurriera de esta manera, pero, por el contrario, para los esfuerzos efectivos verticales se genera una tendencia descendente en un primer tramo, que luego toma una pendiente de decremento más pronunciada. Lo anterior se debe a la distribución descendente de presión (p') que causa el llenado del embalse cuando aumenta las presiones de poros en los puntos del núcleo bajo la línea de infiltración superior, regido por las ecuaciones constitutivas del modelo elasto-plástico. Este decremento de presión se distribuye luego en las componentes direccionales de esfuerzos (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ_{12}) en función de la dirección y magnitud de la velocidad de infiltración del agua, que puede repercutir en un aumento específicamente de los esfuerzos efectivos verticales si la dirección de flujo es hacia abajo, su magnitud es

considerable y si se asume que no hay lavado de material. Luego se realiza la suma del incremento de presión de poros y del incremento o decremento del esfuerzo efectivo en una dirección determinada; si esta sumatoria es mayor a cero el esfuerzo total crecerá, de lo contrario, disminuirá. En este caso particular, los esfuerzos totales verticales descendentes, diferente de lo registrado por los instrumentos, que indicaron un aumento en su valor, similar al aumento en las presiones de poros (0,3 MPa).

Los esfuerzos efectivos horizontales presentan un aumento en su valor durante el período de llenado, llegan a un pico y luego descienden para mantener un valor constante. Este comportamiento se puede explicar de la siguiente manera: el tramo de ascenso se encuentra en una condición de carga parcialmente drenada, donde hay una magnitud de gradiente hidráulico horizontal considerable y por lo tanto un aumento considerable en el esfuerzo efectivo de infiltración. Al llegar al punto culmen (ya no puede evacuar tanto como está entrando), el diferencial de suelo entra en una condición de carga no drenada, donde la presión de poros de flujo es más influyente que el esfuerzo efectivo de infiltración y hace que el esfuerzo neto efectivo descienda, y lo continuaría haciendo si el embalse continuara ascendiendo en nivel (adicionando energía al medio líquido), pero como se llega al final del llenado, este descenso se detiene y el esfuerzo toma un valor constante. Con respecto a los esfuerzos totales horizontales, la tendencia arrojada por el modelo es similar a la registrada por los instrumentos en campo; es decir, hay un incremento en su valor equivalente a 0,3 MPa. La diferencia radica en la magnitud de los valores de ambas fuentes, ya que los del modelo están entre 0,7 a 1,0 MPa, mientras los de la instrumentación entre 1,1 y 1,4 MPa.

Otro factor influyente en el comportamiento de los esfuerzos para el Núcleo y que además determina el pico en los esfuerzos efectivos horizontales o el aumento de la pendiente descendente en los esfuerzos efectivos verticales es un punto de quiebre existente en la gráfica del esfuerzo desviador q . La condición de carga del diferencial de suelo en análisis durante el período de llenado antes del punto de quiebre es una condición parcialmente drenada, donde hay aumento de la presión de poros pero también hay aumento en algunas componentes del esfuerzo efectivo. Durante este tramo en la trayectoria de esfuerzos, el suelo disminuye su esfuerzo promedio (p') y también su esfuerzo desviador (q), como si se estuviese relajando cargas en el esqueleto del suelo; y en la gráfica de compresibilidad se observa que el suelo tiende a aumentar muy levemente su relación de vacíos a lo largo de la línea de recompresión elástica desde las cercanías de la línea de consolidación normal en dirección a la línea del estado crítico. Esta última variación es casi imperceptible debido al bajo valor de la pendiente de la línea de recompresión (κ).

Luego del punto de quiebre en la gráfica del esfuerzo desviador, viene una condición de carga no drenada en un estado elasto-plástico. Se aprecia en la trayectoria de esfuerzos que la presión (p') continúa descendiendo, pero el esfuerzo de Von Mises (q) comienza a aumentar en dirección a la línea del estado crítico generando distorsiones en la masa de suelo. Con respecto a la línea de compresibilidad, se observa que no hay aumento en la relación de vacíos mientras el suelo es descargado en su esfuerzo p' . En las dos condiciones, antes y después del quiebre en q , es la presión de poros la que intenta conducir al suelo a la falla generando distorsiones pero pocos cambios volumétricos.

Se aclara que en esta ocasión, cuando se carga hidráulicamente la presa a lo largo del talud de enrocado 3C aguas arriba, el aumento de la presión de poros es debido al

incremento de presión de poros por flujo. La presión de poros hidrostática será aquella que alcanzó a retener el Núcleo antes del final de la construcción, restringidas por las condiciones de borde del problema. También se resalta que cuando se definió la carga hidrostática en el borde aguas arriba el enrocado 3C aguas arriba, como una presión aplicada, se está haciendo variar los esfuerzos efectivos en esa zona y que luego por la interconexión de nodos llegará alguna transferencia al Núcleo e interfiere en el comportamiento esfuerzo-deformación.

Por último, al pasar al período de operación de la presa, se aprecia que la presión de poros se mantiene constante, debido a que el nivel del embalse ha llegado a su nivel máximo de operación (NAMO) y durante el llenado se llegó rápidamente a un régimen de flujo establecido dentro del Núcleo. Con respecto a los esfuerzos totales verticales, ellos tienen una tendencia global de estabilización, aunque se puede observar un pequeño incremento en su valor posiblemente referido a un último reajuste del relleno, porque los esfuerzos efectivos verticales evidencian dicho comportamiento también. La situación en los esfuerzos totales horizontales es de total estabilización, ya que el esqueleto (esfuerzos efectivos horizontales) ha llegado a su punto de equilibrio sin reajustes, al igual que la fase hidráulica, que tiene el mismo comportamiento en todas las direcciones. Lo anterior no concuerda con los datos de instrumentación ya que, tanto en el sentido vertical como horizontal, los registros de esfuerzos totales y de presión de poros toman una tendencia descendente como si se estuviera aun disipando energía y simulara un proceso de colgamiento, como se describió anteriormente en el análisis de la instrumentación.

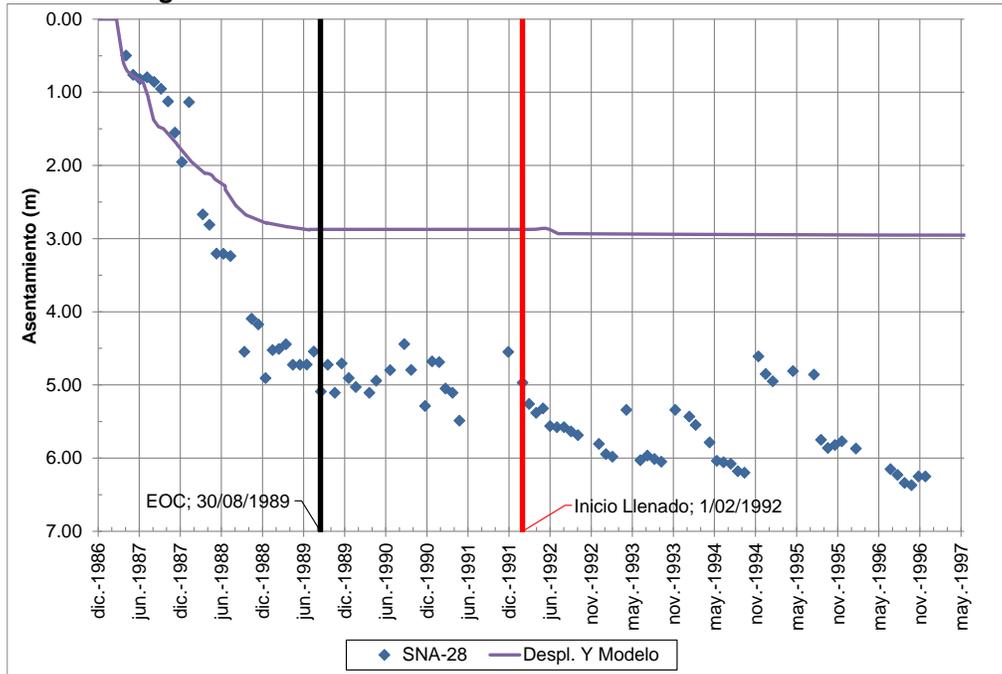
Durante operación se observa que la presión p' tiende a aumentar levemente mientras el esfuerzo desviador permanece constante. Lo anterior parecería como una consolidación isotrópica partiendo de una condición sobreconsolidada que dejó el llenado del embalse en el diferencial de suelo. Aquí la trayectoria de esfuerzos se encuentra más arriba de la línea de estado crítico y tiende a acercarse a ella; en comparación en la gráfica de compresibilidad se encontraba cerca de la línea del estado crítico, pero ahora con el incremento de p' tenderá a alejarse de ella.

5.1.1.2 Asentamientos

Los asentamientos obtenidos por la modelación numérica tienen una tendencia general muy similar a la registrada por el sensor neumático de asentamiento 28. La representación gráfica se encuentra en la Figura 5-10.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-10. Asentamientos – Punto Núcleo EL. 1520 msnm.



Se observa que los valores específicos de asentamiento arrojados por el programa son menores a los registrados en campo pero la tendencia de comportamiento es bastante similar. Esto se debe a la adopción de bajos valores para los parámetros de deformación elásticos (κ) y plásticos (λ), en especial λ , porque ella es la que influye en la mayor parte de la magnitud del asentamiento al encontrarse el suelo en una condición normalmente consolidada con asentamientos elasto plásticos. Se asume que al realizar una modelación con valores más altos de las pendientes de las líneas de recompresión y consolidación normal, la tendencia seguirá siendo la misma, pero los valores se aproximarán más a los “reales”, sin olvidar que se puede incurrir en problemas de convergencia debido al incremento de deformación que se generará y al respectivo acople con el medio líquido.

Hay un punto llamativo durante el período de llenado, donde se incrementa el asentamiento y ocurre justo luego del quiebre en el esfuerzo desviador, cuando este último comienza a aumentar. Esto se puede explicar como el incremento en una dirección determinada en función del incremento inducido en la deformación cortante (ε_q).

5.1.2 Núcleo - EL.1410 msnm.

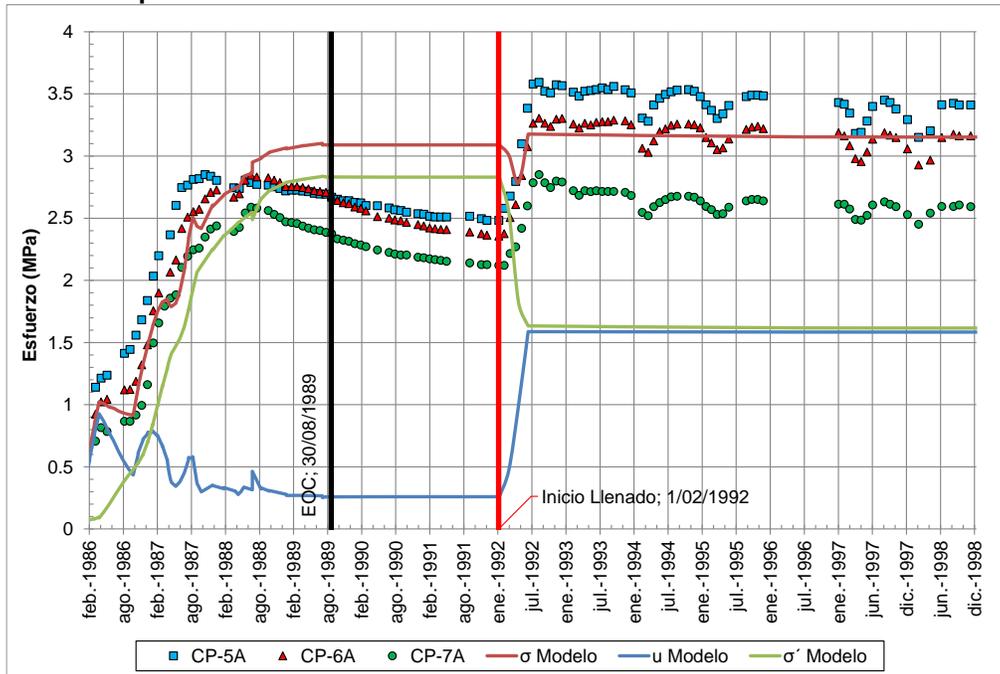
Este punto de comparación es importante ya que comprende un comportamiento con valores más elevados de esfuerzos y presiones de poros dentro del Núcleo, pero lastimosamente no existen datos de instrumentos en cuanto a presiones de poros y asentamientos, por lo que sólo se tendrá para confrontar con sustento los esfuerzos totales.

5.1.2.1 Esfuerzos totales, efectivos y presiones de poros.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Para el seguimiento de los esfuerzos totales en dirección vertical se generó la Figura 5-11 y para la dirección horizontal se encuentra la Figura 5-12. En ambas figuras se graficó también las presiones de poros y esfuerzos efectivos arrojados por el programa, aunque su correspondiente valor de instrumentación no exista, únicamente con el objetivo académico de entender el comportamiento y continuar con la validación de las premisas enunciadas en el numeral 5.1.1.

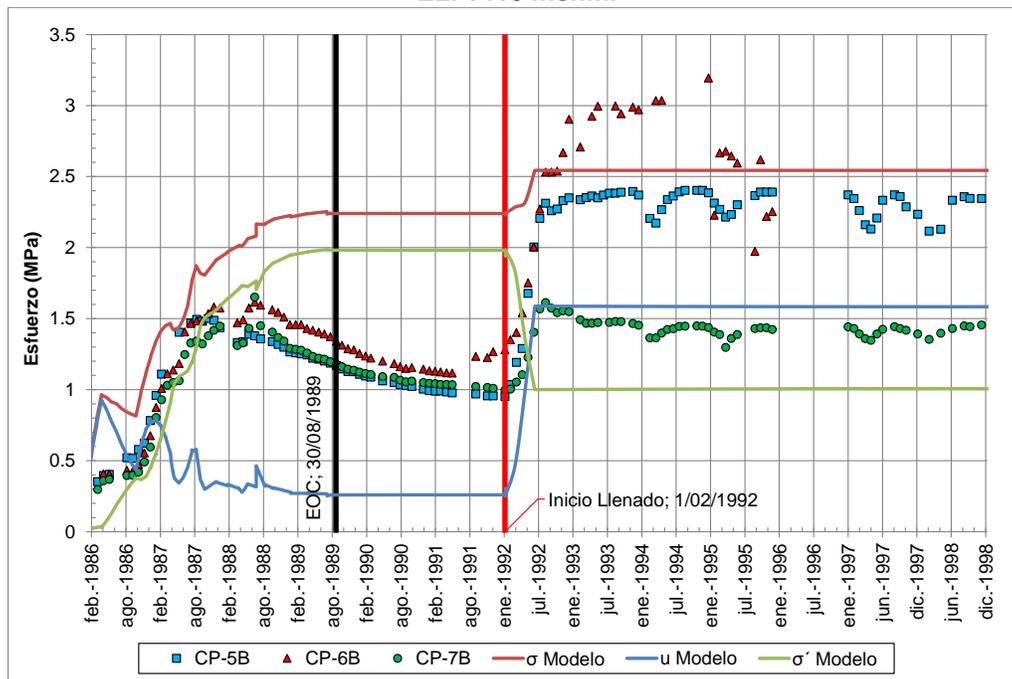
Figura 5-11. Comportamiento esfuerzos en dirección vertical – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.



En esta ocasión para la presión de poros existe una tendencia general decreciente, con un remanente al final del período de construcción, que llega a tener valores de 0,26 MPa. Lo anterior ocurre porque el punto de análisis se encuentra cerca de la fundación, que es una frontera impermeable, por lo que ahora tiene menos longitud de material por donde pueda salir el agua y por lo tanto menos factores que hagan reducir su energía hidráulica para transferirla al entorno. Adicionalmente, el régimen de flujo establecido al final de construcción es en dirección hacia abajo y hacia los espaldones, lo cual facilita el mantenimiento de energía en los puntos inferiores del Núcleo.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-12. Comportamiento esfuerzos en dirección horizontal – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.



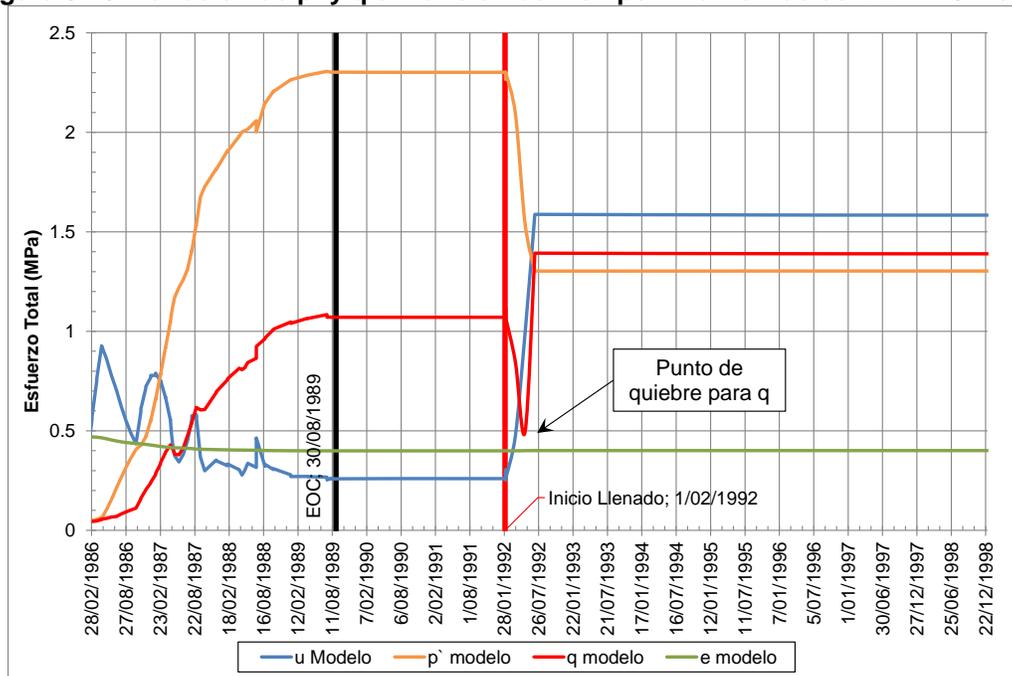
Los esfuerzos totales verticales del modelo tienen una tendencia similar a los registrados por los instrumentos durante construcción, con la diferencia que los primeros al estar cerca del final de construcción tienden a estabilizarse, mientras que los últimos comienzan a tener una tendencia descendente. Con respecto a la presión de poros, no se tienen datos de instrumentación para comparar los del modelo, pero se supone que, al igual que en la EL. 1520 msnm, los valores de campo deben ser también mayores que los calculados por el programa; siendo así los esfuerzos efectivos verticales “reales” deberían estar por debajo de los mostrados.

Por su parte, los esfuerzos totales horizontales tienen un valor exagerado (1,4 veces) con respecto a los valores registrados por los instrumentos y su tendencia es similar hasta unos meses antes del final de construcción cuando se alcanza el pico máximo. Su componente efectiva durante construcción tiene una curva prácticamente paralela de incremento de esfuerzos, separada de éstos últimos una distancia igual a la presión de poros.

En la Figura 5-13 se presenta la evolución de los esfuerzos dominantes en el modelo Cam Clay Modificado a lo largo del tiempo. De igual forma, para continuar entendiendo el comportamiento elasto-plástico del material mediante su trayectoria de esfuerzos y características de compresibilidad se creó la Figura 5-14.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

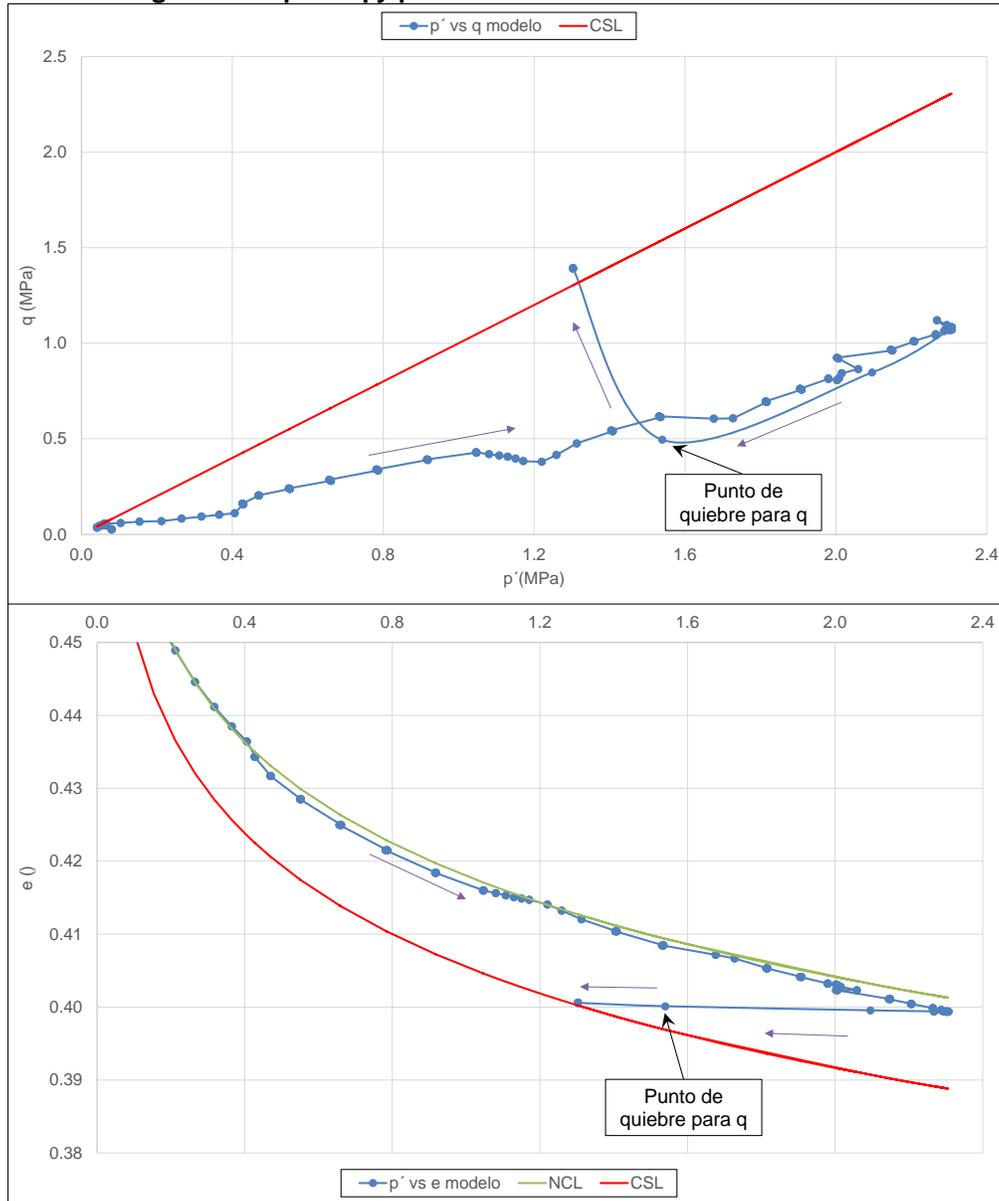
Figura 5-13. Variación de p' y q en función del tiempo – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.



Durante construcción p' y q aumentan, aunque esta vez con un poco menos de pendiente que en el caso del punto a la elevación 1520 msnm, lo que significa que este punto de análisis se encuentra más cercano a una trayectoria de esfuerzos de consolidación isotrópica. Esto se puede deber a que hay un confinamiento mayor en la elevación 1410 msnm y los esfuerzos menores se encuentran más cerca de los mayores o mejor dicho las componentes ortogonales de esfuerzo en un sistema de referencia determinado está más cercanas en valor entre sí, lo que repercute en que se tienen menores distorsiones (deformación cortante) relativas que en el proceso de carga de un punto con mayor elevación. Al igual que en la EL.1520msnm, el suelo se encuentra normalmente consolidado y por lo tanto, sus deformaciones son en menor parte recuperables (elásticas) y en mayor parte permanentes (plásticas) y también durante este lapso de construcción es cuando se generan las mayores reducciones en la relación de vacíos, porque a medida que se va incrementando el valor del esfuerzo promedio, el módulo de compresibilidad disminuye.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

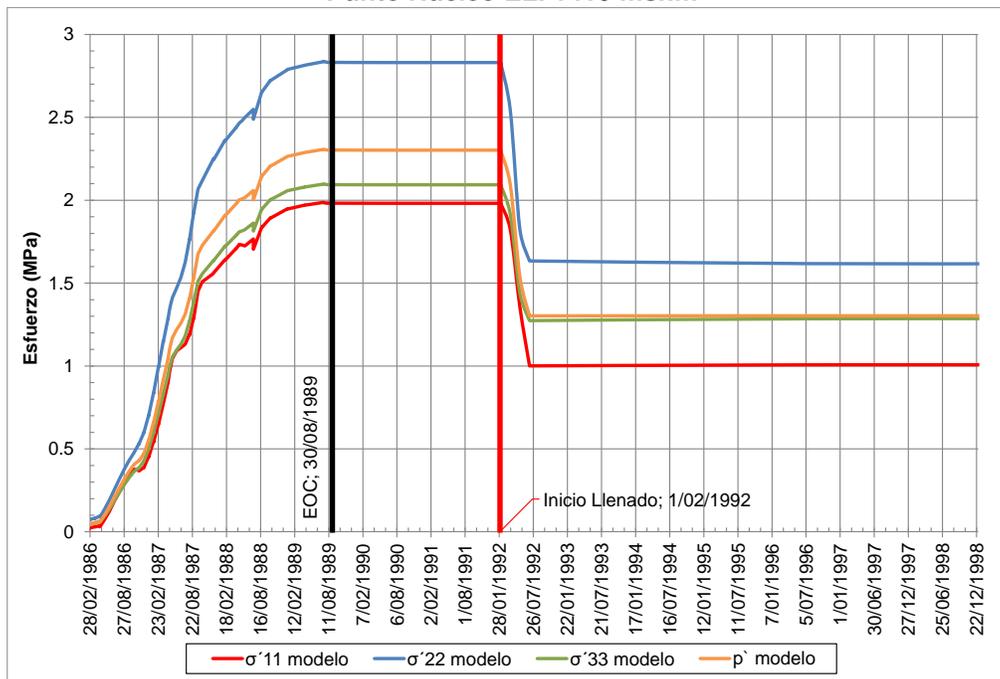
Figura 5-14. p' vs q y p' vs e – Punto Núcleo EL. 1410 msnm.



En el período de reposo todas las variables de análisis permanecen constantes, lo que indica un equilibrio tanto mecánico como hidráulico, diferente a lo encontrado en la instrumentación, pues ella muestra una disminución en los esfuerzos totales tanto horizontales como verticales y mediante analogía con los datos del punto del Núcleo a la EL. 1520 msnm, se deduce que la causa es el comportamiento independiente que tiene la presión de poros.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-15. Componentes direccionales (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ'_{12}) del esfuerzo promedio (p') – Punto Núcleo EL. 1410 msnm



Para el período de llenado, las presiones de poros aumentan por la energía suministrada por el embalse, luego de un recorrido dentro del material fino, que genera pérdidas del orden del 60 %, porque el incremento total sin pérdidas sería el de la presión hidrostática igual a 2,2 MPa, pero sólo está recibiendo 1,3 MPa de aumento de presión en el punto de análisis. Debido a este incremento de presión de poros el programa calcula un decremento de esfuerzo promedio (p') (igual que en el punto del Núcleo EL. 1520 msnm) en función de la formulación esfuerzo-deformación del material elasto-plástico. Luego, el esfuerzo promedio se distribuye en cada una de sus componentes direccionales de análisis y en esta ocasión, tal como se observa en la Figura 5-15, las tres componentes disminuyen, como si la velocidad de flujo no apoyara el fortalecimiento del contacto entre las partículas del esqueleto del suelo en ninguna dirección de análisis.

Con la distribución de esfuerzos efectivos y las presiones de poros conocidas para el período del llenado el programa calcula la distribución de esfuerzos totales para las direcciones de estudio. Comenzando en la dirección vertical, en un principio los esfuerzos totales tienen una tendencia descendente, llegan hasta un mínimo y luego ascienden hasta el final del período. Este punto de quiebre en los esfuerzos totales ocurre al mismo tiempo que el quiebre en la gráfica del esfuerzo desviador q , indicando que antes de dicho punto se tenía una condición parcialmente drenada con un leve aumento en la relación de vacíos mediante descompresión elástica y luego pasa a una condición no drenada con nula variación de relación de vacíos. En el tramo parcialmente drenado se hace que la magnitud de los esfuerzos efectivos decaiga con mayor rapidez y se propone que es debido a la velocidad de flujo que actúa en esta ocasión como factor adicional reductor. De esta forma

el incremento de presión de poros es menor que el decremento de esfuerzo efectivo y resulta en el descenso de los esfuerzos totales. En comparación, en el tramo con condición de carga no drenada (luego del quiebre en la gráfica de q) el incremento de presión de poros es mayor que el decremento de esfuerzo efectivo, porque ahora éstos últimos descienden con menor rapidez debido a que el único factor reductor es ahora la presión de poros por la no existencia de flujo; y se tiene así como resultante un incremento de los esfuerzos totales.

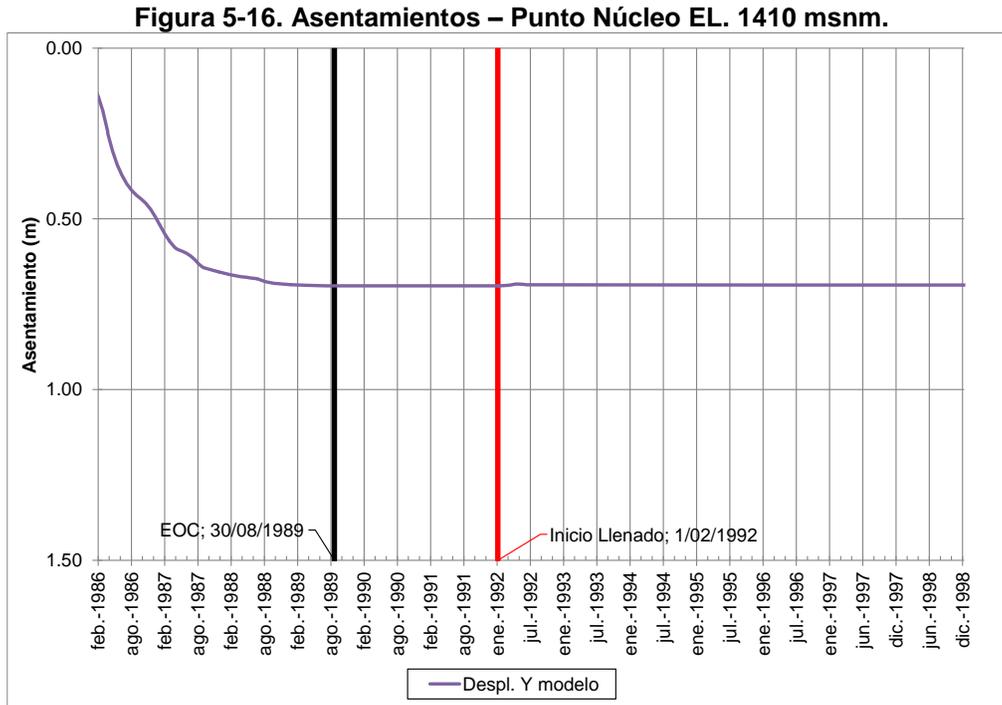
Con los esfuerzos totales horizontales durante el llenado pasa algo similar que con los verticales, hay un punto de quiebre que coincide con el punto de quiebre de la gráfica de q , pero en esta ocasión no hay descenso en el tramo parcialmente drenado, sino un aumento menor que en la parte no drenada. Lo anterior ocurre porque la pendiente de descenso de los esfuerzos efectivos en el tramo parcialmente drenado es mayor debido a un factor adicional reductor como es en este caso la velocidad de flujo y luego para el tramo no drenado es menor dicha pendiente. Durante las dos condiciones de carga (parcialmente drenado y no drenado) el incremento de presiones de poros fue mayor que el decremento de los esfuerzos efectivos, por lo que el esfuerzo total permanece ascendente, en dos tramos con pendientes diferentes.

Por último, para el período de operación se alcanza una condición de equilibrio mecánico e hidráulico (régimen de flujo establecido) muy similar al obtenido durante el tiempo de reposo de la presa, donde ninguna de las variables presenta incremento o decremento en sus valores. Este resultado es similar al arrojado por las celdas de presión (teniendo como variable los esfuerzos totales), ya que la tendencia observada es en global horizontal, con leves variaciones correspondientes a las variaciones reales del embalse, que en el modelo no fueron implementadas.

5.1.2.2 Asentamientos

Los asentamientos obtenidos por el programa CAE no tiene punto de comparación, ya que dentro del Núcleo a la elevación 1410 msnm no fueron instalados sensores de asentamiento, posiblemente porque se supone que allí, cerca del contacto con la fundación, las deformaciones axiales verticales que se desarrollarían serían nulas o muy bajas. El comportamiento de los asentamientos arrojados por el modelo se presentan en la Figura 5-16.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO



Tal y como se puede observar durante el período de construcción es cuando se presentan las mayores deformaciones, debido a la superposición de cargas verticales. Luego en los períodos de reposo, llenado y operación, los valores permanecen constantes. Este tipo de tendencia ya se había observado en el punto del Núcleo a la EL. 1520 msnm, por lo que por analogía se podría suponer que la forma de la gráfica es similar a la que se hubiese obtenido en campo, pero sus valores son menores. Si se utilizara unos parámetros de compresibilidad (λ, κ) mayores, como fue lo propuesto para el punto de análisis anterior, los valores de deformación disminuirían, pero se continuaría con la idea que en la parte inferior cerca de la fundación las deformaciones son las menores, pues casi entran en “contacto” con puntos que tienen restringidos sus grados de libertad de desplazamiento mediante condiciones de frontera prestablecidas.

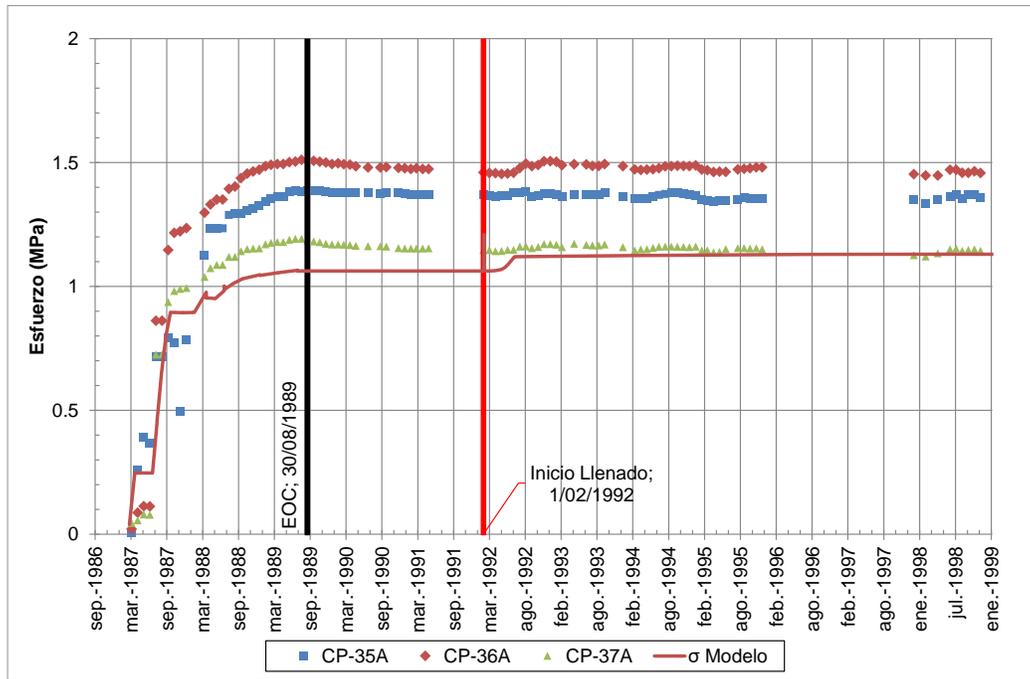
5.1.3 Enrocado 3C – EL. 1520 msnm.

A partir de este momento se comienzan a analizar únicamente el comportamiento de esfuerzo deformación en el material, ya que de aquí en adelante son analizados diferenciales de relleno que se encuentran caracterizados mediante el modelo elástico isotrópico, donde sus desplazamientos obedecen al parámetro de rigidez adoptado.

Para comenzar se tiene el punto en la EL. 1520 msnm, ubicado en la zona del enrocado 3C aguas abajo. Para realizar la explicación del comportamiento numérico y la comparación con los datos de instrumentación, se presentan las siguientes gráficas (Figura 5-17, Figura 5-18 y Figura 5-19), que tienen como tema central los esfuerzos, que en esta ocasión son iguales los efectivos a los totales, porque la presión de poros es igual a cero; sus componentes direccionales y los asentamientos.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-17. Comportamiento de esfuerzos en la dirección vertical – Punto Enrocado 3C EL. 1520 msnm.



Tal y como se puede observar, el comportamiento de los esfuerzos verticales es muy similar al registrado por los instrumentos, en donde durante el proceso de construcción aumentan notoriamente, luego en el período de reposo se mantienen constantes, en el lapso del llenado hay un leve incremento de sus valores y por último, durante operación, vuelven a estabilizarse alcanzando una condición de equilibrio. Sin embargo, los valores de la modelación se encuentran por debajo de los que se tienen registrados in -situ, acercándose más a los valores de la celda CP-37. Parece ser que los resultados de la instrumentación se encontraran potenciados por un factor adicional, porque están aumentando como si se estuviese imponiendo una sobrecarga de relleno con longitud infinita (en la dirección x) y altura de 70 m aproximadamente. La realidad indica que la altura de relleno sobre la celda es de 50 m y además la geometría del mismo no es completamente horizontal sino inclinado 1,8 H;1,0 V, lo que resultaría en un incremento menor de esfuerzo.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-18. Componentes direccionales de esfuerzo – Punto Enrocado 3C EL. 1520 msnm.

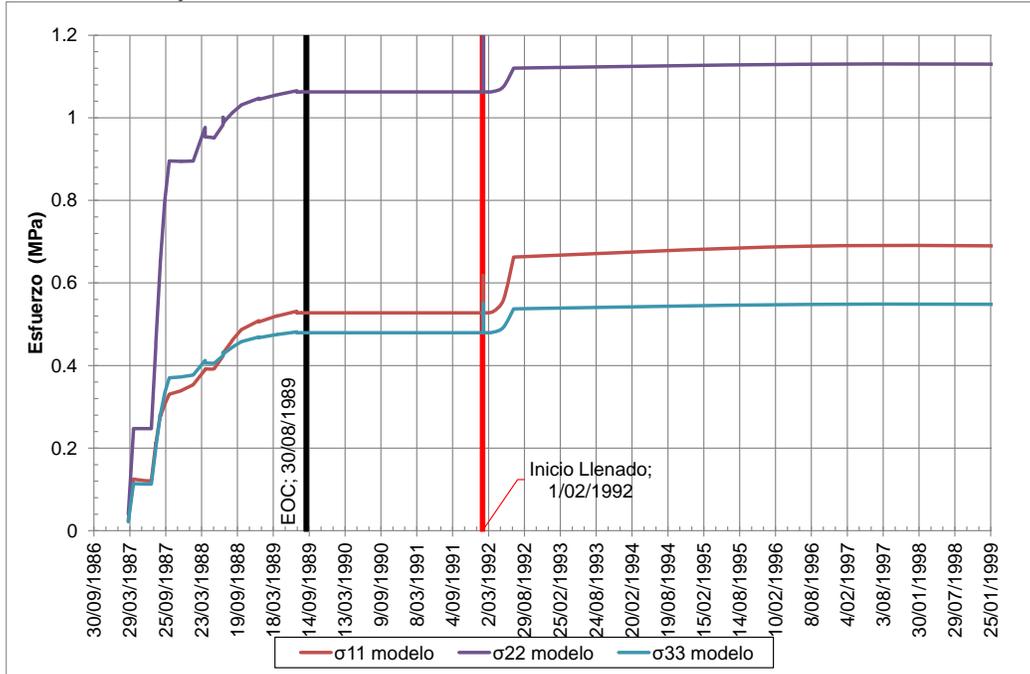
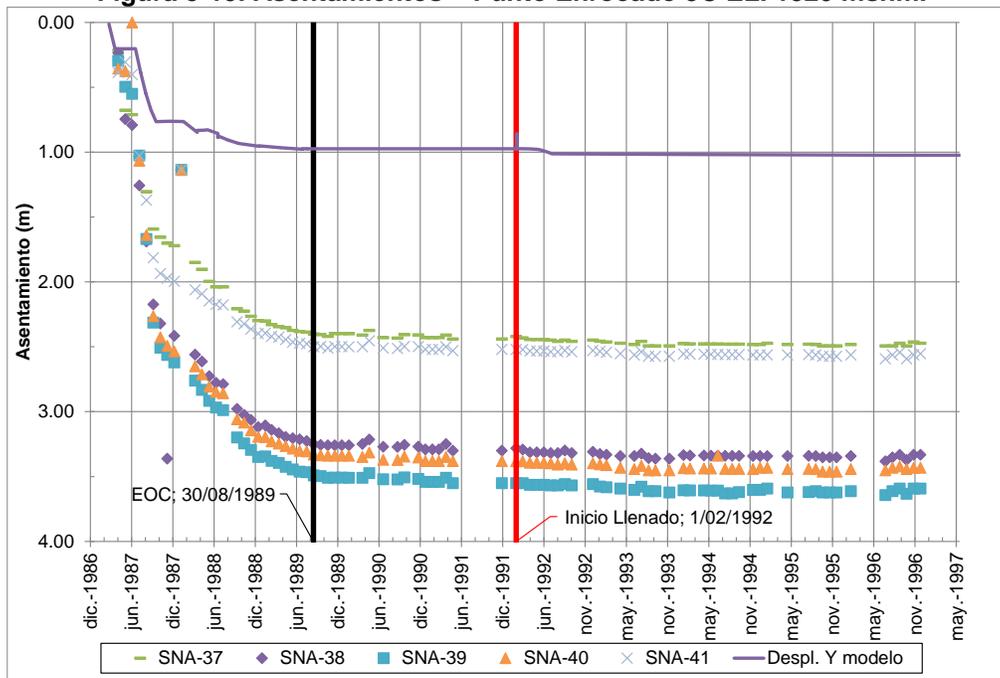


Figura 5-19. Asentamientos – Punto Enrocado 3C EL. 1520 msnm.



Algo llamativo durante el llenado es que los esfuerzos efectivos aumentan levemente, tanto en los datos de instrumentación como en los de la modelación numérica. Este aumento ocurre en las tres direcciones de análisis, traduciéndose en un aumento del esfuerzo promedio y por lo tanto en un incremento de deformación volumétrica. Se propone que dicho incremento puntual es ocasionado por transferencia de carga de la presión hidrostática del embalse que se definió en la frontera al aire libre aguas arriba, porque en el enrocado 3C no hay influencia de presión de poros, siendo los esfuerzos totales y efectivos iguales y lo único que varía en ese tiempo de llenado es la carga en forma de presión.

Con respecto a las deformaciones se observa que la tendencia del modelo es muy similar a la que muestra la instrumentación, pero los valores de la primera están por debajo de los de la segunda, indicando que se tomaron unos parámetros de rigidez altos para el enrocado y que en "realidad" podrían ser menores. Se propone la realización de un modelo con el módulo de Young reducido 2,5 veces para acercarse a los valores registrados en campo.

5.1.4 Transición – EL. 1590 msnm.

Tal como se describió en la sección 4.4, la Transición sirve como un amortiguador numérico que hace que las variaciones entre el Núcleo y los espaldones no sea tan pronunciada en el sentido de esfuerzos y presiones de poros. Lo anterior significa que en este punto de análisis actual existió la variable presión de poros, la cual, en varios momentos de la modelación presentó presiones negativas de bajo valor, lo que no simulaba la realidad, pero sí permitía dar una estabilidad numérica al programa. Teniendo esto presente se inicia con el análisis de los datos arrojados por el modelo en cuanto a esfuerzos y deformaciones, el cual se basa en la Figura 5-20y Figura 5-21.

Con respecto a los esfuerzos verticales se tiene que la tendencia obtenida por el modelo es muy similar a aquella registrada por la instrumentación, sólo que con valores más bajos. En el período de llenado también se presenta un salto en los esfuerzos producido por la transferencia de carga de la presión hidrostática del embalse en la frontera al aire libre aguas arriba.

Las deformaciones del modelo tienen la tendencia muy parecida a las de la instrumentación, pero también, al igual que el punto de análisis en el enrocado 3C, los valores de la primera son menores que la segunda, siendo el parámetro de módulo de Young el que lo determina así. Durante el llenado se aprecia un pequeño salto en la deformación, producto de la acomodación del relleno con el estado de esfuerzos actual y con el efecto de la presión hidrostática del embalse.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-20. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Transición EL. 1590 msnm.

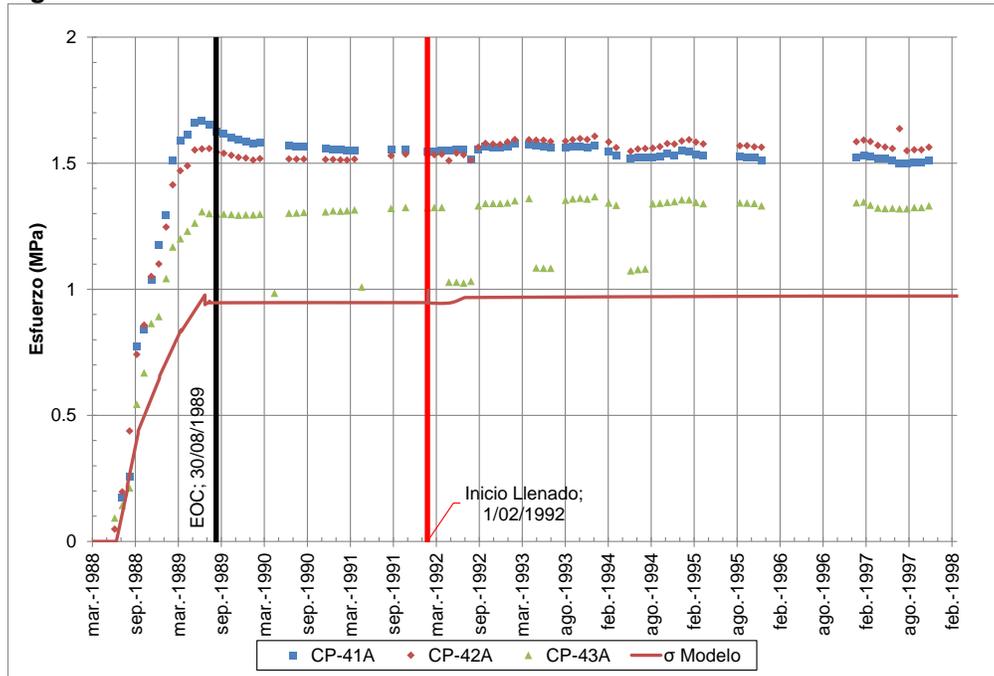
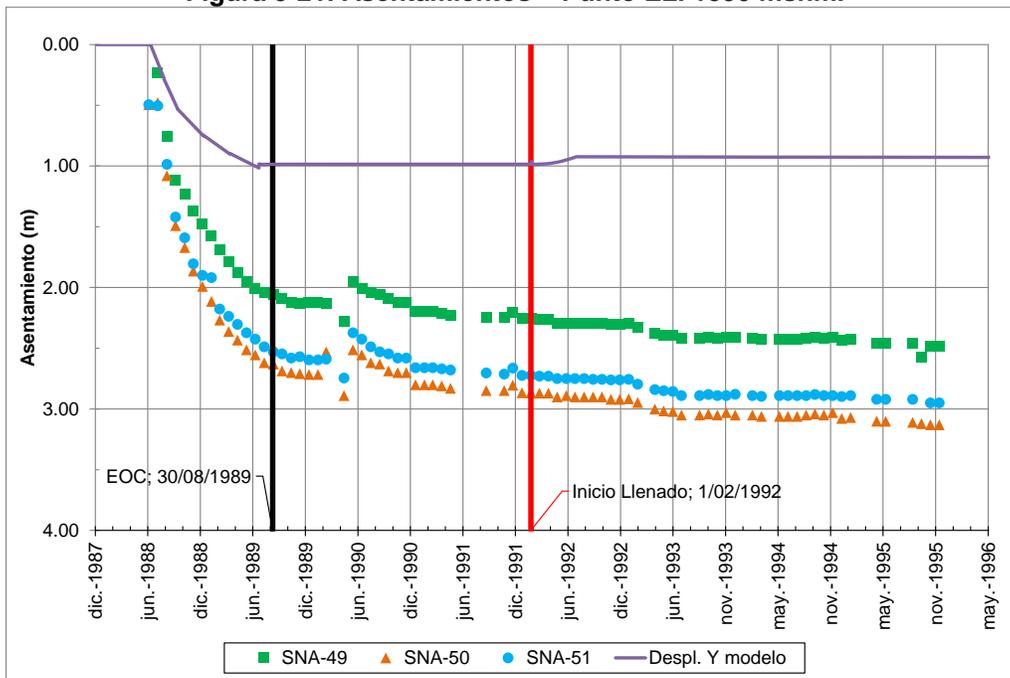


Figura 5-21. Asentamientos – Punto EL. 1590 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

5.1.5 Enrocado 3B – EL. 1590 msnm.

En el punto del enrocado 3B a la elevación 1590 msnm se realiza el análisis de esfuerzo deformación con base en la Figura 5-22 y Figura 5-23.

Los resultados de esfuerzos verticales generados por el modelo son prácticamente los mismos registrados por la instrumentación; es decir, la tendencia de comportamiento y los valores obtenidos en la modelación están en acuerdo con los registrados en campo. Tal vez porque es la zona que se encuentra confinada con condiciones de entorno mecánicas más estables dentro de la zona de Transición y el enrocado 3C aguas abajo. Es de resaltar que también se presenta el pequeño salto durante el período de llenado, similar a lo observado en los puntos de análisis del enrocado 3C EL. 1520 msnm y de la Transición EL. 1590 msnm.

Con respecto a las deformaciones ocurre lo mismo que en los puntos de análisis anteriores: se tiene una tendencia de los datos del modelo muy similar a los de la instrumentación, pero los valores de los primeros son menores que los del segundo, determinados por el parámetro del módulo de Young.

Figura 5-22. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Enrocado 3B EL. 1590 msnm.

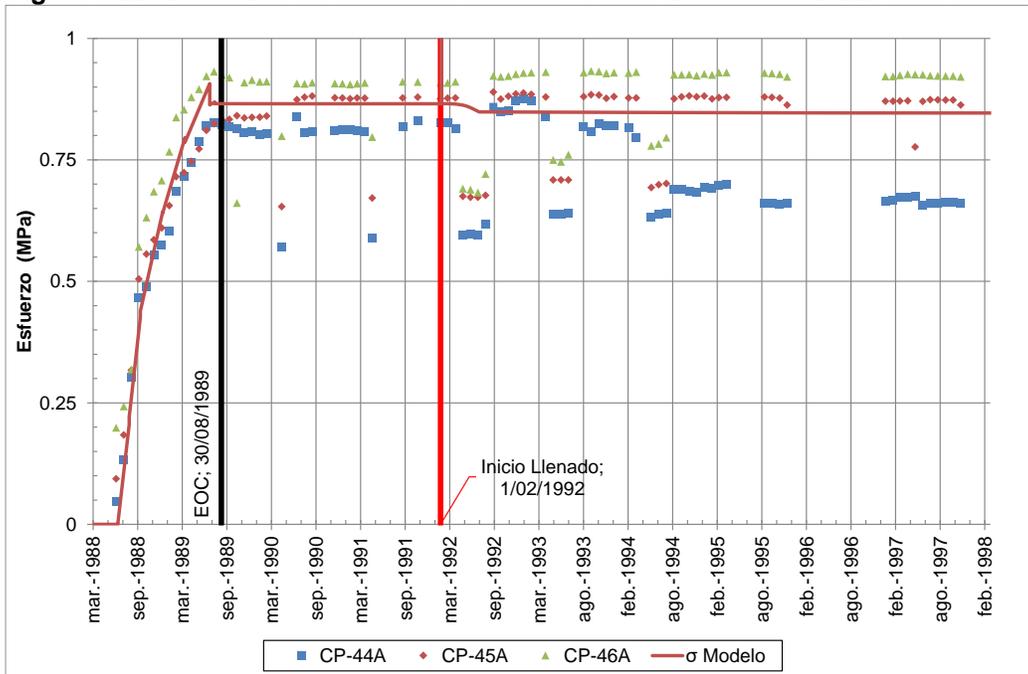
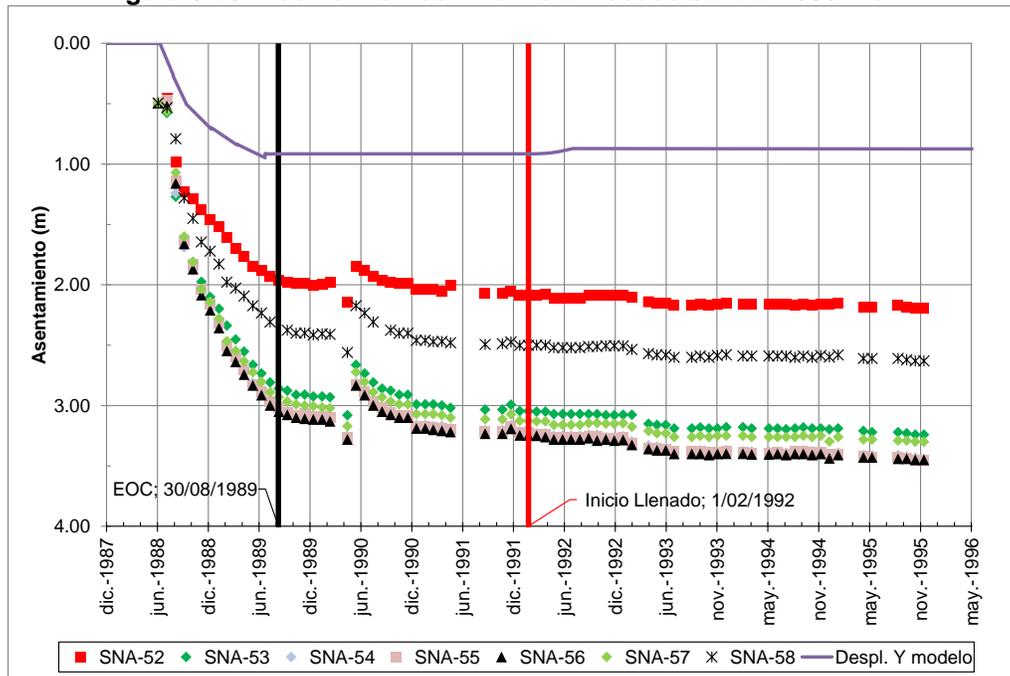


Figura 5-23. Asentamientos – Punto Enrocado 3B EL. 1590 msnm.



5.1.6 Enrocado 3B – EL. 1520 msnm.

Tal y como se observa en la Figura 5-24 y Figura 5-25, los valores de esfuerzos del modelo son prácticamente los mismos que los de la instrumentación, mientras que los asentamientos tienen una tendencia muy similar, pero la magnitud de sus valores es inferior a la registrada en campo, lo que sugeriría que el módulo de Young fue sobrevalorado en el modelo. También se logra apreciar el salto en la tendencia durante el período de llenado, debido al recibimiento de la carga hidrostática del embalse.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-24. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Enrocado 3B EL. 1520 msnm.

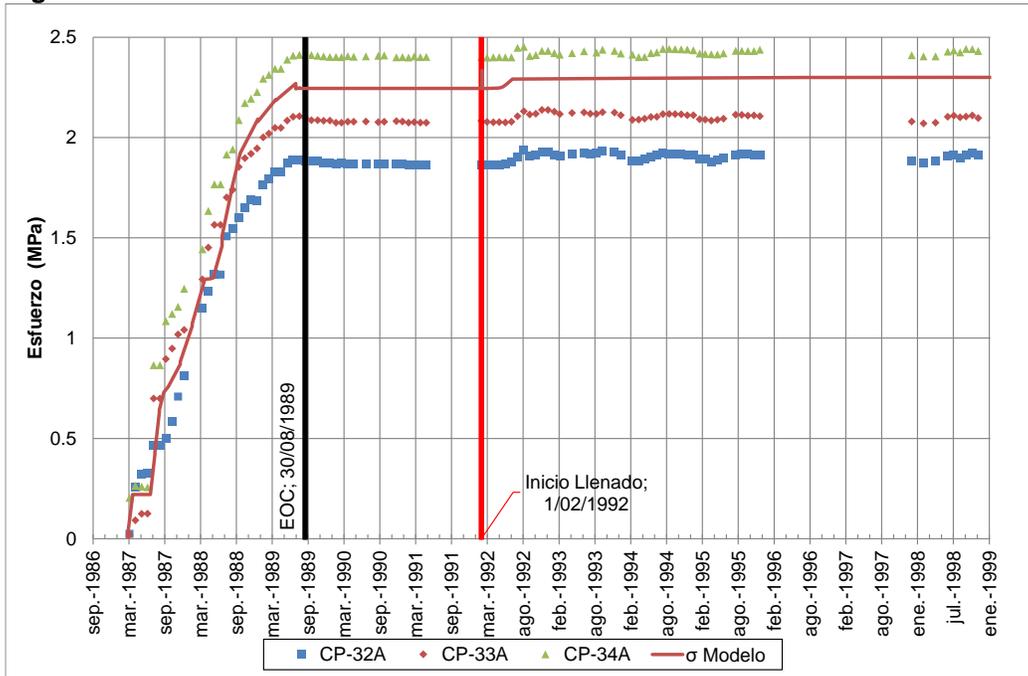
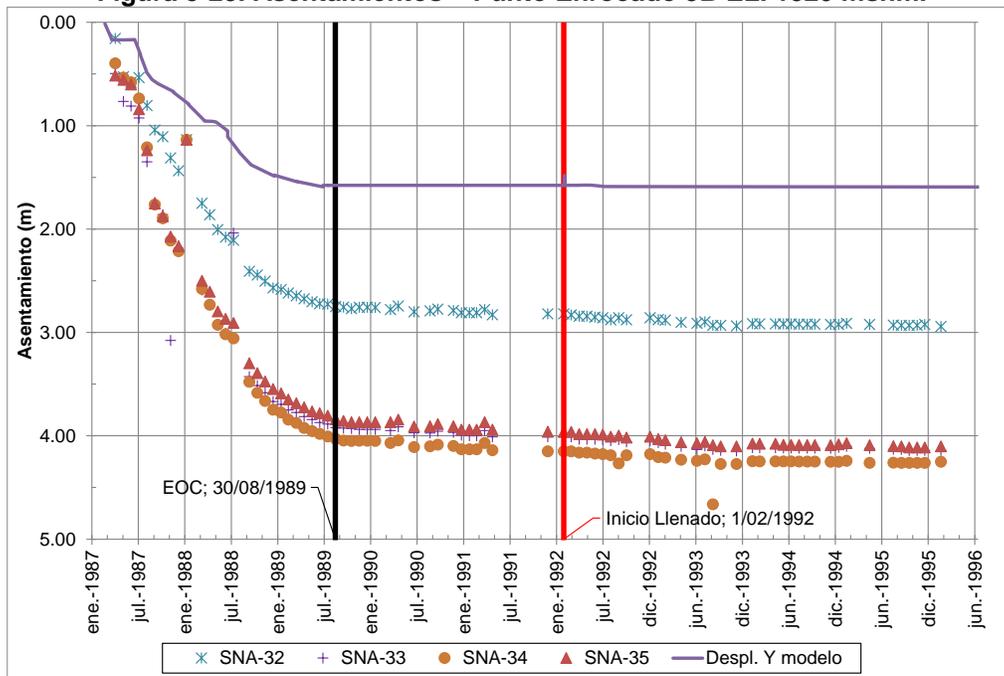


Figura 5-25. Asentamientos – Punto Enrocado 3B EL. 1520 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

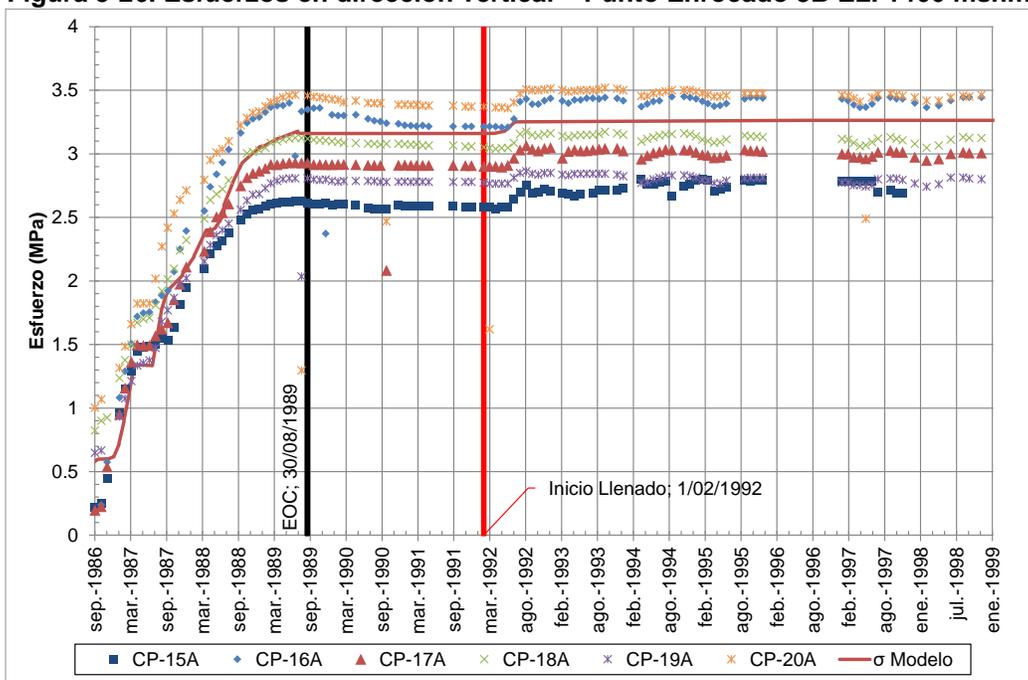
5.1.7 Enrocado 3B – EL. 1466 msnm.

Para el punto de análisis del enrocado 3B en la elevación 1466 msnm se generaron las gráficas de esfuerzos contra el tiempo y deformaciones contra el tiempo representadas en la Figura 5-26 y Figura 5-27 respectivamente. En esta ocasión se aclara que no hay datos directos de instrumentación para los asentamientos, ni siquiera los datos del RMV3 tienen esa altura dentro de sus lecturas; sin embargo, se graficó la tendencia de comportamiento de los mismos generados por el programa de elementos finitos.

La gráfica de esfuerzos evidencia que los datos generados por el modelo son prácticamente los mismos que registraron las celdas de presión, siendo la tendencia del comportamiento y la magnitud de los valores bastante congruentes; incluso el pequeño salto que hacen los datos del modelo durante el llenado debido a la imposición de la carga hidrostática del embalse es similar.

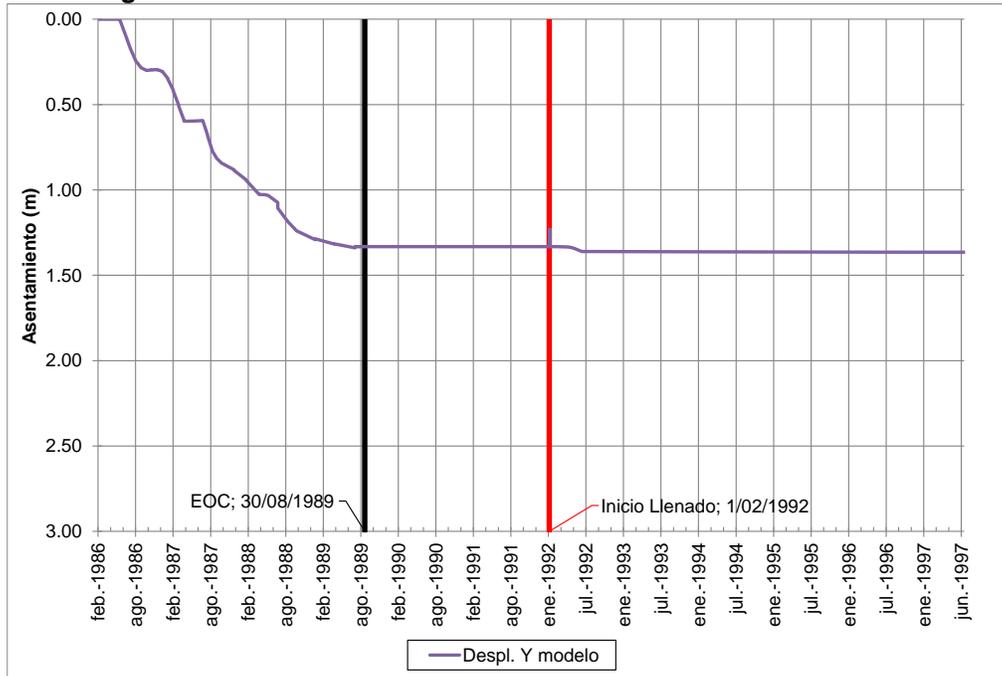
Con respecto a los asentamientos y realizando una analogía con los casos anteriormente analizados se puede deducir que el valor mostrado de deformación tiene valores menores de lo que hubiese registrado en campo un instrumento de lectura de asentamientos, resaltando que su tendencia si es congruente con lo registrado en campo.

Figura 5-26. Esfuerzos en dirección vertical – Punto Enrocado 3B EL. 1466 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-27. Asentamientos – Punto Enrocado 3B EL. 1466 msnm.



5.1.8 Mojones

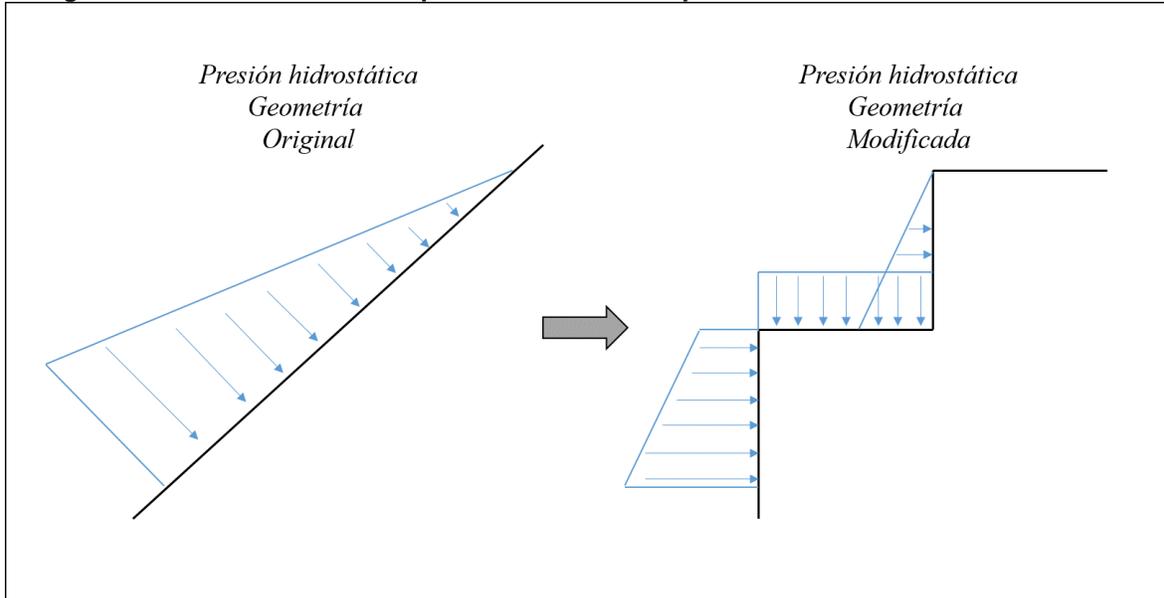
Se tomaron tres puntos topográficos (mojones) de control para comparar los valores de asentamiento en superficie de los rellenos de la presa, luego del proceso de construcción de la misma. Estos tres puntos fueron los siguientes: Aguas arriba en la elevación 1610 msnm, en la cresta a la elevación 1642 msnm y aguas abajo en la elevación 1595 msnm, cuyas gráficas de comportamiento se aprecian en la Figura 5-29, Figura 5-30 y Figura 5-31 respectivamente.

Se observa que durante el período de reposo los datos de asentamiento del modelo para los tres mojones presentan un incremento nulo en sus valores, ya que no se está imponiendo una carga externa y ya se alcanzó un equilibrio mecánico y condición de régimen de flujo establecido dentro del Núcleo de la presa.

Luego, cuando viene el comienzo del primer llenado, los valores de asentamiento son negativos para el punto aguas arriba y en la cresta, es decir que el relleno para ellos va en dirección ascendente. En específico, para el punto aguas arriba, el fenómeno anterior se puede deber a la idealización que se hizo del borde aguas arriba para que no hubiera dificultades numéricas, donde se transformó una línea recta inclinada en tramos verticales y horizontales como si fuera una escalera y donde ahora la presión hidrostática se encuentra seccionada en componentes completamente horizontales y verticales, tal como se muestra en la Figura 5-28. Es decir, en el borde es posible que mediante este arreglo geométrico no exista compensación entre la presión de poros definida y la presión hidrostática. La influencia de esta modificación se encuentra en la zona cerca a dicha línea

y entre más se adentre en el cuerpo de la presa, menos se notará esta tergiversación de carga.

Figura 5-28. Adecuación de la presión hidrostática para el modelo de elementos finitos.



Durante el llenado para el punto en la cresta no es tan descabellada la idea que se presente desplazamiento hacia arriba en el modelo, porque cuando aumenta la presión de poros existe una tendencia de “hinchamiento” del suelo en el sentido contrario hacia donde iban los esfuerzos efectivos, lo que puede repercutir en un ensanchamiento diminuto hacia arriba del suelo. Adicionalmente la carga hidrostática llega como una transferencia desde aguas arriba y no se encuentra aplicada directamente sobre el material del núcleo; es decir, no hay compensación hidráulica.

Para el punto aguas abajo durante el llenado el asentamiento permanece prácticamente constante, porque en dicha zona no hay variación de presión de poros mediante una condición de frontera preestablecida, y llega una transferencia de carga desde aguas arriba casi horizontal lo que produce movimiento sólo horizontal.

Para poder aumentar el valor de la deformación en superficie se podría disminuir la rigidez natural del material, pero no se podría cambiar la tendencia de estabilización durante el período de reposo y de operación. Se deduce que la condición natural de desarrollo de asentamientos en la superficie de la presa mediante la modelación numérica, es un valor constante igual a la deformación que se alcanzó justo hasta el final de construcción, similar al comportamiento que se tiene en los asentamientos cuando se alcanza una condición de equilibrio.

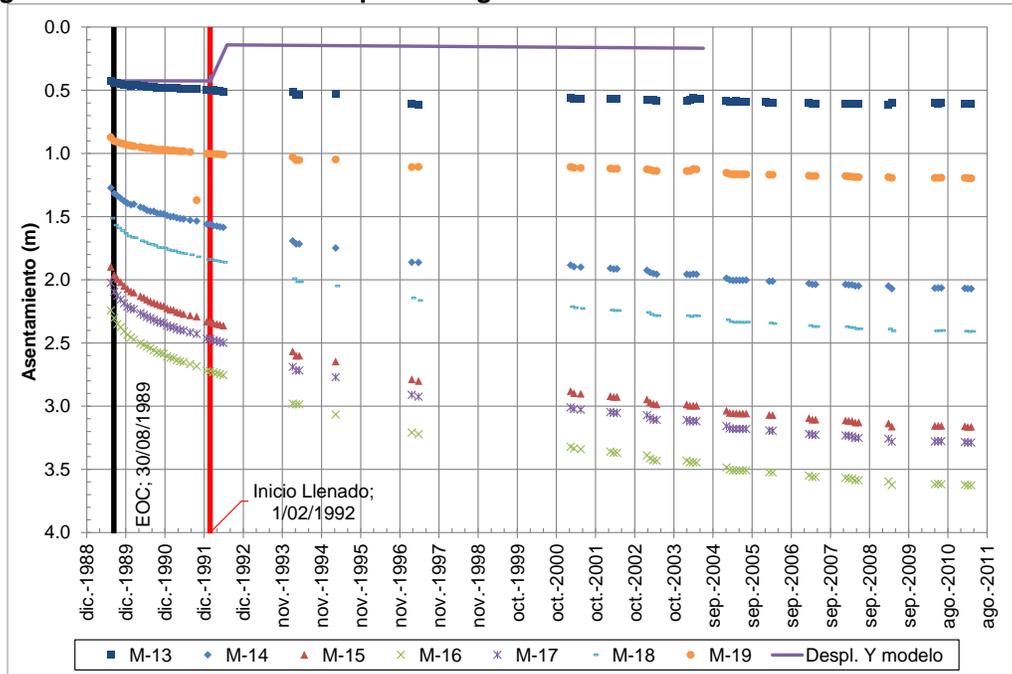
Para el mojón en la cresta es difícil encontrar un incremento de asentamiento alto en superficie al final de construcción, porque el estrato reactivado final es de poca altura. Lo anterior se aclara de la siguiente forma: cuando se reaparece esta última capa en la

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

modelación numérica, ella rellena el vacío que ha dejado la capa inferior al deformarse, pero la elevación de construcción superior del estrato reaparecido es la misma que se encuentra en el diseño; luego, ese estrato específico se deforma por su peso propio únicamente y si el estrato es de poca altura el incremento de deformación será menor. Puede que la altura sea de dos metros, por lo que será imposible un asentamiento del punto superior de dos metros.

Como dato adicional, aunque no se presentaron los registros de desplazamiento horizontal, la presa en general se desplaza hacia aguas abajo por motivo de la carga hidrostática del embalse impuesta en frontera al aire libre del enrocado 3C aguas arriba.

Figura 5-29. Asentamientos superficie aguas arriba – Punto Enrocado 3C EL. 1610 msnm.



MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

Figura 5-30. Asentamientos cresta – Punto EL. 1642 msnm.

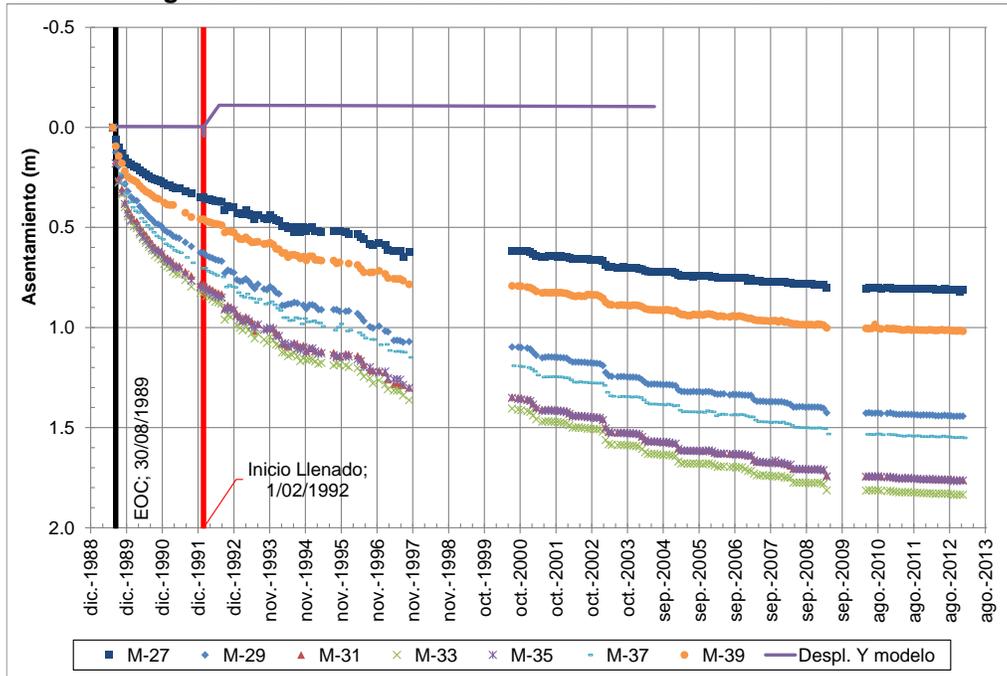
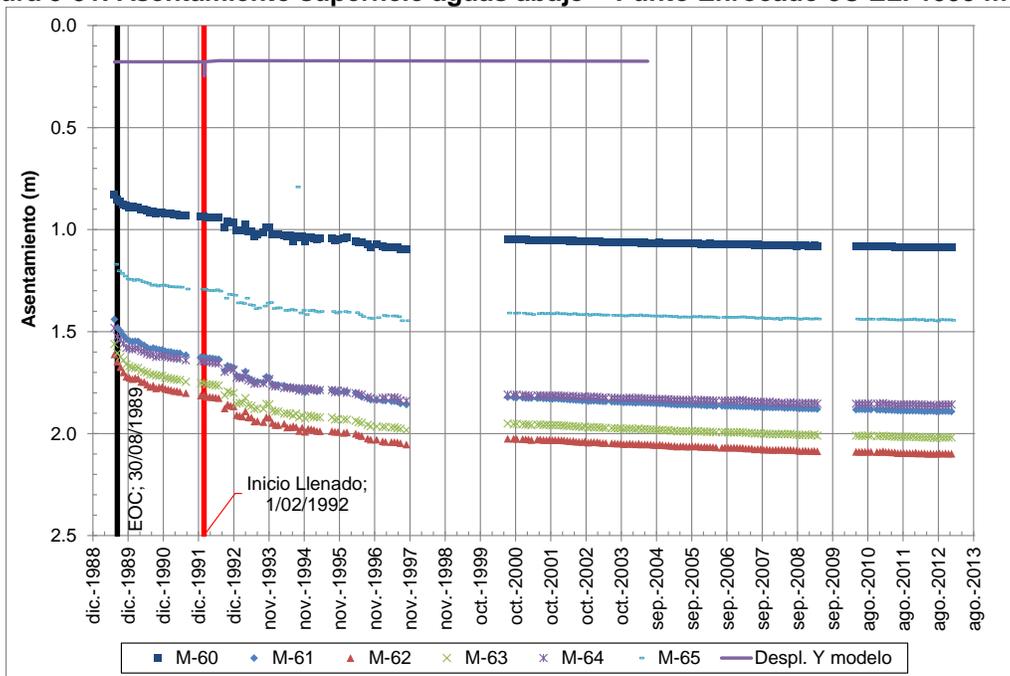


Figura 5-31. Asentamiento superficie aguas abajo – Punto Enrocado 3C EL. 1595 msnm.



5.2 Resultados por contornos

Otra de las ventajas que ofrecen los programas de elementos finitos es la descripción del comportamiento de una variable mediante su representación por contorno de líneas que poseen el mismo valor. De esta forma se puede visualizar de forma global las variaciones de la variable en cuestión a lo largo de todo el área de la presa (área porque el análisis fue realizado en dos dimensiones) y además cómo evoluciona ella a través del tiempo.

En el Anexo 5 se presentan las imágenes de los contornos para las diversas variables que se estudiarán en este apartado. Por lo tanto, constantemente se hará referencia a figuras que se encuentran dentro de dicho capítulo.

5.2.1 Presiones de Poros

En el Anexo 5.1 se encuentra la distribución de poros espacial a en la presa a lo largo del tiempo. Se puede apreciar que durante la construcción de la Fase 1 no hay cambio en esta variable, pues la condición de frontera preestablecida para lo enrocados es que la presión de poros sea igual a 0 MPa.

Luego durante la Fase 2 de construcción ya comienza a tener importancia la variable hidráulica, ya que en las zonas de Núcleo y Transición se permite el cálculo de la misma. Se nota que la concentración de la presión de poros se encuentra en la base del Núcleo con valores aproximados de 1,1 MPa y simulando una condición muy cercana a la no drenada, ya que casi todo el esfuerzo total vertical (seis estratos con peso unitario de 0,02 MN/m³) está siendo tomado por la presión de poros.

Al finalizar la Fase 3 se observa una disminución global cercana al 50 % en el valor de la presión de poros, indicando que durante su construcción se disipó energía hacia los enrocados. La distribución sí continúa siendo la misma con valores máximos en la base del Núcleo (contacto con la barrera impermeable de la fundación). También se observa que hay una generación de presiones de poros negativas con bajos valores (-0,02 MPa) en la zona de Transición aguas abajo, que aparecen para cumplir las ecuaciones de flujo y para amortiguar la variación desde el Núcleo hacia los enrocados.

En la Fase 4 es donde ocurre el fenómeno de acumulación de energía máximo en una zona a una altura determinada. Esto ocurre en las capas inferiores de la fase actual, aproximadamente a la elevación 1485 msnm, e iguala a la presión de poros que se tiene en la base del Núcleo.

A partir de la Fase 5 hasta el período de reposo, se observa que la concentración de presión de poros es únicamente en la base con valores cercanos a los 0,36 MPa. Cuando se crea una capa superior, el exceso de presión de poros generado en la capa inferior es disipado rápidamente hacia los enrocados, es decir no hay una acumulación de energía en un punto a una altura diferente a la de la base del Núcleo. También se aprecia que hay una concentración de presión de poros más hacia aguas arriba que hacia aguas abajo a lo largo de la altura del Núcleo, es decir, disipa con mayor facilidad la energía hacia el enrocado aguas abajo.

Por último en el período de llenado (y en el de operación porque tiene la misma distribución) se aprecia el incremento de poros generado por el ascenso del nivel del embalse. En la zona del enrocado aguas arriba se tiene una distribución hidrostática de presión de poros, que luego al llegar al contacto con el Núcleo comienza a descender debido a las pérdidas que él genera por su baja permeabilidad. Ya en la zona de Transición y enrocados aguas abajo la presión de poros es igual a cero, y la altura del punto de intersección entre la línea de infiltración superior y el contacto Núcleo-Transición aguas abajo es 1400 msnm, lo que indica que el programa utilizó la formulación de Pagano (véase capítulo 4.7), pero finalmente dominó la condición de frontera en toda el área del enrocado 3C aguas abajo de presión de poros nula.

5.2.2 Esfuerzos

En el Anexo 5.2 se encuentran los resultados de contornos correspondientes al comportamiento de los esfuerzos efectivos verticales de la presa, resaltando que los esfuerzos a compresión tienen valor negativo dentro del programa. En la Fase 1 de construcción, se aprecia, como era de esperarse, una concentración de esfuerzos en la base del “montículo” de enrocado con mayor altura. En este momento los esfuerzos efectivos son iguales a los totales, pues la presión de poros está obligada a ser cero por la condición de frontera suministrada al programa.

Para la Fase 2, se aprecia en el Núcleo un valor bajo de esfuerzos efectivos para una altura de seis pisos (60 m) de altura. El esfuerzo que evidencia el programa en el Núcleo es de 0,1 MPa, equivalente al esfuerzo efectivo geostático en la base de un estrato de arcilla de 10 m de altura. Lo anterior se debe a que durante este período el proceso de carga es casi no drenado, acorde con lo encontrado en el capítulo 5.2.1 para esta fase. Los espaldones continúan con una tendencia normal de acumulación de esfuerzo efectivo en la base.

En la Fase 3, el esqueleto de los estratos inferiores en el Núcleo comienza a tomar carga porque se acumuló la energía para pasar a una condición drenada, y las presiones de poros comienzan a descender. Lo anterior es contrario a lo que ocurre en la Fase 4, donde nuevamente la superposición de carga y las características hidráulicas del Núcleo permiten una condición de carga casi no drenada y hace que los esfuerzos verticales no aumenten, permaneciendo cerca al valor de su condición geostática individual como estrato de 10 m de altura (0,1 MPa).

En la Fase 5 el espaldón aguas arriba y los estratos superiores transfieren carga al Núcleo, y mediante la configuración de la transferencia de carga junto con las propiedades hidráulicas del material fino, se observa que el agua toma mayor carga en el contacto con la Transición aguas arriba y hace que los esfuerzos efectivos sean mucho menores en esta zona, que en la parte aguas abajo del Núcleo. Lo mismo ocurre para la Fase 6, Fase 7 y período de Reposo, siendo cada vez más pronunciada la diferencia de esfuerzo efectivo a una misma elevación dentro del Núcleo hacia aguas arriba y aguas abajo.

Ya en el período de llenado (y operación), como se hacen crecer las presiones de poros por el ascenso del embalse, se aprecia un decremento extraordinario en los esfuerzos verticales efectivos hacia la interfaz Núcleo-Transición aguas arriba. Lo anterior evidencia que el lugar donde existe la mayor probabilidad de existencia de un fracturamiento hidráulico es en la zona aguas arriba del Núcleo, en función también de la velocidad de

flujo, ya que con los esfuerzos efectivos horizontales sucede algo similar (véase Anexo 5.2.11).

En cuanto a los esfuerzos totales también se aprecia (véase Anexo 5.2.12) que los valores de esfuerzo son menores dentro del Núcleo que puntos del enrocado ubicados a la misma altura.

5.2.3 Desplazamientos

En los Anexos 5.2 y 5.4 se pueden apreciar los desplazamientos verticales y horizontales sufridos por la presa durante las etapas de estudio. Con respecto a los desplazamientos verticales, al comienzo (Fase 1 – Fase 3) ellos se concentran a la mitad de la altura del montículo construido hasta el momento en tres bulbos aparte, uno para el Núcleo y dos para los enrocados aguas arriba y aguas abajo, tomando mayores valores los asentamientos del material fino. A medida que aumenta la altura de la presa se van unificando los tres bulbos mencionados anteriormente y los mayores asentamientos continúan siendo los del Núcleo, con valores de casi tres veces mayor que para los de los enrocados. No obstante, la Transición y la zona del espaldón aguas arriba mantienen mayor unión y comparten más la deformación del Núcleo, lo que se representa en que puntos en el espaldón aguas abajo ubicados a la misma altura tienen menores valores de asentamientos.

Para los desplazamientos horizontales se encuentra que en la Fase 1 (sólo enrocados) se tienden a concentrar hacia la mitad de la altura y hacia las periferias en los taludes externos de cada uno de los montículos construidos. Luego (Fase 2 – Fase 6) con la construcción de zonas del Núcleo, se observa que en él, gran parte tiende a moverse hacia aguas arriba, mientras que menor área hacia aguas abajo. El espaldón aguas arriba tiende a quedarse estable, y por su parte el espaldón aguas abajo continúa registrando altas deformaciones hacia aguas abajo. En la Fase 7 y durante el período de reposo se concentran los desplazamientos hacia aguas abajo en el espaldón aguas abajo (0,6 m) y hacia aguas arriba en la mitad inferior del Núcleo (1,5 m). Por último, para el período de llenado se observa un incremento de desplazamiento hacia aguas abajo en la zona superior del enrocado aguas arriba y un aumento hacia aguas arriba en su zona inferior, similar a un movimiento de rotación hundiéndose la cresta y sacando un poco la “pata” la presa.

5.2.4 Altura piezométrica

Como Anexo 5.5 se decidió adjuntar las imágenes de la variación de la altura piezométrica en la presa, equivalente a la sumatoria de la altura de posición más la altura de presión, ya que en dirección ortogonal a sus iso-contornos se encuentra la dirección de la velocidad del flujo de agua.

Para la Fase 1 esta variable no tiene significado, ya que no hay presiones de poros. Luego, en la Fase 2 hay una concentración de energía, porque hay presión de poros y el flujo, que es periférico, va hacia los enrocados. Con la construcción de la Fase 3, y con el flujo gradual hacia los enrocados se disipa la presión de poros y la energía del Núcleo. En la Fase 4 ocurre el fenómeno de almacenamiento de energía y su máximo valor está en la parte superior de dicha fase, la combinación de cargas y propiedades hidráulicas hace que se concentre allí temporalmente la altura piezométrica y que hacia su exterior ocurra el flujo de agua. En las fases siguientes (Fase 5 – Período de reposo) las líneas de contorno

tienden a estabilizarse en dirección horizontal, lo que significa que el flujo va hacia abajo, sin perder sus componentes hacia los enrocados. Por último en el período de llenado, la energía se concentra con el mismo valor en toda el área del enrocado hacia aguas arriba, y dentro del núcleo el flujo tendrá una componente mayoritaria hacia aguas abajo y en menor proporción una componente hacia la fundación.

5.2.5 Deformada

En el Anexo 5.6 se presenta la evolución de la deformada de la presa a lo largo del tiempo. Son figuras bastante ilustrativas que indican que a medida que se gana altura durante la construcción, el núcleo se asienta más que los espaldones.

Hay un colgamiento y su forma está determinada también por la geometría inclinada del Núcleo también. Como se observa la deformada tiende a colgarse (como una viga a flexión) de sus puntos de apoyo (los enrocados), pero se cuelga más del enrocado aguas abajo, porque el de aguas arriba comparte las deformaciones con el núcleo y se asienta más. La inclinación hacia aguas abajo del Núcleo hace que la “base” de un área de enrocado aguas arriba y de la Transición esté cerca de la “corona” del estrato de arcilla, por lo que el apoyo de los primeros ahora es menos rígido y producirá más asentamiento que en los enrocados aguas abajo, cuyo apoyo son también enrocados.

6. CONCLUSIONES

- Se realizó la suposición que todo el núcleo se encuentra saturado en la presa Alberto Lleras durante construcción, ya que según la instrumentación en el punto de arcilla EL. 1520 msnm, existe una creación y almacenamiento de presiones de poros positivas, que repercuten en la formación de una tendencia característica en los esfuerzos totales. Los instrumentos ubicados en el núcleo a las elevaciones 1466 msnm y 1410 msnm presentan una distribución de esfuerzos totales verticales muy similares a las obtenidas en la EL. 1520 msnm, por lo que se infiere que la causante, que es la distribución de presión de poros, tendría un comportamiento similar con valores positivos y ascendentes hasta unos meses antes del final de construcción, lo que conlleva a la conjetura que todo el núcleo sí se encuentra saturado.
- La combinación entre las condiciones de frontera definidas, las propiedades hidráulicas del material del Núcleo y el desarrollo del proceso de superposición de estratos (que repercute en distribuciones de esfuerzo dentro de la presa construida), determinan qué factor hidráulico se vuelve preponderante dentro de una compleja condición de carga parcialmente drenada; encontrándose entre los límites de una condición no drenada ideal, con el incremento de presión de poros alto y la velocidad de flujo nula, y de una condición drenada ideal, donde la velocidad de flujo era lo suficientemente alta para que no existiera incremento en la presión de poros.

La combinación anterior también establece un factor importante encontrado dentro de este análisis. Específicamente es la magnitud de acumulación o retención de energía máxima en un diferencial de suelo a una elevación determinada, que al sobrepasarse, únicamente permite la disipación de presión de poros cuando una carga es aplicada hasta llegar a su condición hidrostática. Visto de otra forma, cuando se tienen unas condiciones de frontera dentro de un volumen de control de suelo saturado, y llega la aplicación de una carga, ésta puede incrementarse hasta un punto culmen y hacer que la presión de poros aumente, pero luego de ese punto se rompe la retención de energía y el suelo únicamente desea llegar a su estado de régimen de flujo establecido.

Lo anteriormente expuesto fue lo que generó la discordancia entre la modelación de la presión de poros mediante elementos finitos y los datos recogidos en campo.

- Dentro de la modelación numérica se obtienen resultados esperados, como que el Núcleo se desenvuelve en su rango elasto-plástico la mayor parte del tiempo, ya que se predeterminó como un material normalmente consolidado y que durante construcción es cuando se presentan las mayores reducciones en la relación de vacíos. Pero también se presencian detalles inesperados que pueden dar indicios de una tendencia de comportamiento específica para el material, tal como sucedió en la modelación del período de llenado.

Durante el período de llenado se realiza la implementación de una carga hidráulica representada por la presión de poros en el espaldón aguas arriba. Su influencia dentro del núcleo no se encuentra compensada por la carga hidrostática del embalse, definida en la frontera al aire libre de dicho espaldón. Lo anterior simula una condición en la que se “inyecta” agua al Núcleo y se hace que las presiones de poros aumenten, pero no

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

existe un peso de agua que compense la inyección. El comportamiento que se obtiene es similar al que se tendría en un proceso de carga no drenada luego de sobrepasar la barrera elástica en un modelo de elastoplasticidad como el Cam Clay Modificado y en donde se tiene como variable fundamental el esfuerzo efectivo promedio (p').

Mediante este tipo de cargas no se garantiza que el esfuerzo total del suelo permanezca constante, ya que la reducción en el esfuerzo efectivo promedio es función de la matriz constitutiva y luego se reparte en las componentes direccionales de esfuerzo efectivo (σ'_{11} , σ'_{22} , σ'_{33} y σ'_{12}) en función de la dirección y magnitud de la velocidad de infiltración del agua, y lo que arrojó el programa es que es igualmente posible que haya aumentos o decrementos de esfuerzo efectivo durante este período. Siendo así, el esfuerzo total tiene una amplia gama de combinaciones para variar; por ejemplo en la dirección vertical, que el esfuerzo efectivo disminuya, pero este descenso sea menor en magnitud que el ascenso de la presión de poros, resultando en un aumento del esfuerzo total o, por el contrario, que el descenso de efectivos sea mayor al aumento de presión de poros y el esfuerzo total tendría un descenso.

También apareció en el período de llenado un punto de quiebre en la trayectoria de esfuerzos y en la variación del esfuerzo desviador con respecto al tiempo. Este punto de quiebre en q se definió como una señal del cambio del comportamiento hidráulico durante ese lapso, porque antes del quiebre se tiene una condición de carga parcialmente drenada (donde influye la velocidad de infiltración y se presencia un leve aumento en la relación de vacíos mediante descompresión elástica) y después de él una condición de carga muy cercana a una no drenada.

- Geométricamente existe un colgamiento del Núcleo en los espaldones de la presa (como cuando una viga se cuelga de sus apoyos y se flecta debido a una carga vertical), determinado por la disposición inclinada del material, su menor rigidez y su condición de saturación. La instrumentación apunta a ello, ya que los registros muestran que el Núcleo tiene deformaciones verticales mayores que las de los enrocados y Transición; y, adicionalmente, la proporción entre ellas es similar a la encontrada por los análisis de modelación numérica. Las imágenes de la presa deformada, obtenida mediante el programa de elementos finitos ilustran esta afirmación de manera efectiva. Además proponen que el colgamiento geométrico tiene mayor magnitud en la interfaz entre el Núcleo y la Transición aguas abajo que en la interfaz aguas arriba; lo anterior debido a que el enrocado y Transición aguas arriba se asientan en mayor proporción al estar ellas encima del material compresible del Núcleo, regido por la inclinación hacia aguas abajo del mismo.
- También se observa que existe un colgamiento de los esfuerzos totales del Núcleo hacia los espaldones; es decir, en el Núcleo se presentan valores de esfuerzo total vertical menores que los que tienen los espaldones en puntos a la misma elevación. Lo anterior es apoyado por los datos de instrumentación de esfuerzos totales en el punto del Núcleo a la elevación 1520 msnm y en el punto del enrocado 3B a la misma elevación, por los datos históricos arrojados por la simulación en dichos puntos y por el resultado de contornos de dicha variable (expresión gráfica más entendible).

Se aprecia que dentro del colgamiento los esfuerzos totales dentro del Núcleo hacia aguas arriba son menores que los que se tienen hacia aguas abajo. Esto sucede

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

porque debido a la geometría es el espaldón aguas arriba quien hace transferencia de carga (esfuerzos) hacia la arcilla, y como esta interfaz tiene el mismo rango de deformaciones, el esfuerzo se verá disminuido en el material con menor rigidez (es decir, hacia el Núcleo se necesita menos carga para la misma deformación). La transferencia de carga dentro del Núcleo prosigue desde aguas arriba hacia aguas abajo, donde él se encuentra apoyado en un material más rígido, que también le transfiere carga por su proceso constructivo, y hace que los esfuerzos aumenten en la interfaz aguas abajo en relación con aguas arriba.

La anterior distribución proviene también del análisis de esfuerzos efectivos dentro del Núcleo, en donde la presión de poros tiene mayores valores en la zona aguas arriba que en la zona aguas abajo para puntos a la misma elevación y produce que sean menores los esfuerzos efectivos aguas arriba que aguas abajo.

Al percibir la variación de esfuerzos efectivos dentro del material fino se prevé que el lugar donde existe la mayor probabilidad de ocurrencia de un fracturamiento hidráulico es en la zona aguas arriba del Núcleo, en función también de la velocidad de flujo.

- En el análisis de instrumentación se propuso una hipótesis para explicar la reducción del esfuerzo total durante el período de reposo de la presa, que no se reprodujo mediante el programa de elementos finitos. La hipótesis era que debido al colgamiento geométrico y con la acumulación de presión de poros que se había tenido hasta el final de construcción, iba a comenzar un proceso de consolidación “fallida” del Núcleo, donde hay una disipación de presión de poros transformada en flujo de agua que produce que el esqueleto del suelo en contraparte tienda a deformarse; pero, como hay restricciones de los espaldones para hacerlo, el esfuerzo efectivo permanece prácticamente constante. De esta forma, si la presión de poros baja y el esfuerzo efectivo permanece constante el esfuerzo total tendría que bajar.

Mediante los resultados de la modelación numérica se presume que esta condición sí se puede simular, siempre y cuando se consiga acumular la presión de poros durante el período de construcción. Siendo así, durante el período de reposo se dejaría que el agua drenara (descarga hidráulica) y que el esfuerzo promedio aumentara hasta un punto donde la deformación restringida por los enrocados ya no lo permite. La descarga seguiría una trayectoria de esfuerzos similar a la conseguida por la presente modelación durante el período de llenado, pero en una dirección contraria; es decir, comenzaría desde una condición no drenada hasta una condición parcialmente drenada, determinada por el punto de quiebre en el esfuerzo desviador.

- Los esfuerzos totales varían en la zona del Núcleo sin necesidad de construir un estrato sobre él. Lo anterior se debe a la carga o descarga hidráulica que se haga del suelo, que repercute en la variación del esfuerzo promedio y en las componentes direccionales del mismo. El tipo de carga hidráulica puede ser el llenado del embalse, en donde hay una inyección de energía hidráulica al Núcleo y no necesariamente hay una compensación hidrostática. Otro caso puede ser el de una descarga hidráulica, en donde haya evacuación de agua del medio y no se permite que éste se deforme libremente. De lo anterior se deduce que la variable que determina la secuencia de análisis dentro de una estructuración numérica es la presión de poros, como si fuese la más independiente e importante.

MODELACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LA PRESA DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL GUAVIO

- En el núcleo se presentan las pérdidas de energía que ha sido suministrada por el llenado del embalse, lo que se evidencia en que la presión de poros es una fracción de la hidrostática del embalse. También aparece la línea de infiltración superior, que es aquella con presión de poros igual a cero dentro del Núcleo y cuyo cálculo en la interfaz aguas abajo fue soportada por una condición de frontera que implementa la formulación de Pagano. En los enrocados aguas abajo se prescribió como condición de frontera que la presión de poros debía ser igual a cero, lo anterior interfirió y dominó finalmente el cálculo de la elevación de la línea de infiltración superior en la interfaz aguas abajo. Aunque su variación no fue notoria porque el incremento de presión de poros que llega al punto de medición en el Núcleo a la elevación 1520 msnm fue de 0,3 MPa, muy cercano al simulado numéricamente.
- De la modelación numérica se obtuvo que el mojón en la cresta tenía desplazamientos hacia arriba, lo que no es ilógico teniendo en cuenta el proceso de construcción en el modelo, porque cuando aumenta la presión de poros existe una tendencia de “hinchamiento” del suelo, lo que puede repercutir en un ensanchamiento diminuto hacia arriba del mismo. Adicionalmente la carga hidrostática llega como una transferencia desde aguas arriba, no se encuentra aplicada directamente sobre el material del núcleo y tampoco en dirección contraria hacia donde se desea expandir (hacia arriba); es decir, no hay compensación hidráulica con un sobrepeso de agua sobre el punto de análisis.
- Las diferencias entre un modelo generado por elementos finitos y los datos de instrumentación son bastante sensibles a los parámetros adoptados, las condiciones de carga, y las condiciones de frontera. Adicionalmente, esta dispersión puede aumentar cuando se trata de un modelo acoplado con velocidades de flujo bajas, donde interactúan recíprocamente las deformaciones y las presiones de poros como es el caso de la modelación de la presa Alberto Lleras.
- Una posibilidad para alcanzar los datos registrados por la instrumentación durante construcción, referente a la presión de poros, para tener una condición de carga no drenada “ideal” se debería disminuir el parámetro de permeabilidad adoptado en unos cuantos órdenes de magnitud. Lo anterior traería dificultades numéricas en la interfaz de los enrocados (con presión de poros igual a cero) con la zona del Núcleo y Transición, ya que habría una variación bastante alta entre los grados de libertad hidráulicos y el acople adecuado con las ecuaciones de deformación serían difíciles de alcanzar.

Para evadir las anteriores singularidades numéricas, se podría generar una modelación que distinga entre una zona hidráulica (Núcleo y Transición), donde se modele con elementos que tengan en cuenta las presiones de poros y una zona sólo mecánica (enrocados de espaldones), donde no se tenga en cuenta la variable hidráulica; pero se advierte que la construcción del modelo en el programa CAE sería más tediosa, ya que se generarían ciertas restricciones que deberían ser solucionadas mediante arreglos geométricos muy específicos. Por ejemplo, el programa no permite la realización de superficies que contengan dos tipos de elementos distintos y, también, las restricciones pueden ir de un nodo que tenga más grados de libertad hacia otro con

menos, lo que podría llevar a otros tipos de problemas de convergencia numérica y se dificulte el hallazgo de una solución.

Adicionalmente, se propone para acercarse más a los valores registrados por la instrumentación, una reducción de los módulos de rigidez de cada uno de los materiales creados en el modelo en un factor de 2,5 veces, ya que las tendencias obtenidas en el presente estudio sí fueron bastante similares con las registradas en campo.

- La modelación mediante elementos finitos es una herramienta que permite la resolución teórica de problemas de alta complejidad geométrica y de formulación, y que proporciona una amplia base de datos para el análisis de diversas variables con representaciones en función del tiempo y del espacio. Adicionalmente, como datos de entrada inherentes a la realidad física se tiene la geometría y los parámetros de comportamiento de los materiales a utilizar, que son factibles de conseguir mediante mediciones o levantamientos topográficos y ensayos de laboratorio, conduciendo a que no se requiere un esfuerzo mayor para determinar el modelo, pues los anteriores procedimientos son típicos de los proyectos ingenieriles.

En esta oportunidad se tuvo la fortuna de contar con datos de instrumentación que sirvieron como base de comparación del modelo generado y para la propuesta de tendencias de comportamiento. Sin embargo, en todos los casos no se posee registros de campo, como lo es el diseño de una obra geotécnica donde se simula su comportamiento a futuro. En esta ocasión el diseñador se tendrá que enfrentar a la incertidumbre del modelo propuesto y a posibles cambios en los patrones de comportamiento “normal” de estructuras similares, suministrado por el estado del arte de las simulaciones en el campo de estudio específico. De esta forma para que el diseñador contemple un estudio confiable deberá recolectar una vasta documentación sobre el tema, contar con un estudio de sensibilidad de las variables de análisis en función de los parámetros de entrada y una experiencia en obra sobre los órdenes de magnitud de las variables a predecir.

7. REFERENCIAS

- [1] Marulanda, Camilo. Ing. Ph.D. Ingetec S.A. (2013). Long Term Behavior Of Rockfill Dams, Theme B. 12th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. October 2-4, 2013. Graz, Austria.
- [2] J. Larrahondo, et al (2013). Long-Term Behavior of a Rockfill Dam: La Esmeralda Dam, Colombia. ICOLD 2013
- [3] Hunter, G. and Fell, R. (2003). "Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face. Rockfill Dams." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129
- [4] http://www.endesaeduca.com/Endesa_educa/recursos-interactivos/produccion-de-electricidad/xi.-las-centrales-hidroelectricas
- [5] US Army Corps of Engineers (2004). General design and construction considerations for earth and rock-fill dams.
- [6] http://simscience.org/cracks/advanced/arch_anat1.html
- [7] Jaky (1944). The Coefficient of earth pressure at rest.
- [8] Braja, Das (2008). Advanced Soil Mechanics (Third Edition). Tylor & Francis.
- [9] Helwany, Sam (2007). Applied Soils Mechanics with Abaqus Applications. John Wiley & Sons, Inc.
- [10] Apuntes de la materia "Comportamiento del Suelo" (2012). Departamento de Geotecnia. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- [11] http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Consolidacion%20unidim%20de%20suelos_2011s2.pdf
- [12] Salazar, Ricardo. An elasto-plastic model for highly compressible clays. Thesis submitted to the Faculty of the Graduate School of the State University of New York at Buffalo.
- [13] Schofield and Wroth (1968). Critical State Soil Mechanics. Lectures in Engineering at Cambridge University
- [14] <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/830/A9.pdf?sequence=9>
- [15] Apuntes de la materia "Elementos Finitos" (2014). Departamento de Geotecnia. Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito
- [16] A. Hazen (1930) "Water Supply," American Civil Engineers Handbook, Wiley, New York.
- [17] ICOLD, 2004. Concrete Faces Rockfill Dams Concepts for Design and Construction. Committee on materials for fill dams.
- [18] Pagano, L. (1997). "Steady State and Transient Unconfined Seepage Analyses for Earthfill Dams," ABAQUS Users' Conference, Milan, pp. 557–585.

ANEXOS

ANEXO 1
Geometría y Zonas Geotécnicas.
Sección Máxima Presa

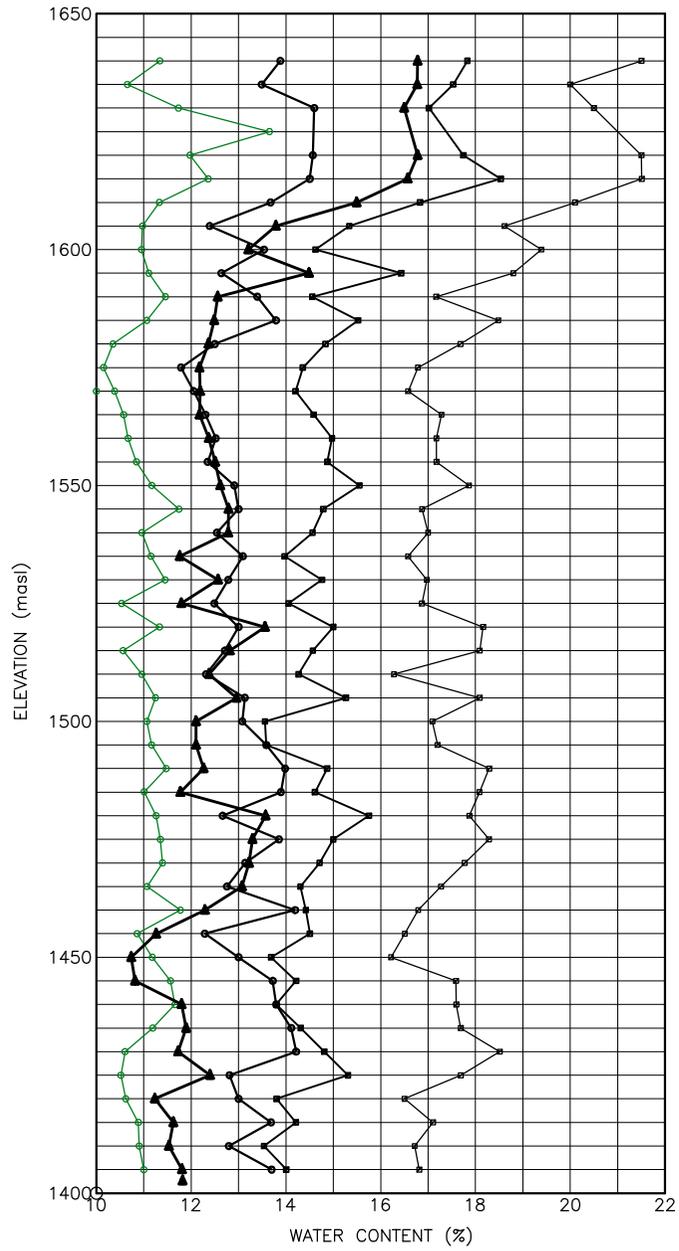
ANEXO 2

Propiedades de los Materiales de la Presa.

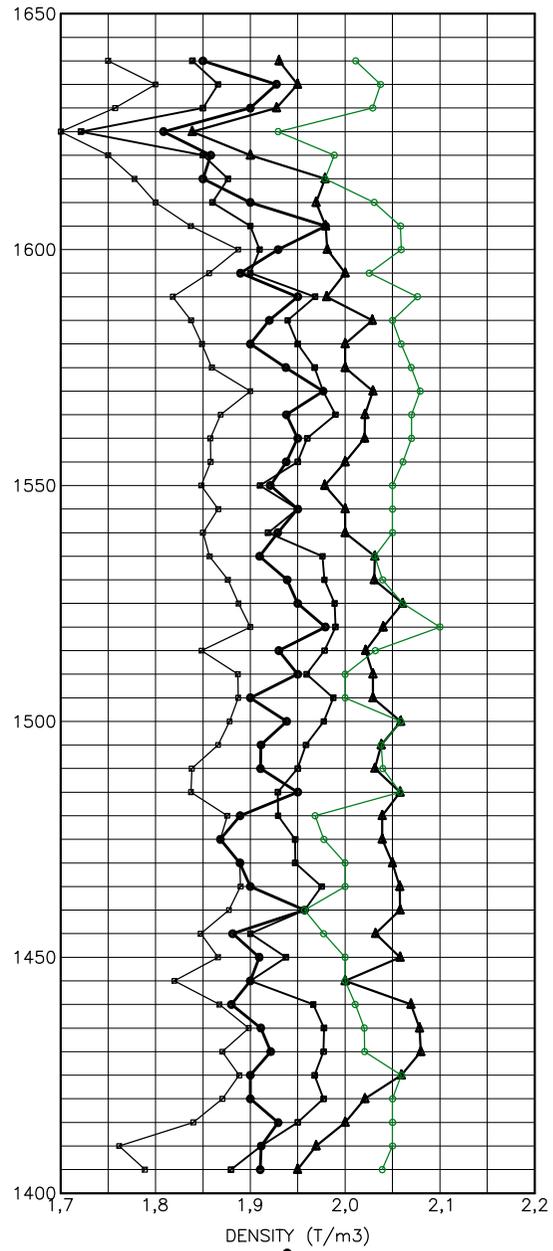
ANEXO 2.1

Propiedades de los Materiales de la Presa.

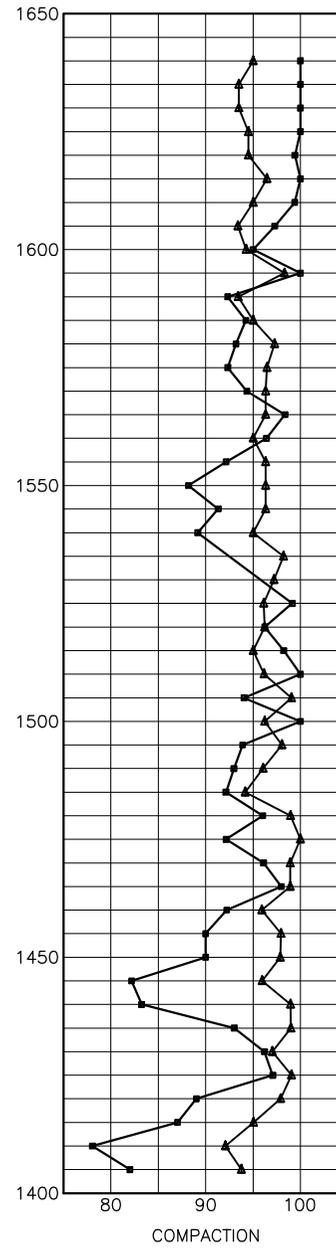
Material del Núcleo.



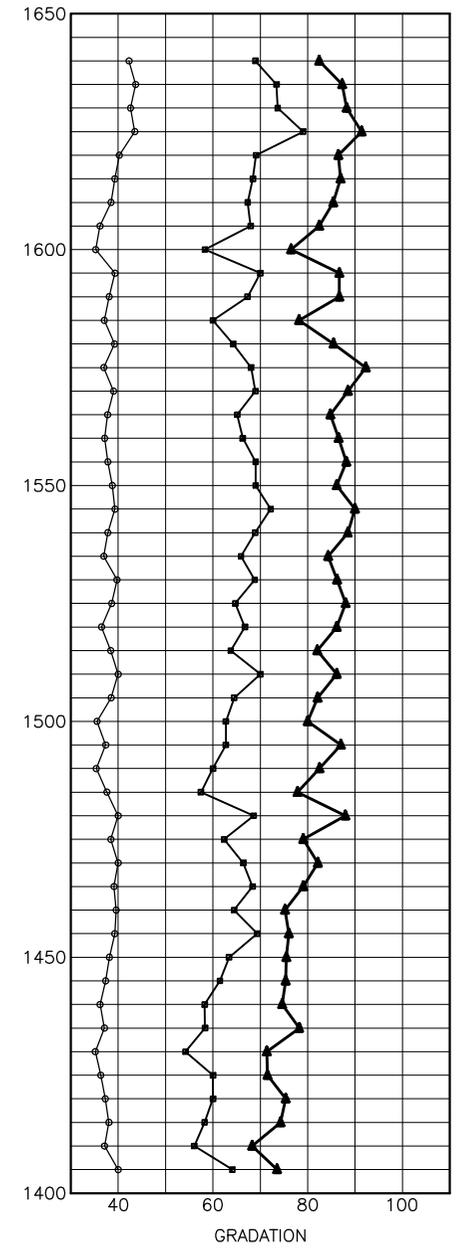
- ▲ TOTAL
- ◻ <#4
- OPTIMUM (<#4)
- ◼ <#3/4"
- OPTIMUM (<#3/4")



- ▲ TOTAL (DRY)
- ◻ <#4 (DRY)
- MAXIMUM (<#4)
- ◼ <#3/4"
- OPTIMUM (<#3/4")



- ▲ % OF COMPACTION
- ◼ % OF SATURATION

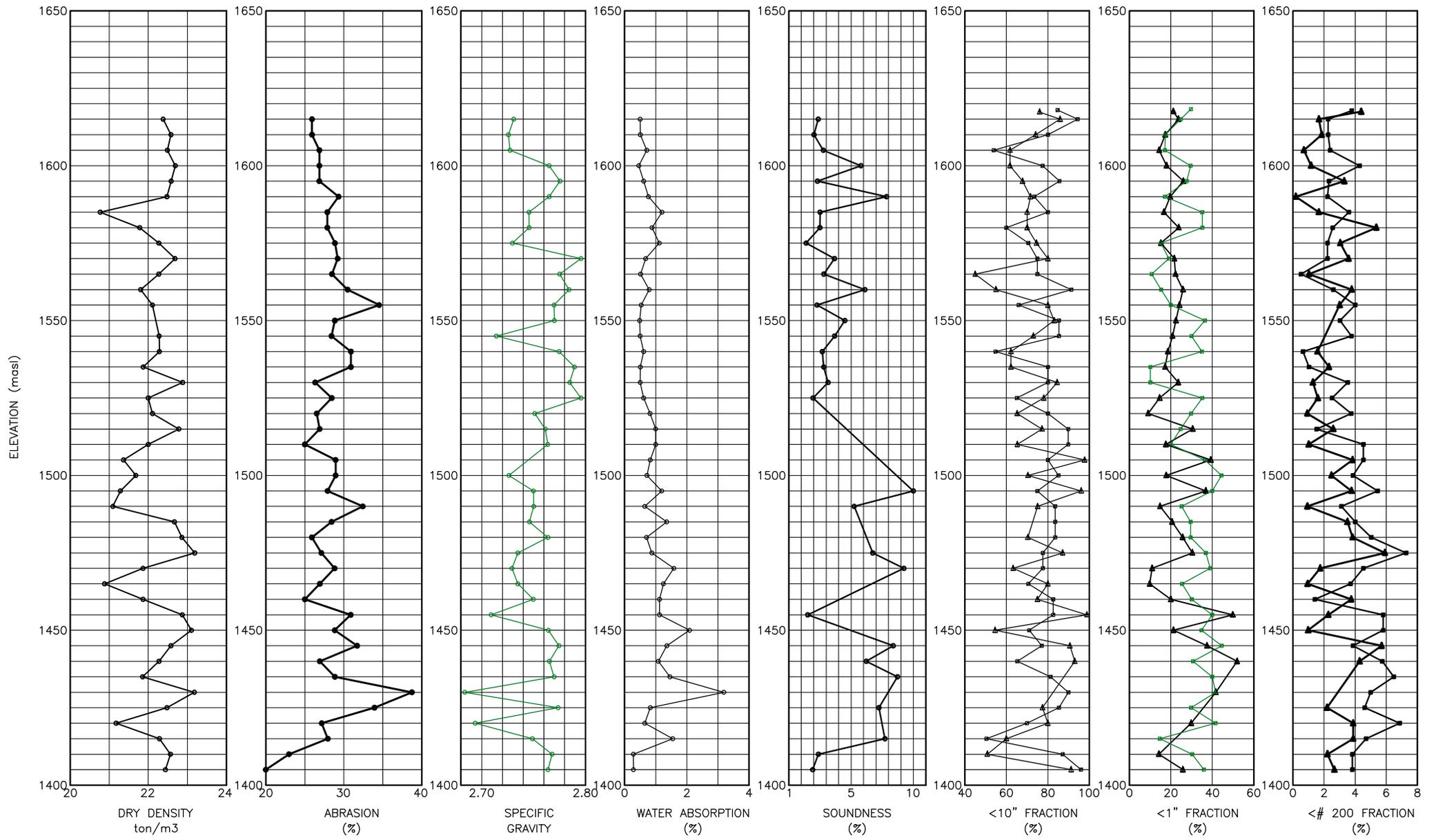


- ▲ % <3/4 "
- ◼ % <#4
- % <#200

ANEXO 2.2

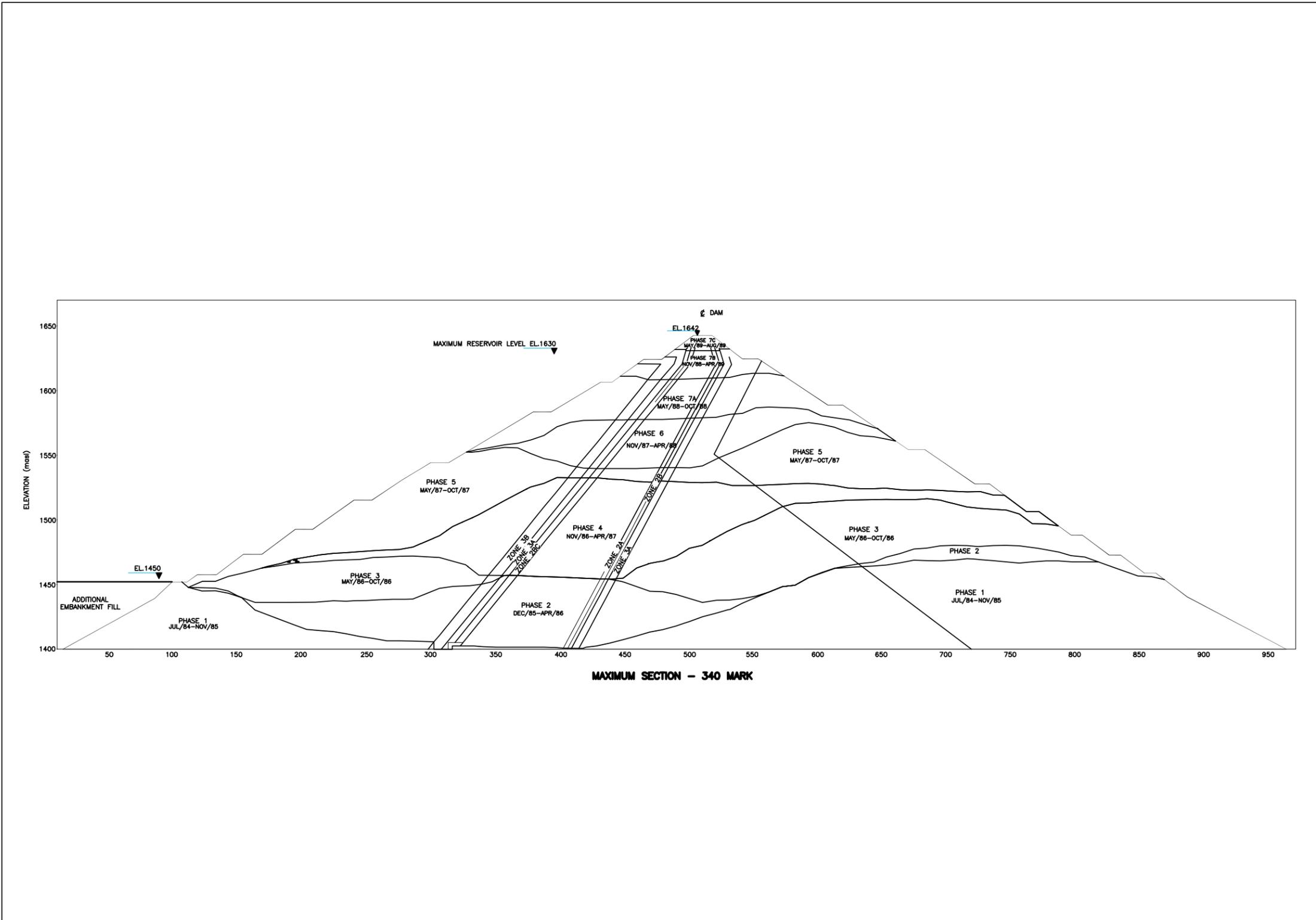
Propiedades de los Materiales de la Presa.

Material del Enrocado.



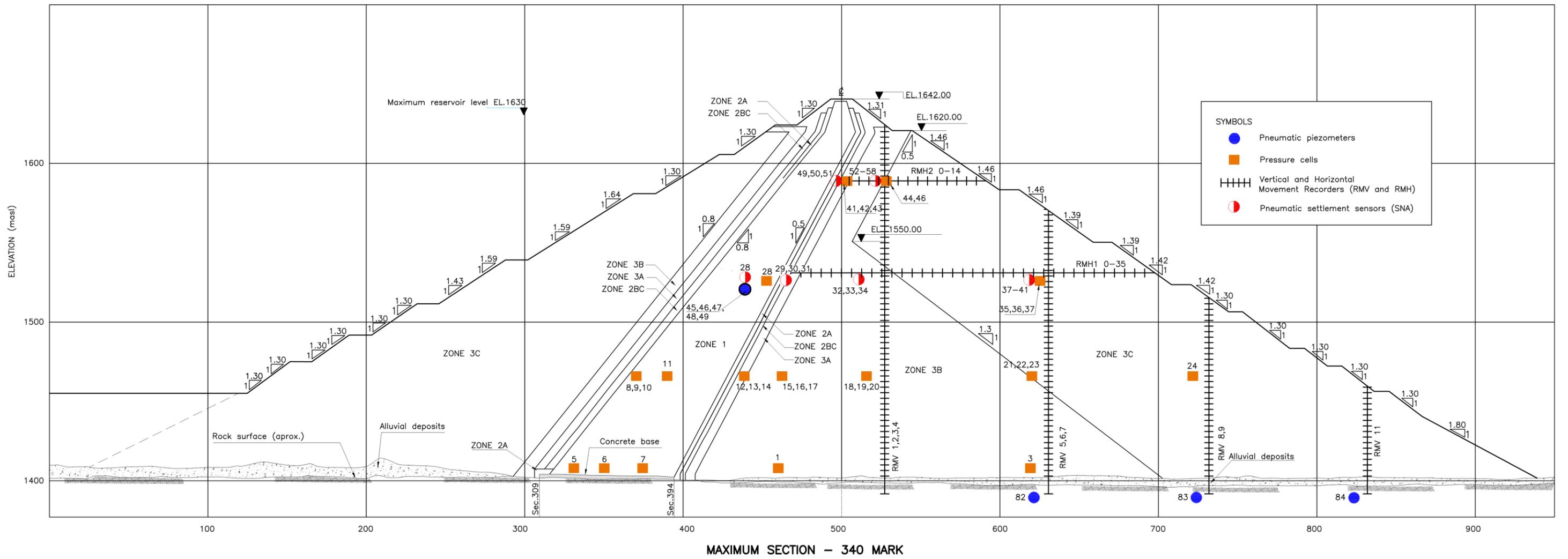
▲ ZONE 3B
 ■ ZONE 3C

ANEXO 3
Secuencia Constructiva de la Presa.
Sección Máxima.

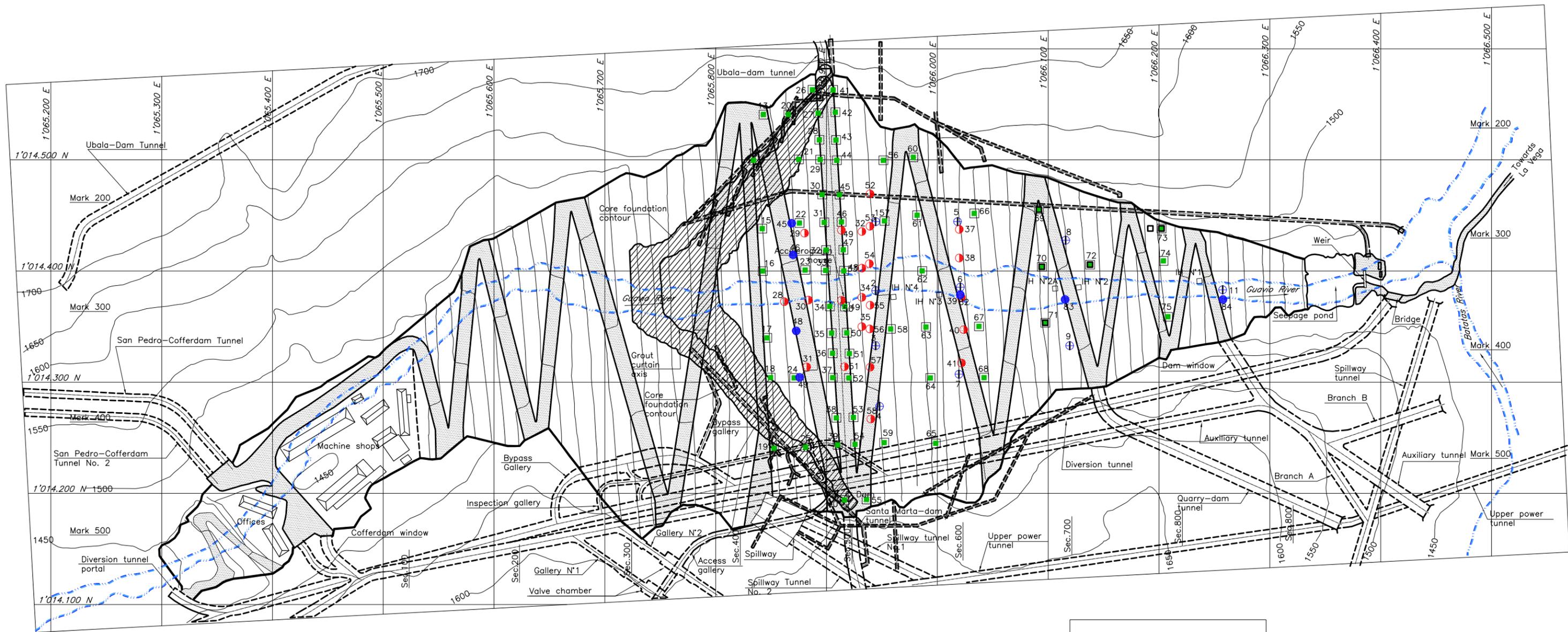


ANEXO 4
Instrumentación de la Presa.

ANEXO 4.1
Instrumentación de la Presa.
Sección Máxima.



ANEXO 4.2
Instrumentación de la Presa.
Planta.

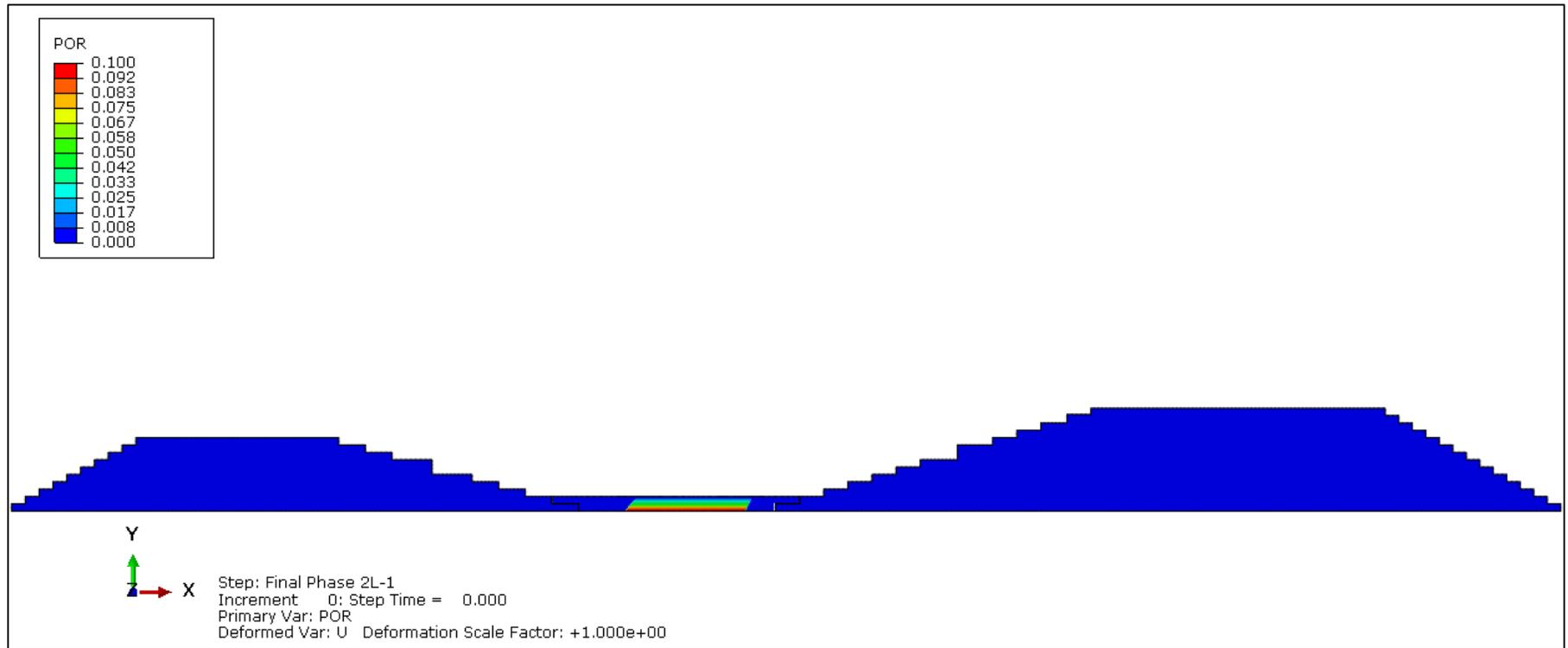


SYMBOLS	
■	Level survey point
●	Pneumatic Piezometer
● (red)	Pneumatic Settlement Sensor (SNA)
⊕ (blue)	Vertical Movement Recorder (RMV)
□	Instrument House (IH)

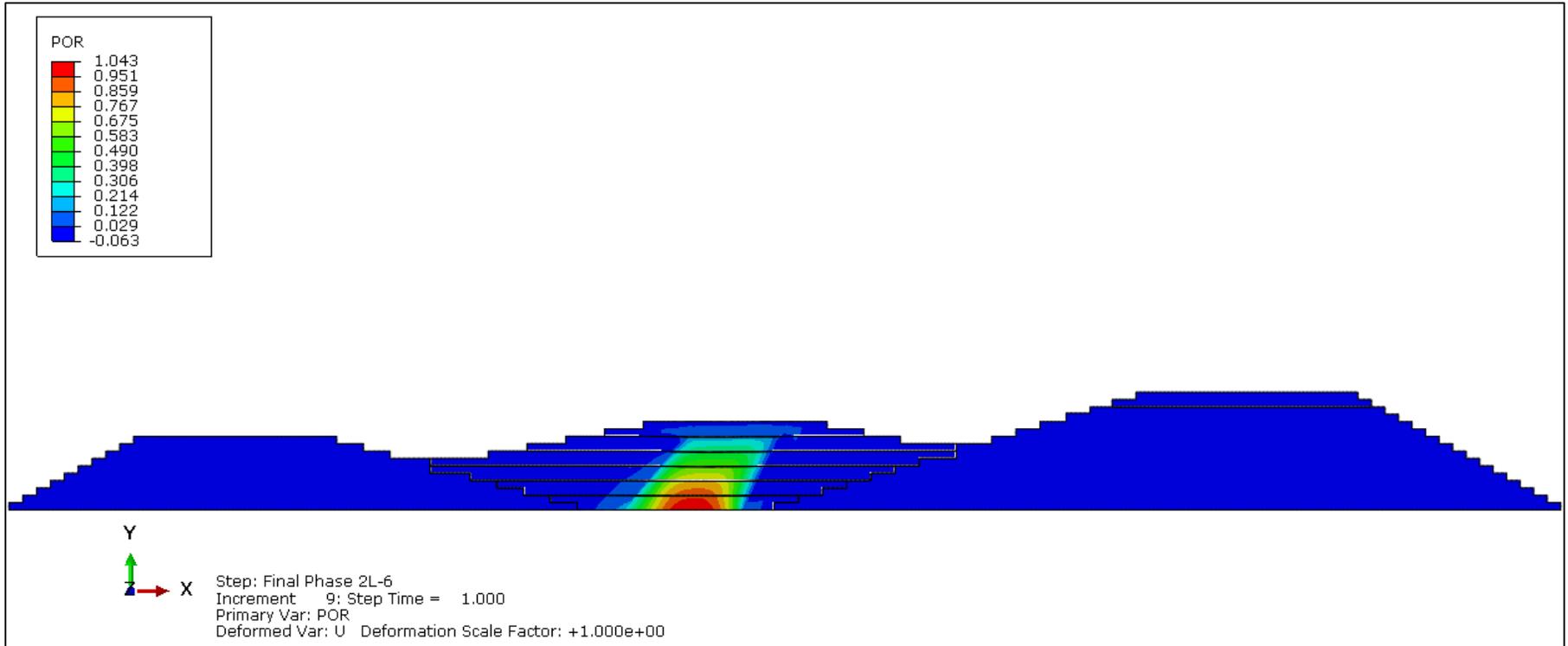
ANEXO 5
Modelación Numérica.
Resultados por Contornos.

ANEXO 5.1
Modelación Numérica.
Resultados por Contornos.
Presión de Poros.

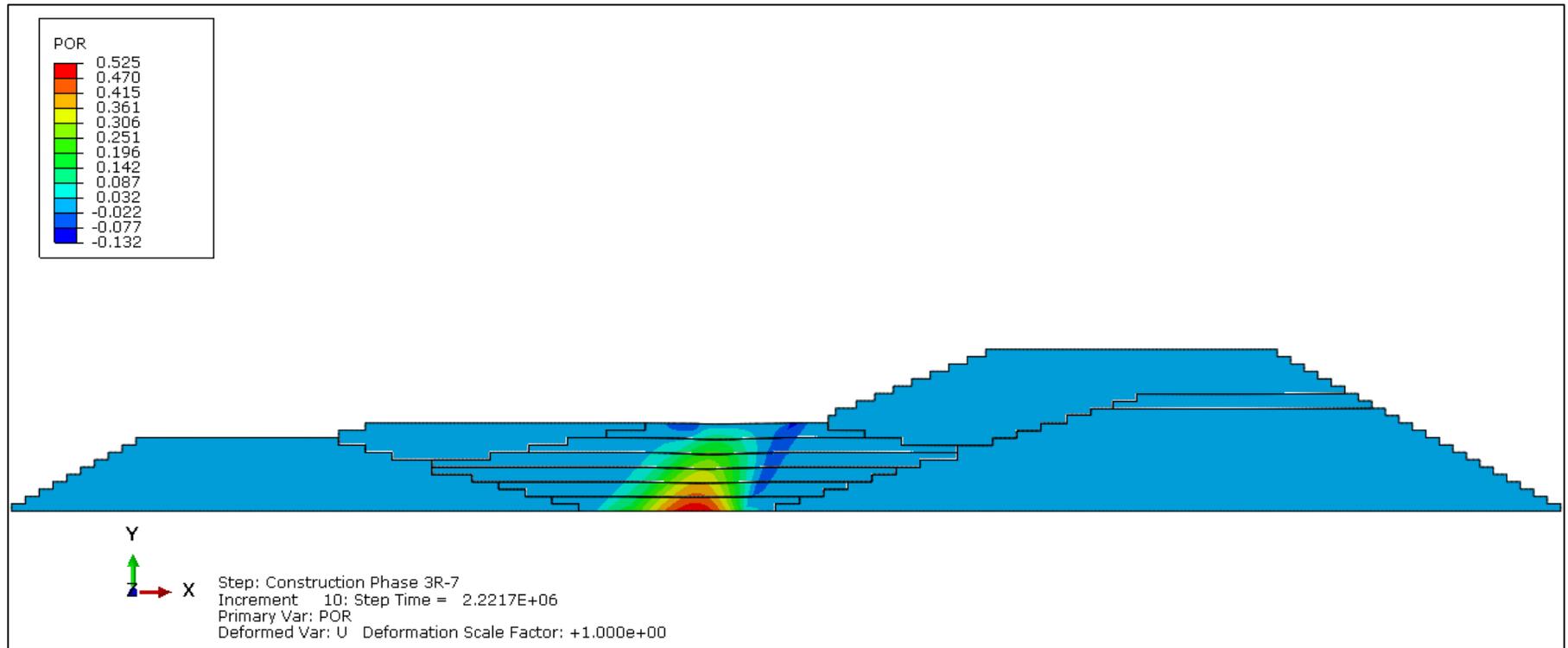
Anexo 5.1.1 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 1.



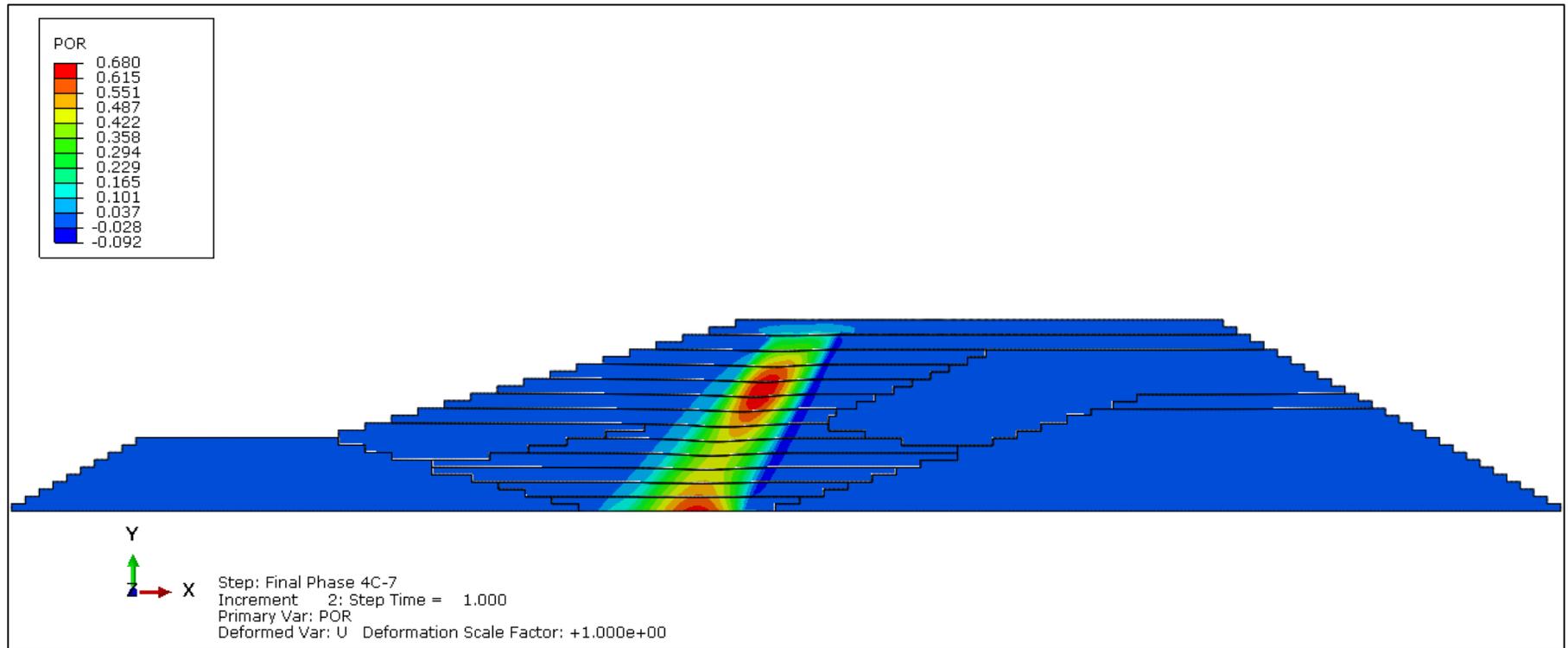
Anexo 5.1.2 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 2.



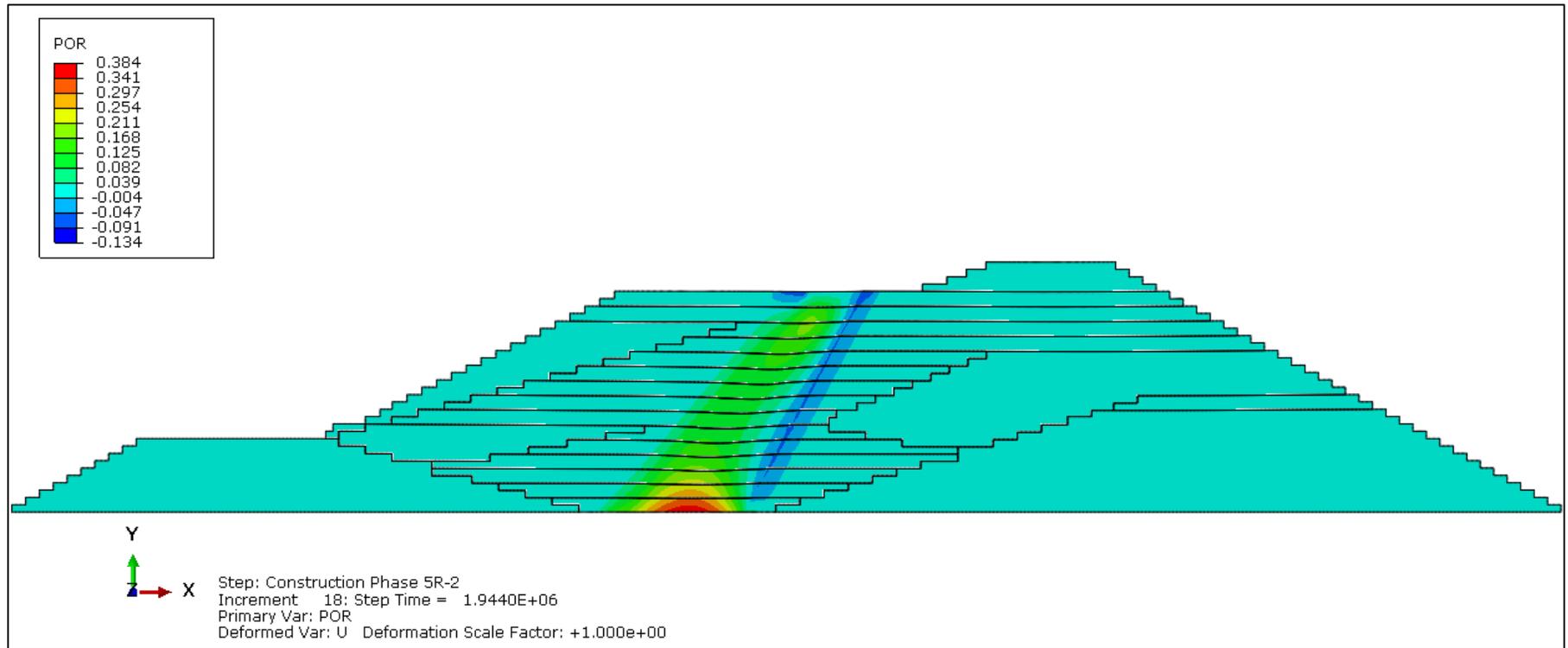
Anexo 5.1.3 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 3.



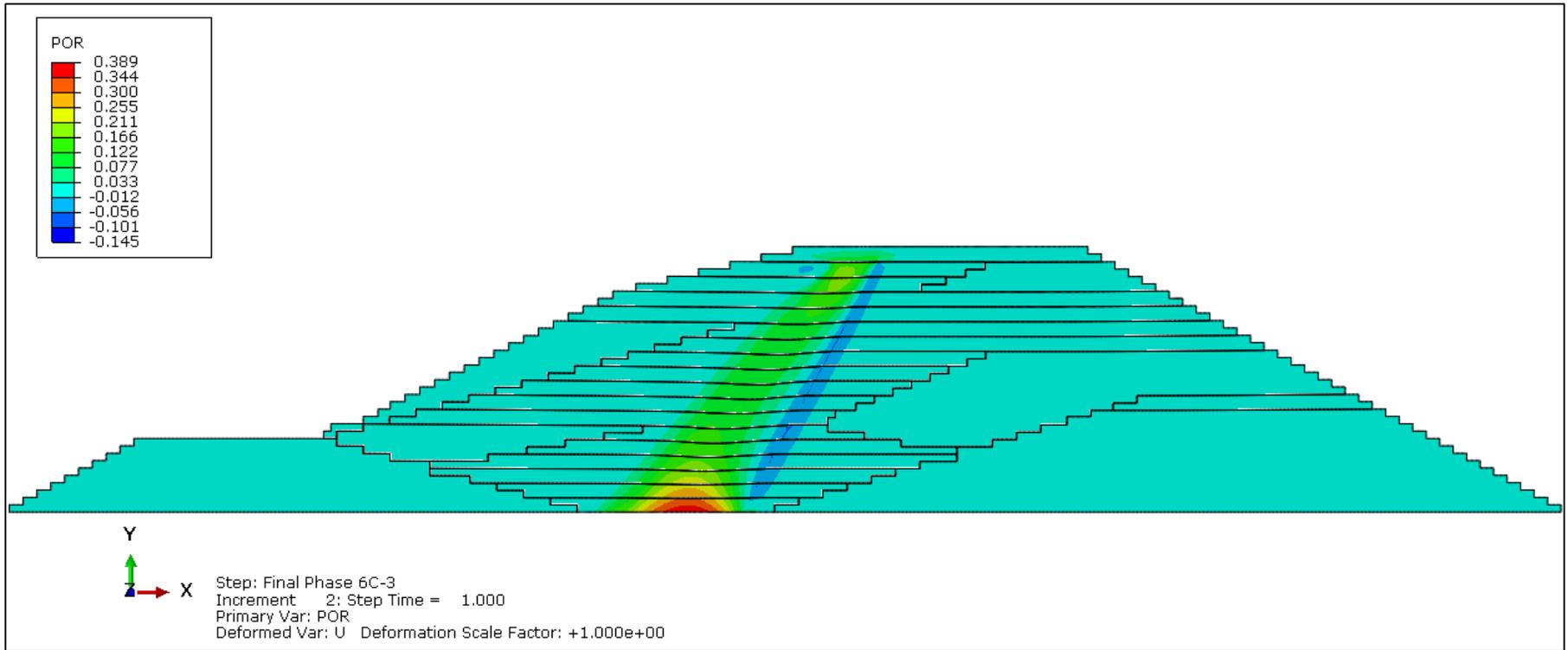
Anexo 5.1.4 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 4.



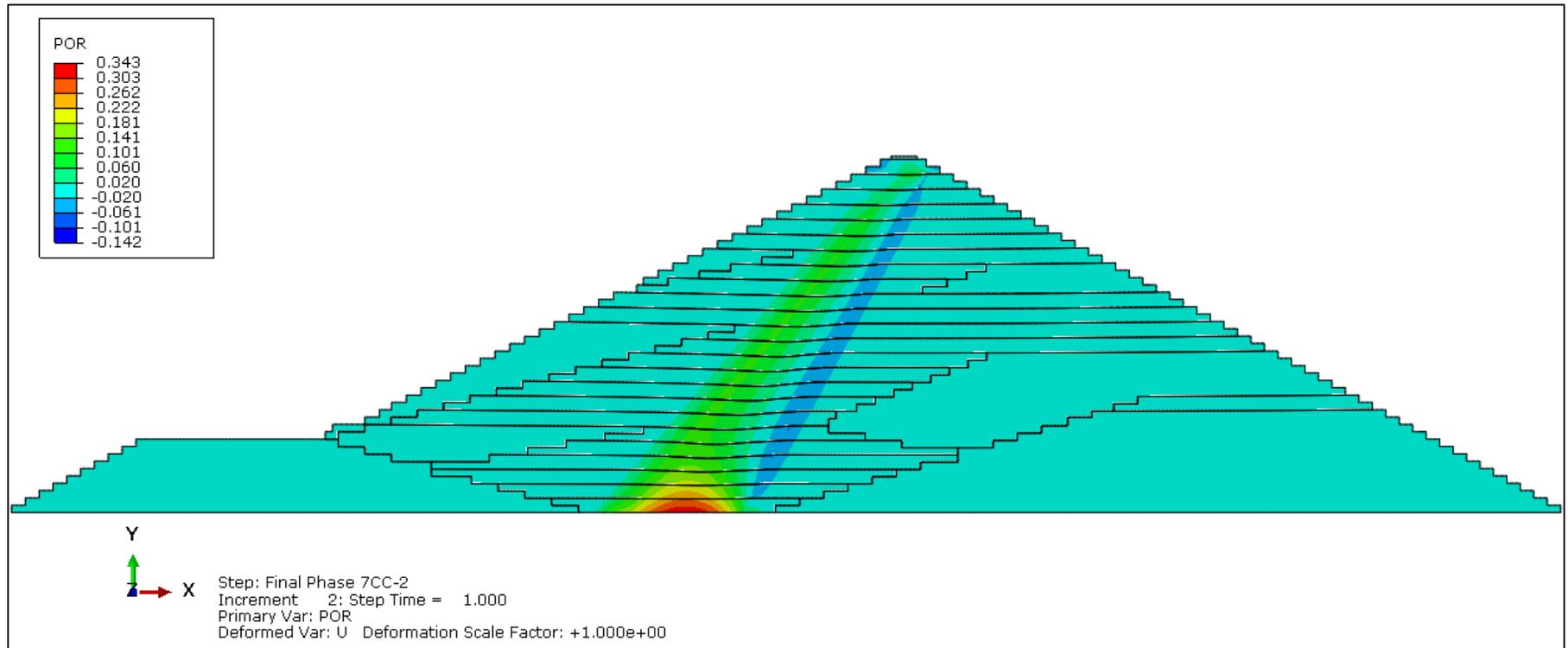
Anexo 5.1.5 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 5.



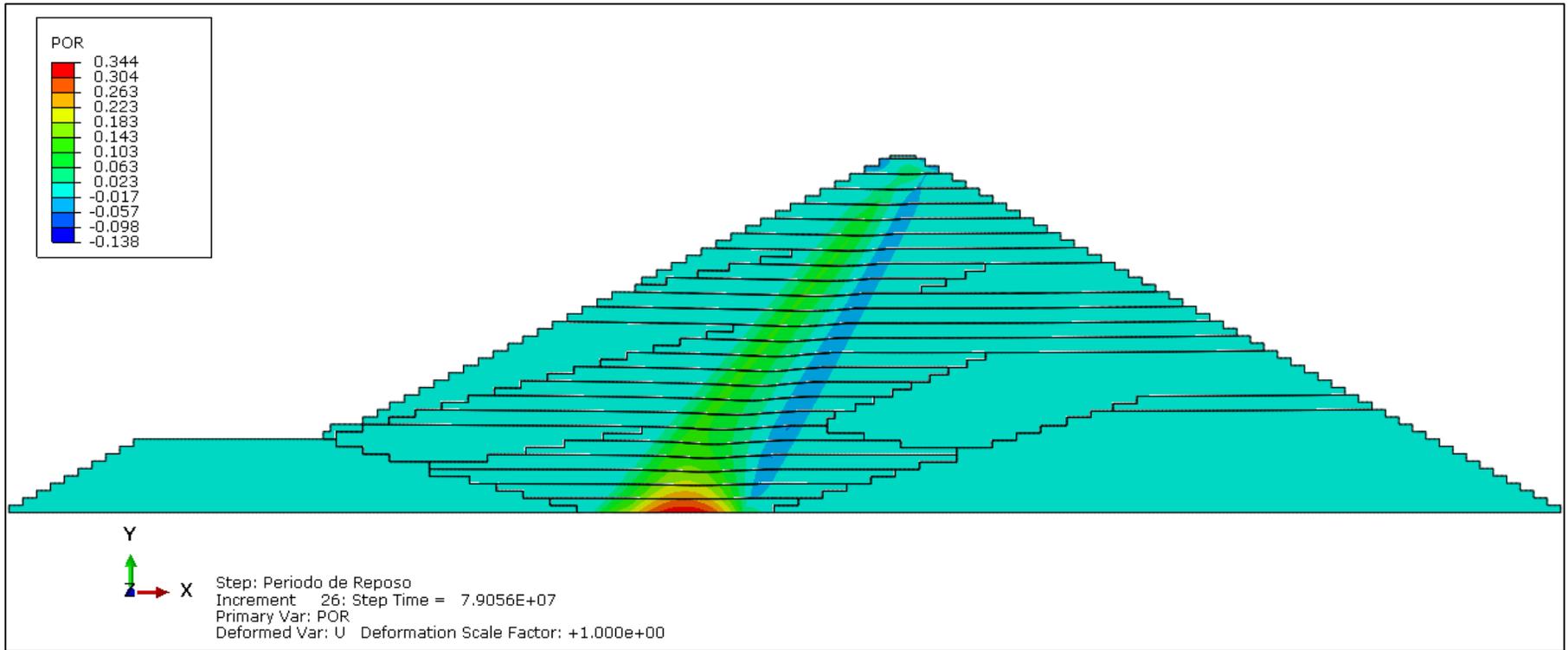
Anexo 5.1.6 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 6.



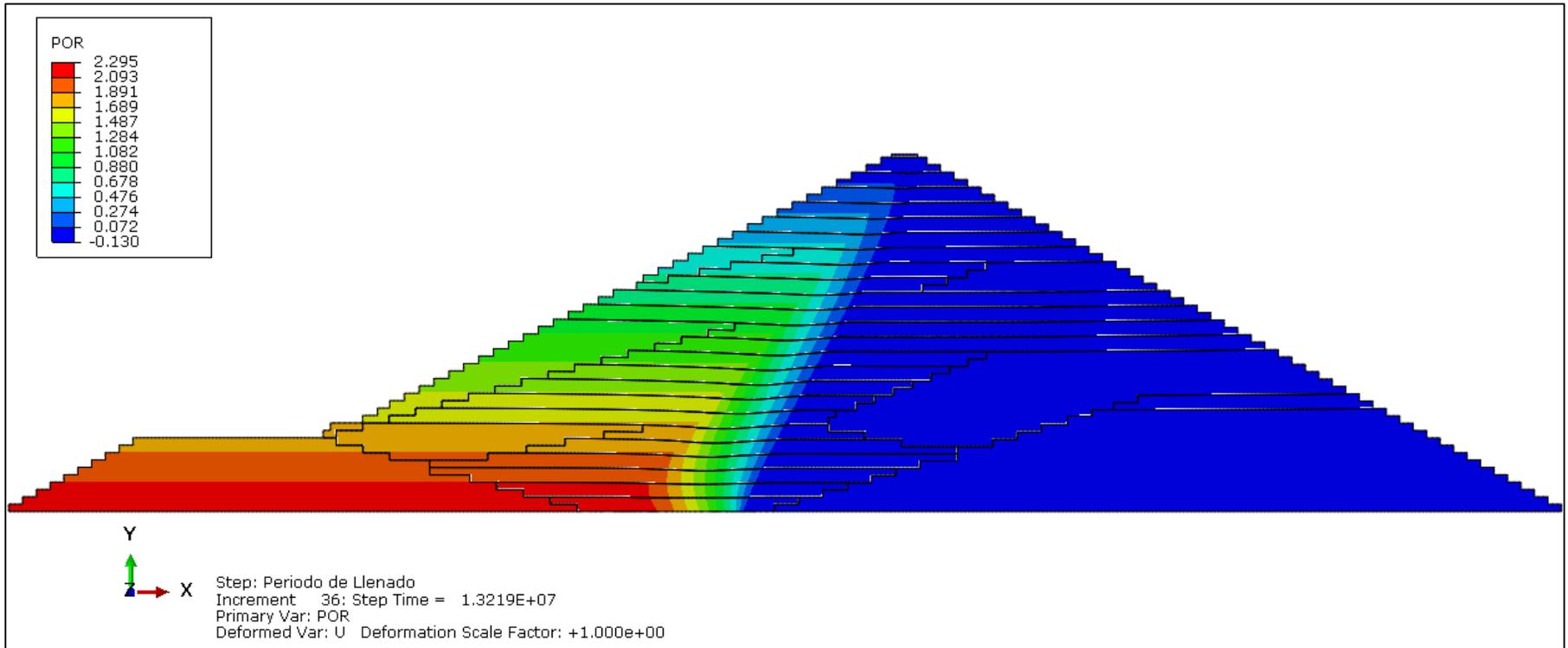
Anexo 5.1.7 – Presión de Poros. Período de Construcción. Fase 7.



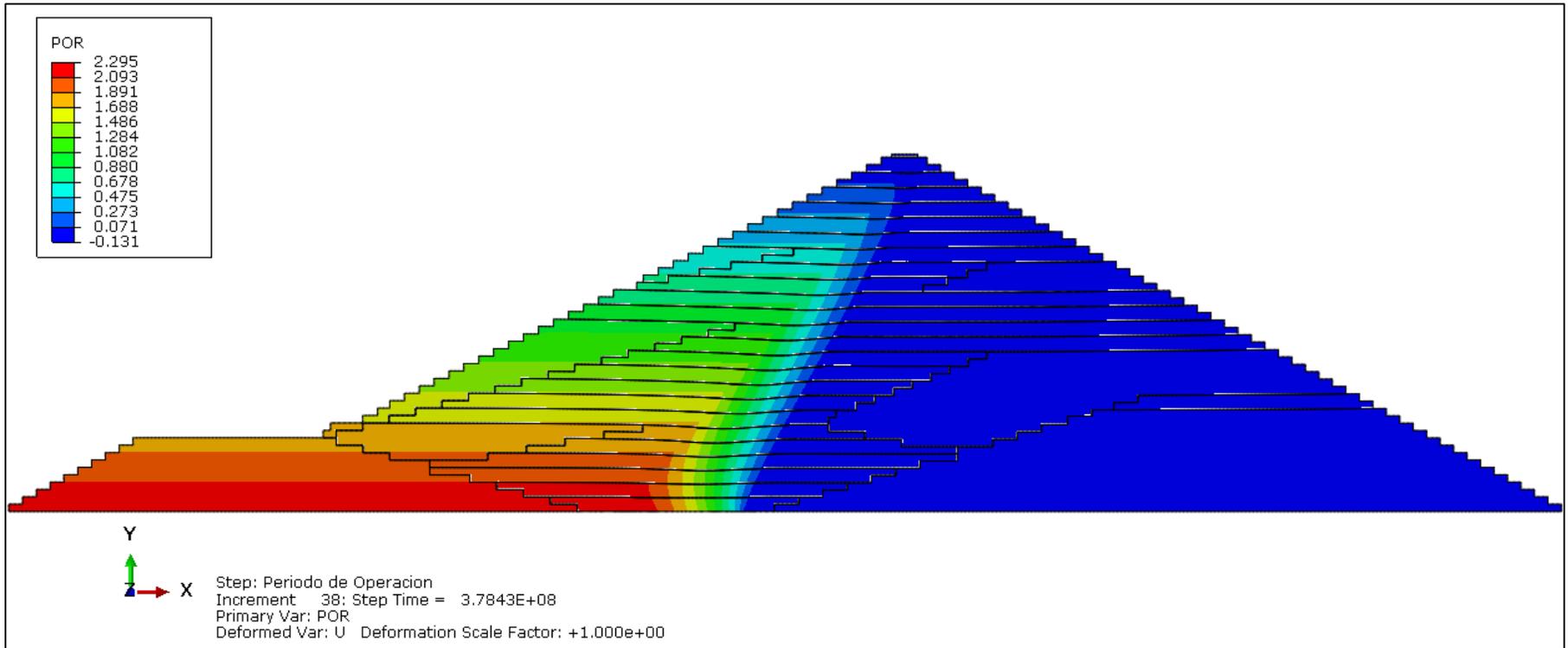
Anexo 5.1.8 – Presión de Poros. Período de Reposo.



Anexo 5.1.9 – Presión de Poros. Período de Llenado.

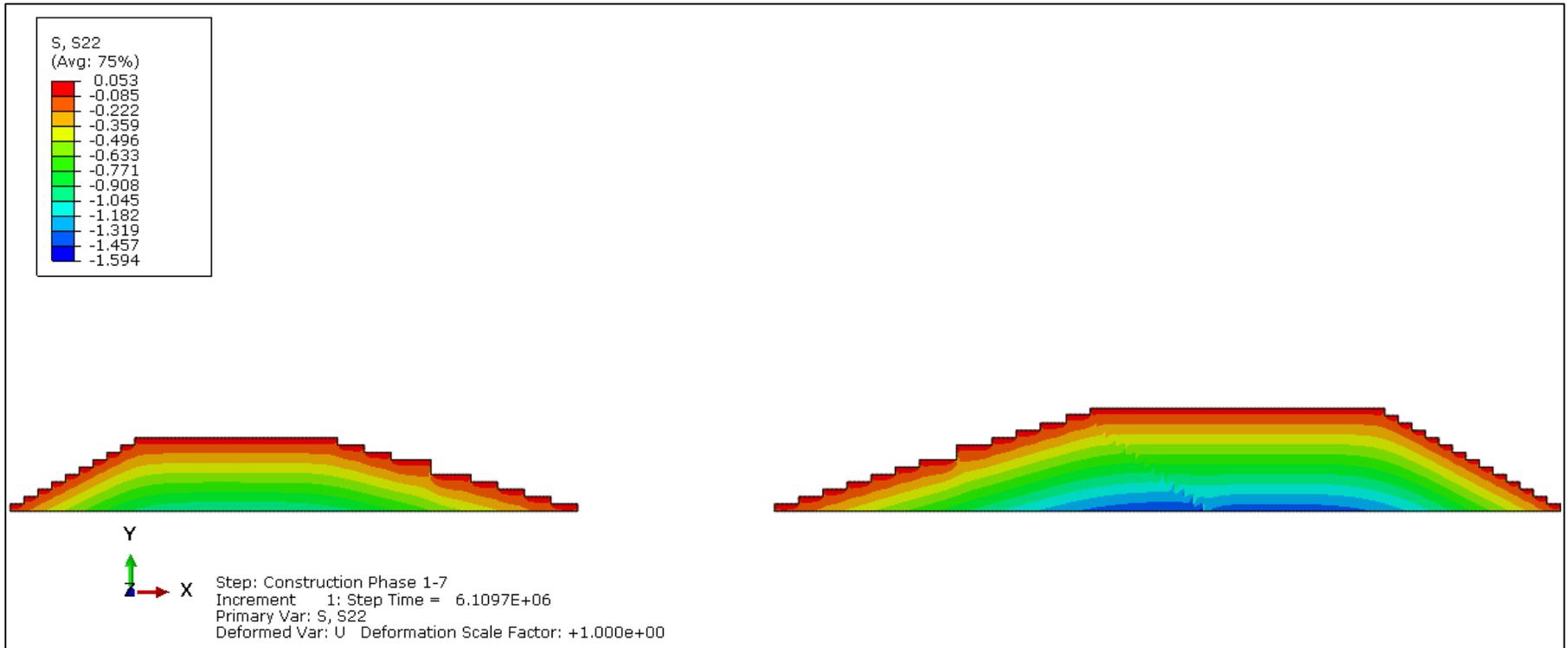


Anexo 5.1.10 – Presión de Poros. Período de Operación.

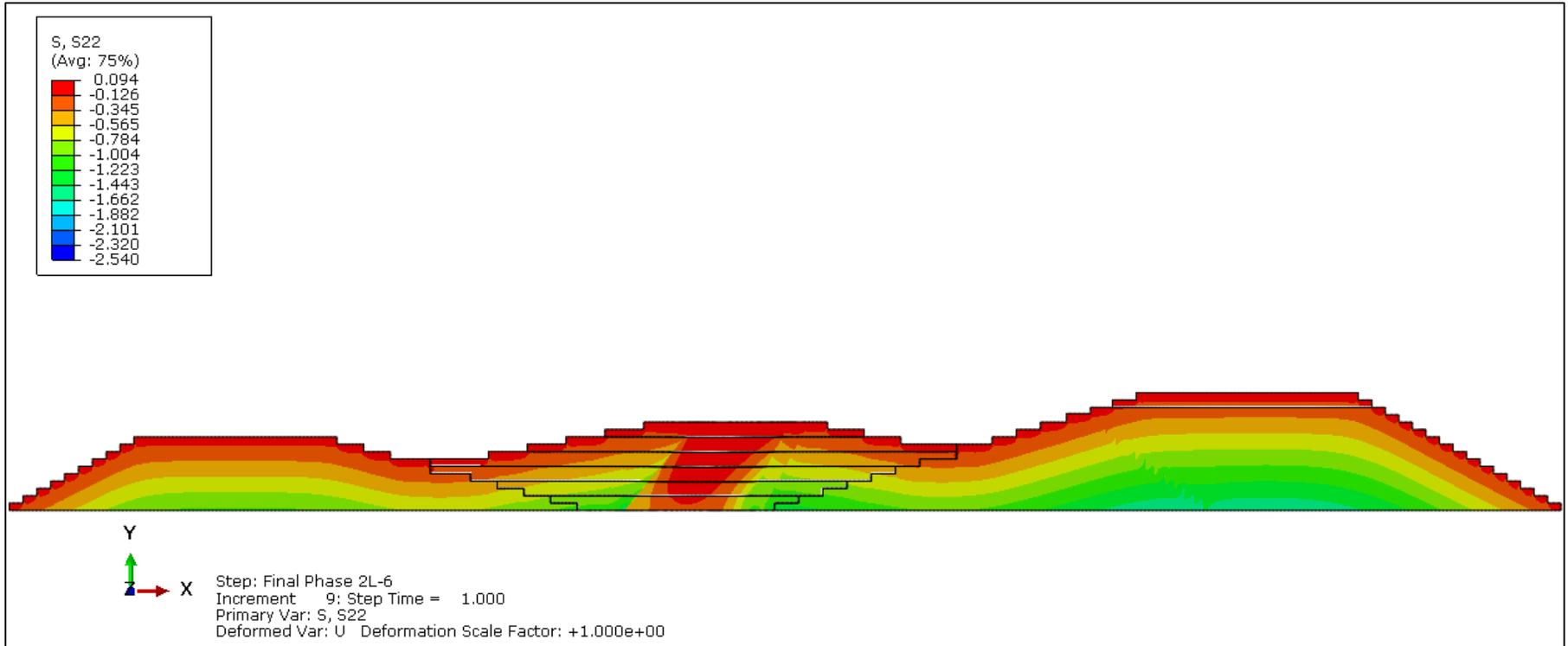


ANEXO 5.2
Modelación Numérica.
Resultados por Contornos.
Esfuerzos.

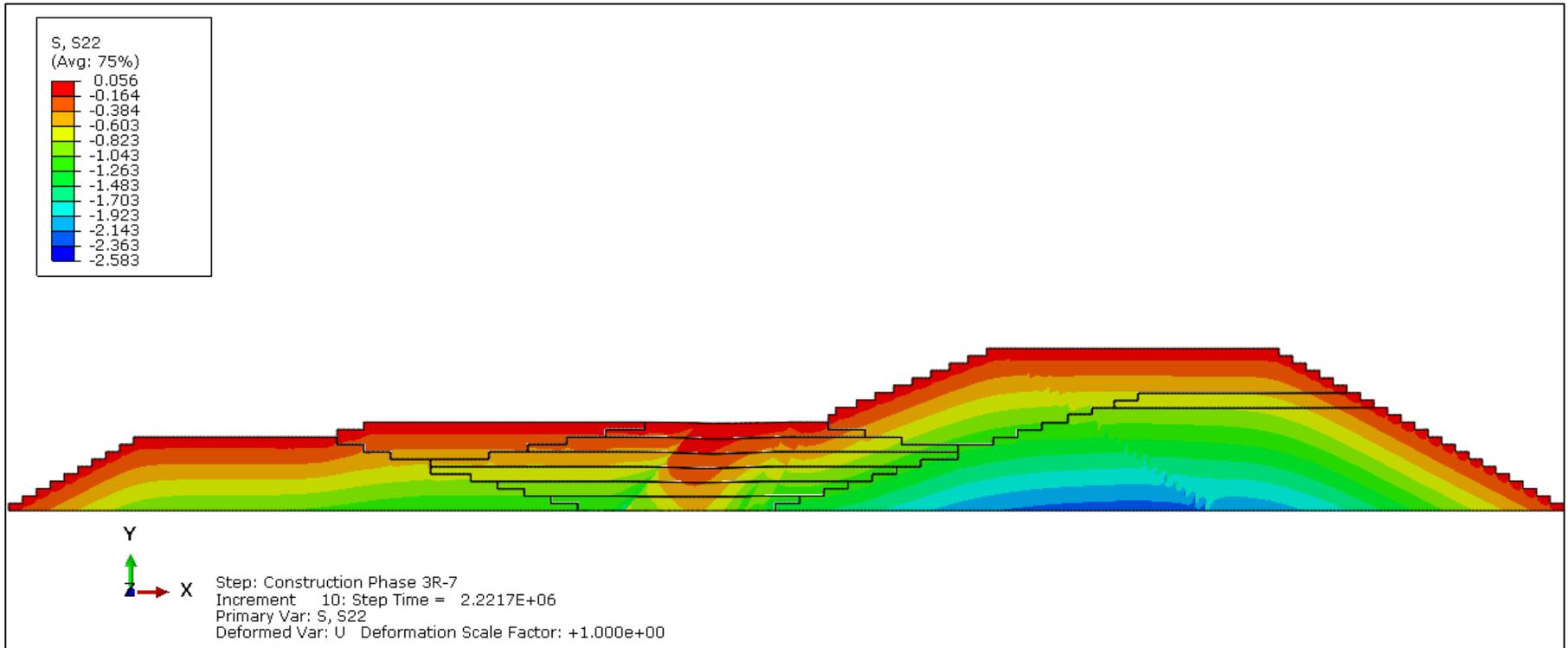
Anexo 5.2.1 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 1.



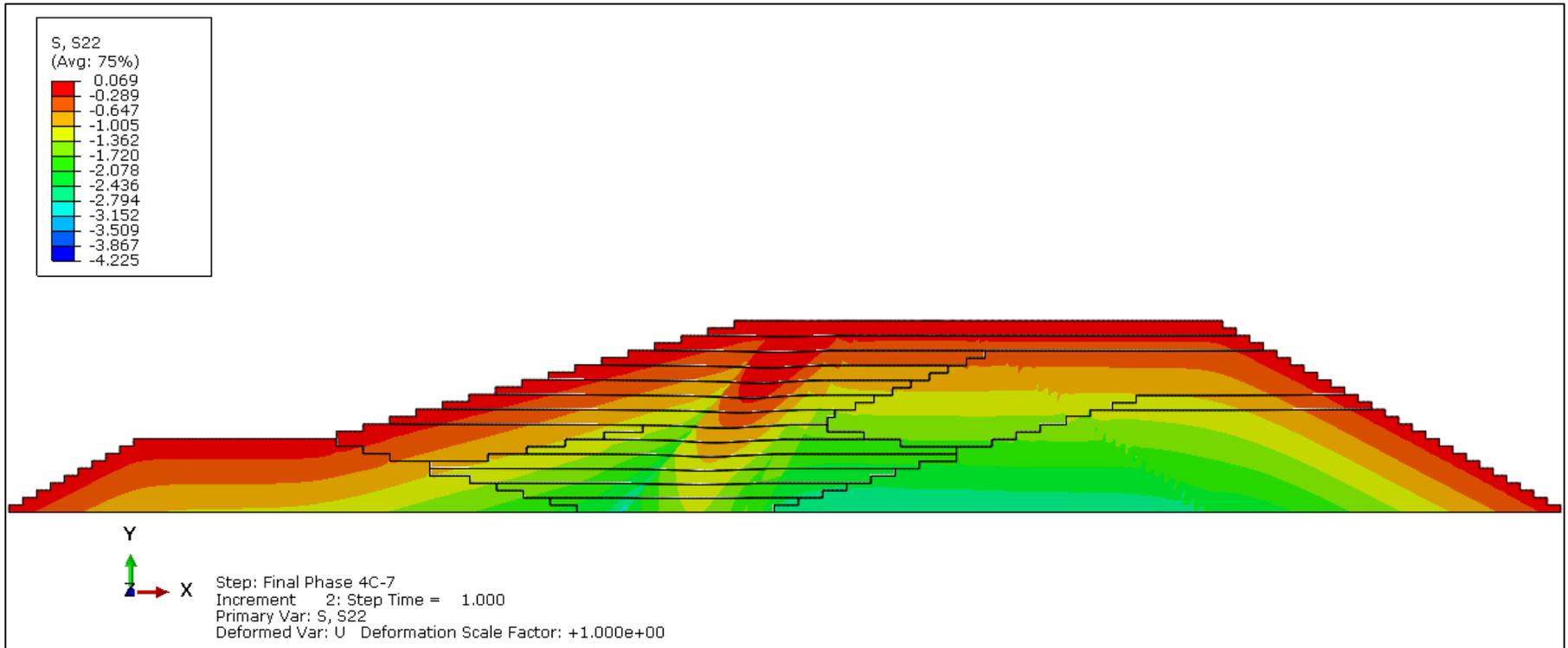
Anexo 5.2.2 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 2.



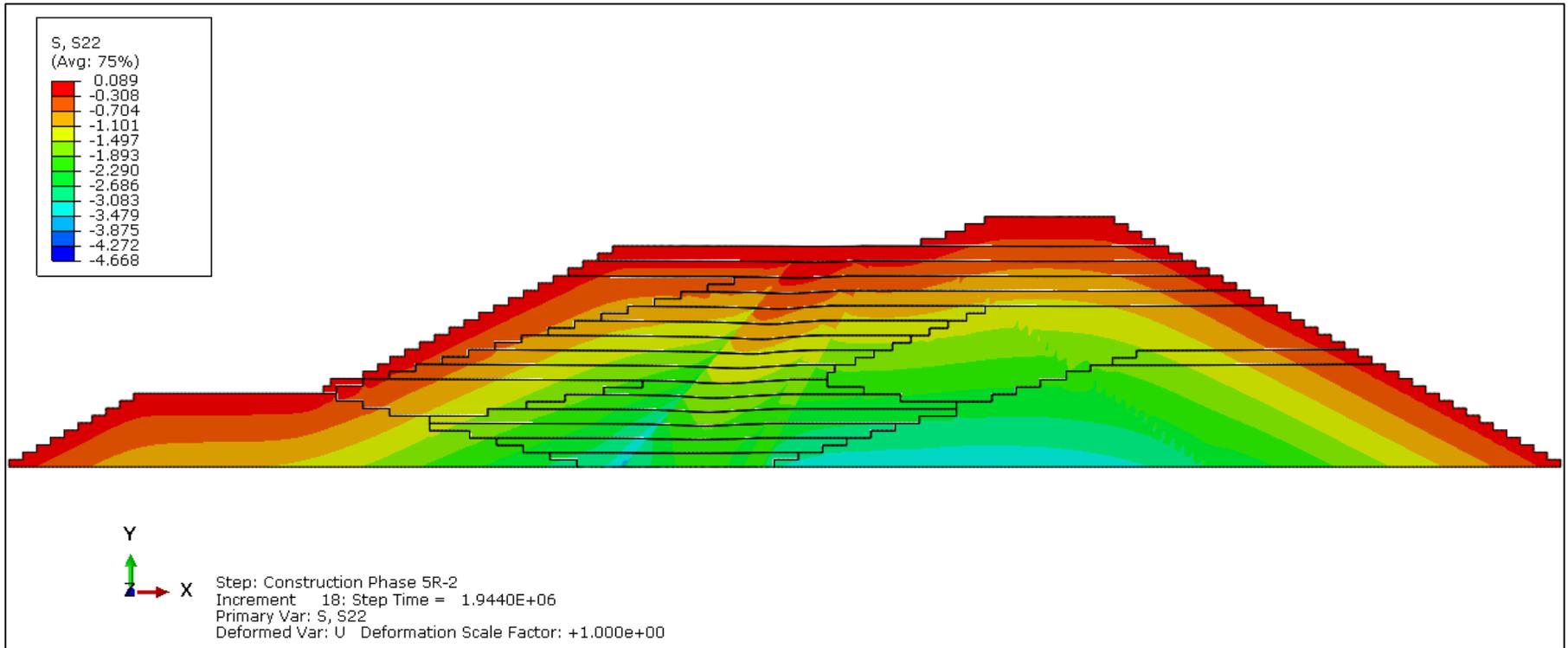
Anexo 5.2.3 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 3.



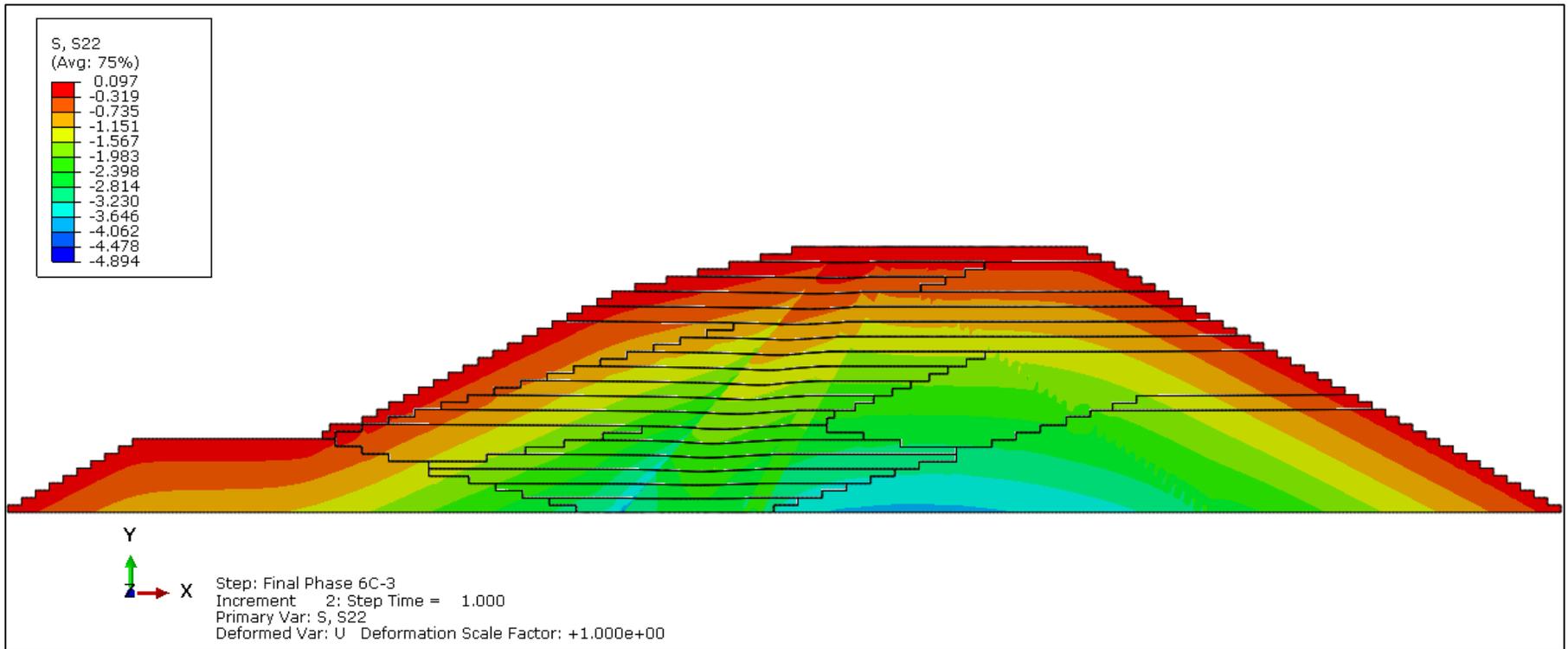
Anexo 5.2.4 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 4.



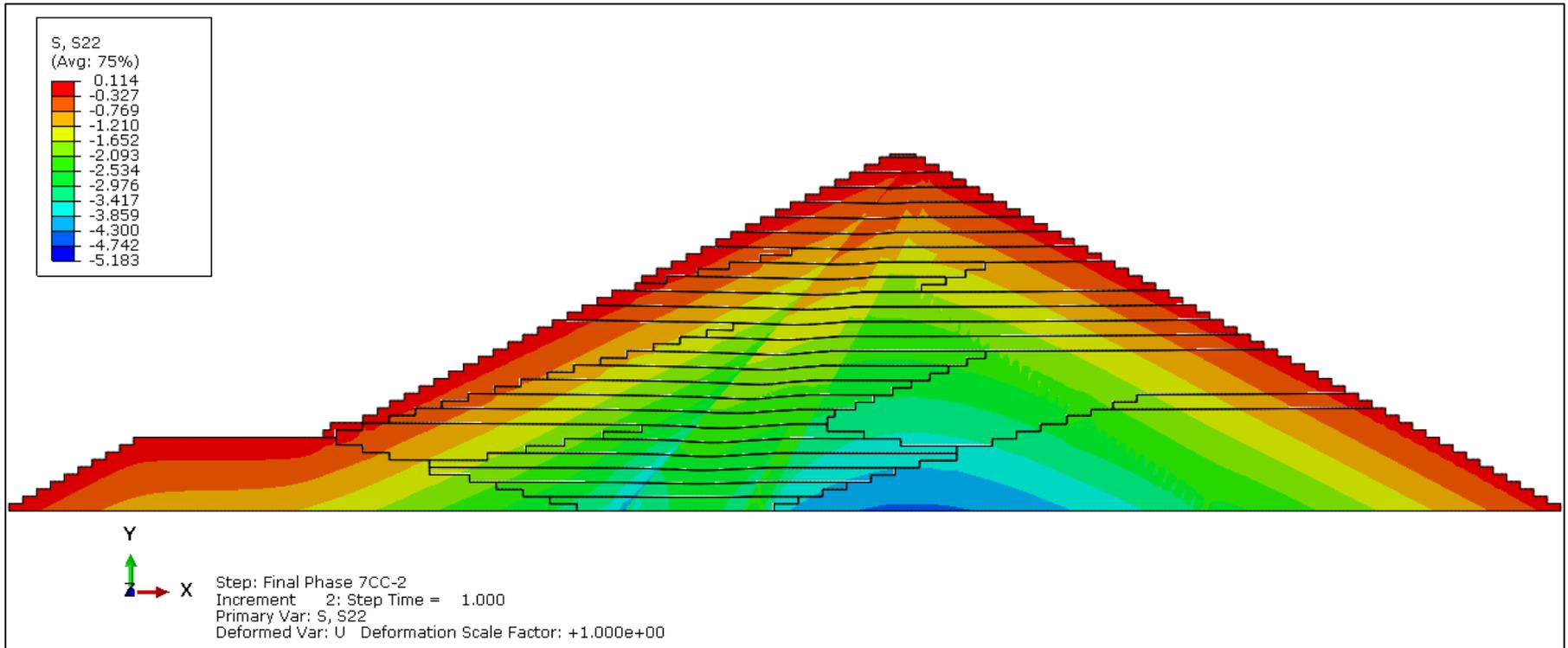
Anexo 5.2.5 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 5.



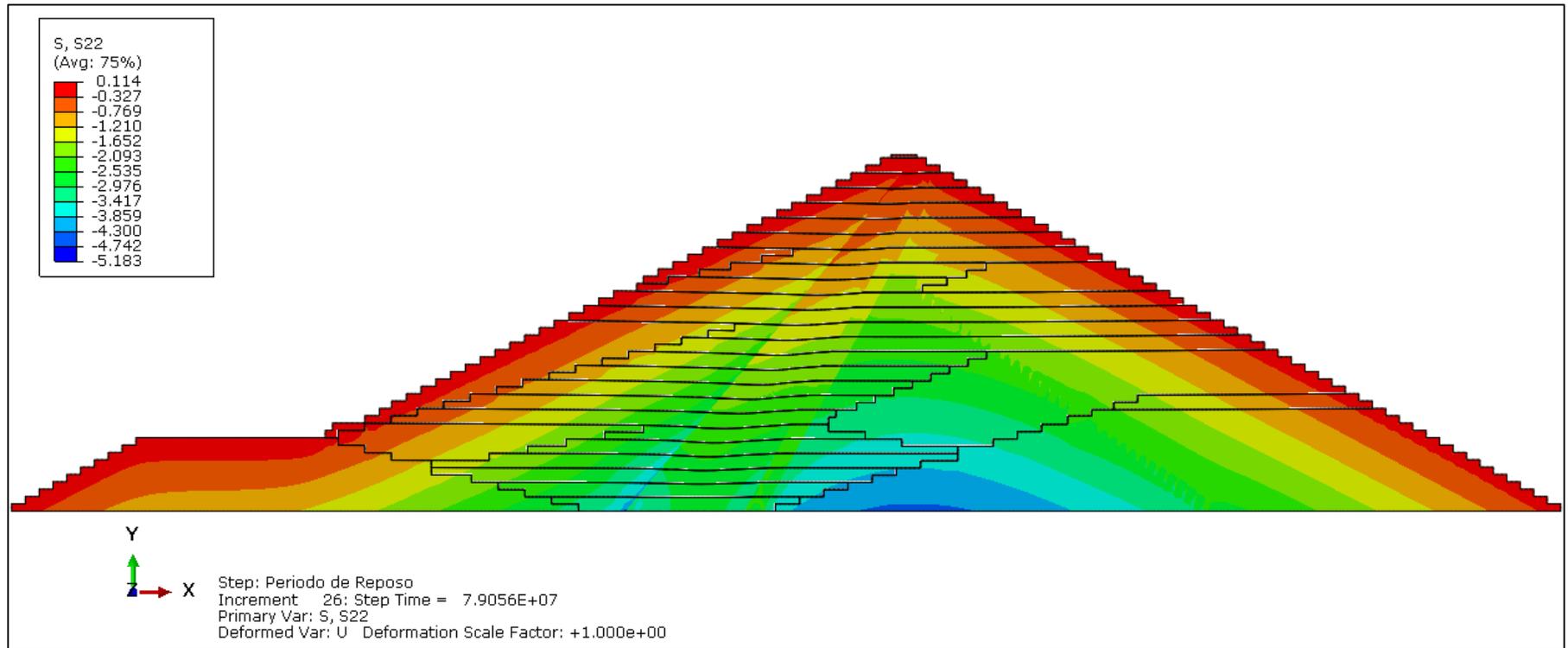
Anexo 5.2.6 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 6.



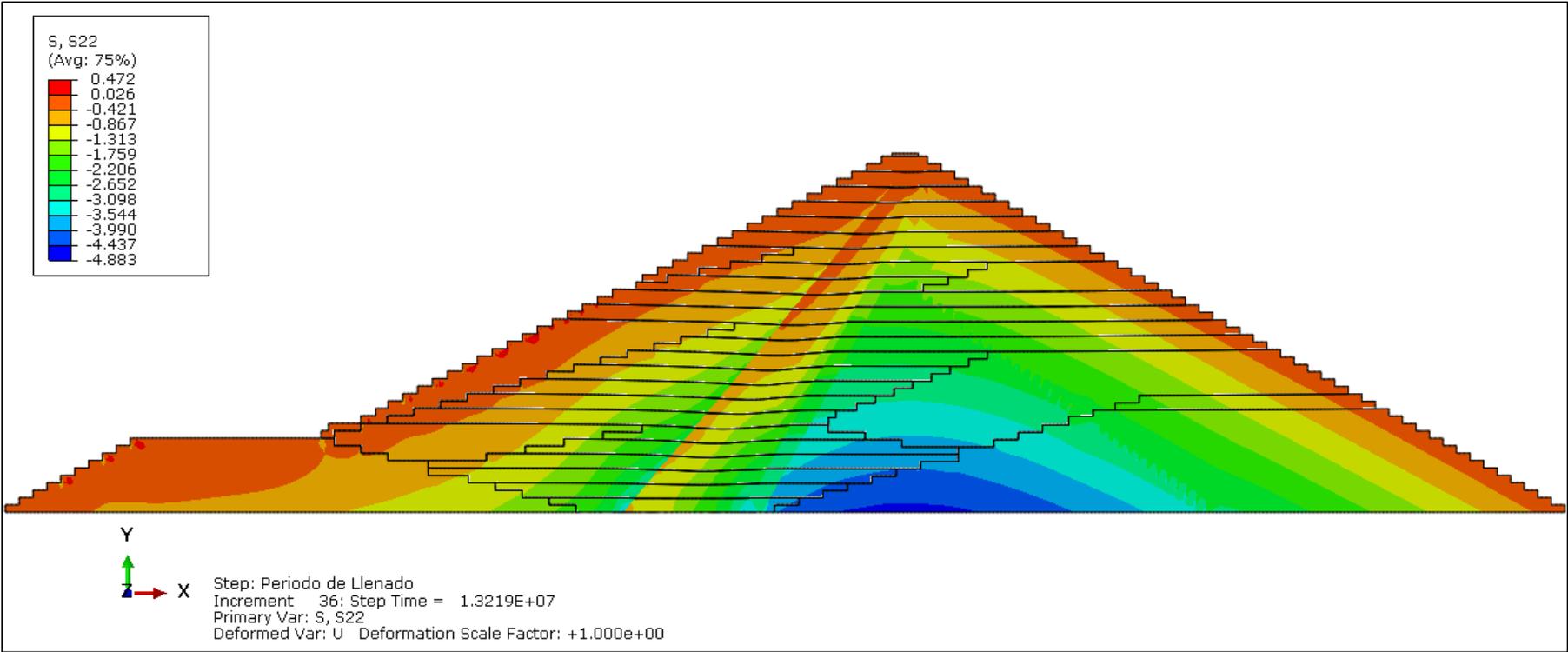
Anexo 5.2.7 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Construcción. Fase 7.



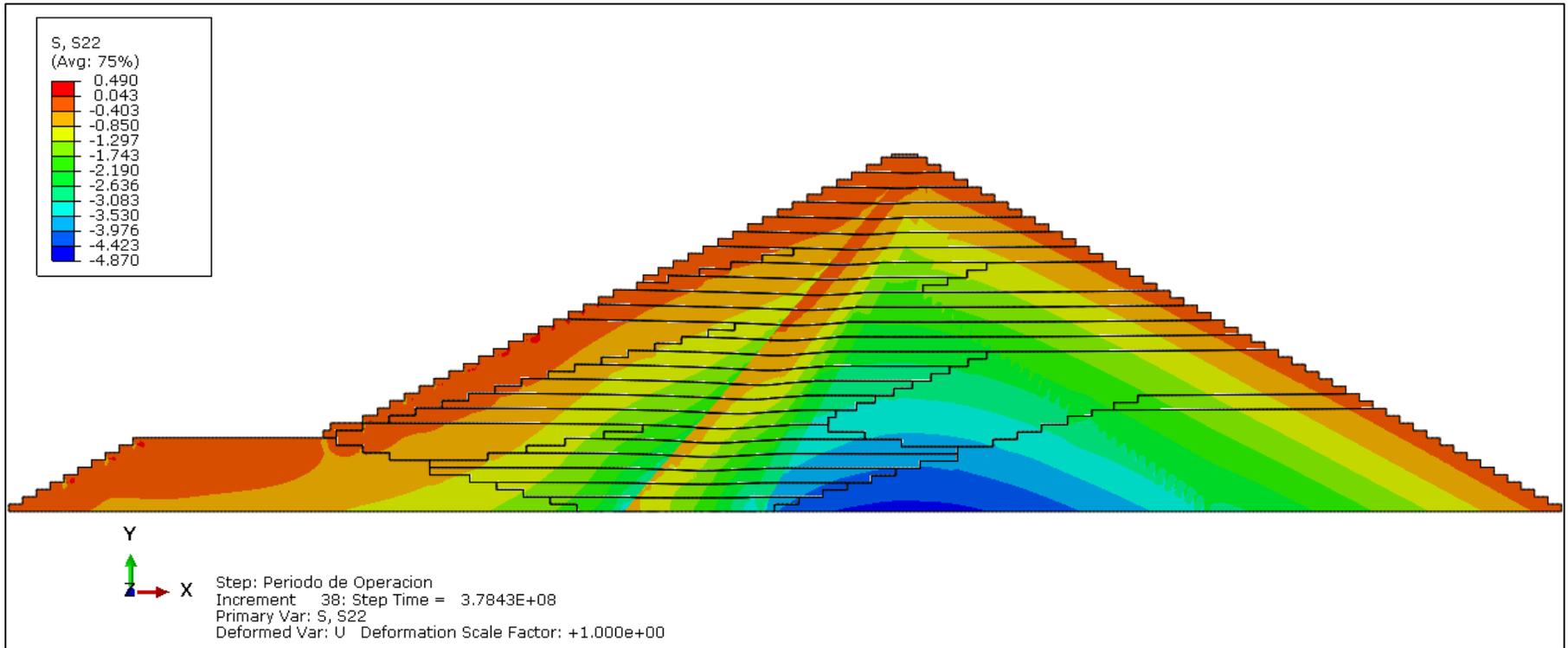
Anexo 5.2.8 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Reposo.



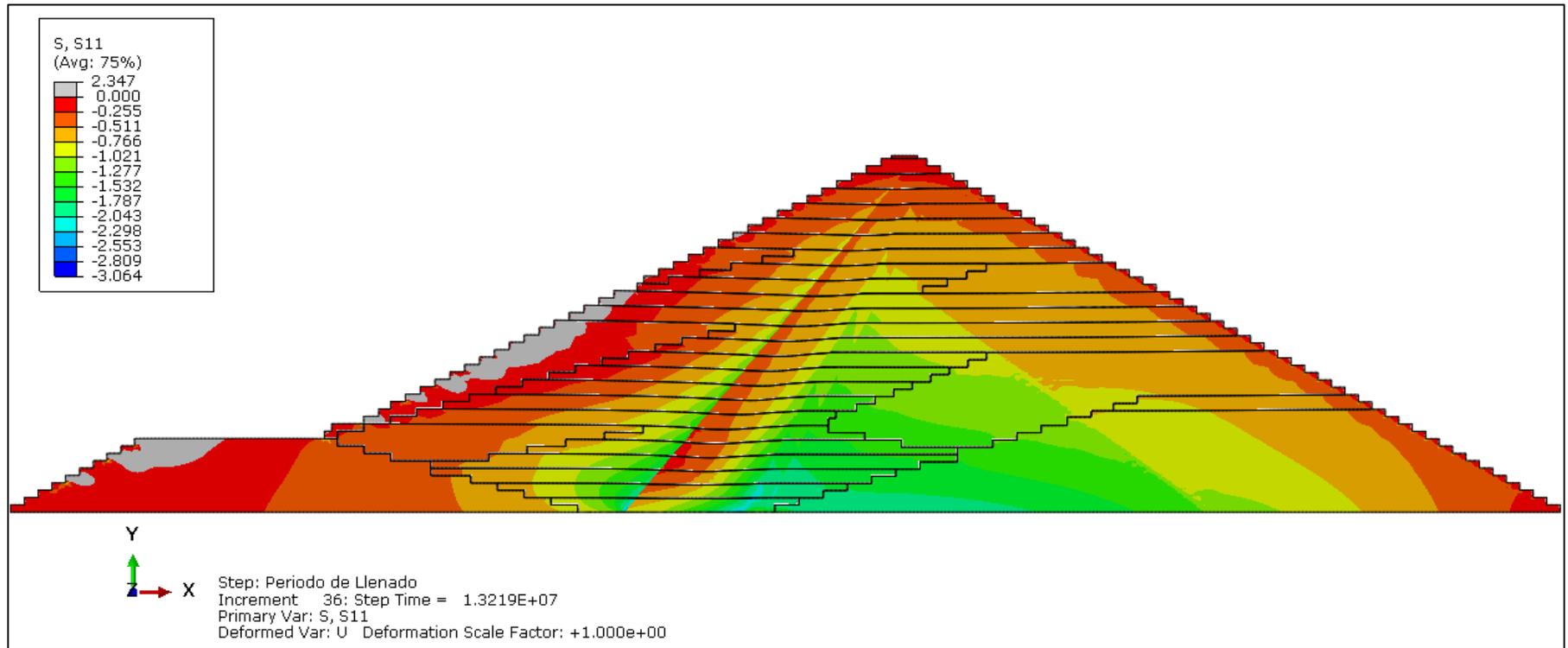
Anexo 5.2.9 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Llenado.



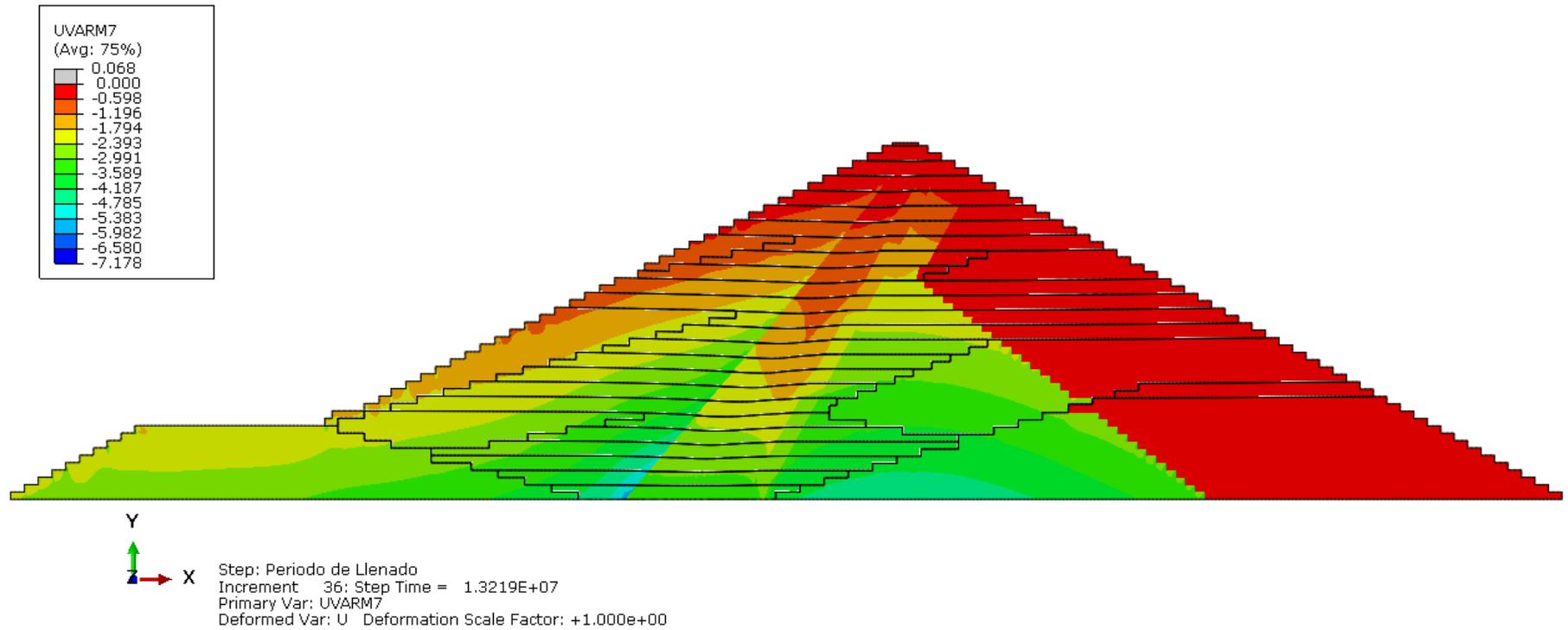
Anexo 5.2.10 – Esfuerzos efectivos verticales. Período de Operación.



Anexo 5.2.11 – Esfuerzos efectivos horizontales. Período de Llenado.

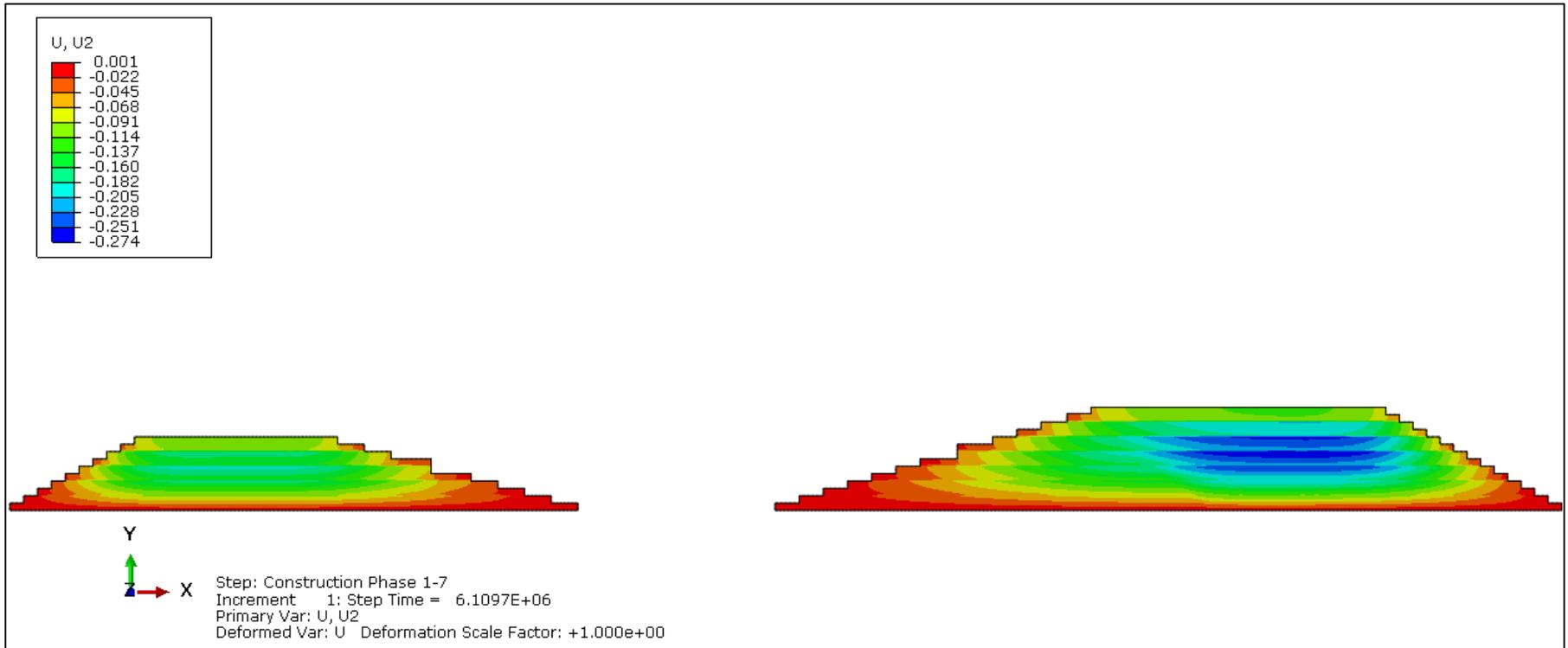


Anexo 5.2.12 – Esfuerzos totales verticales. Período de Llenado.

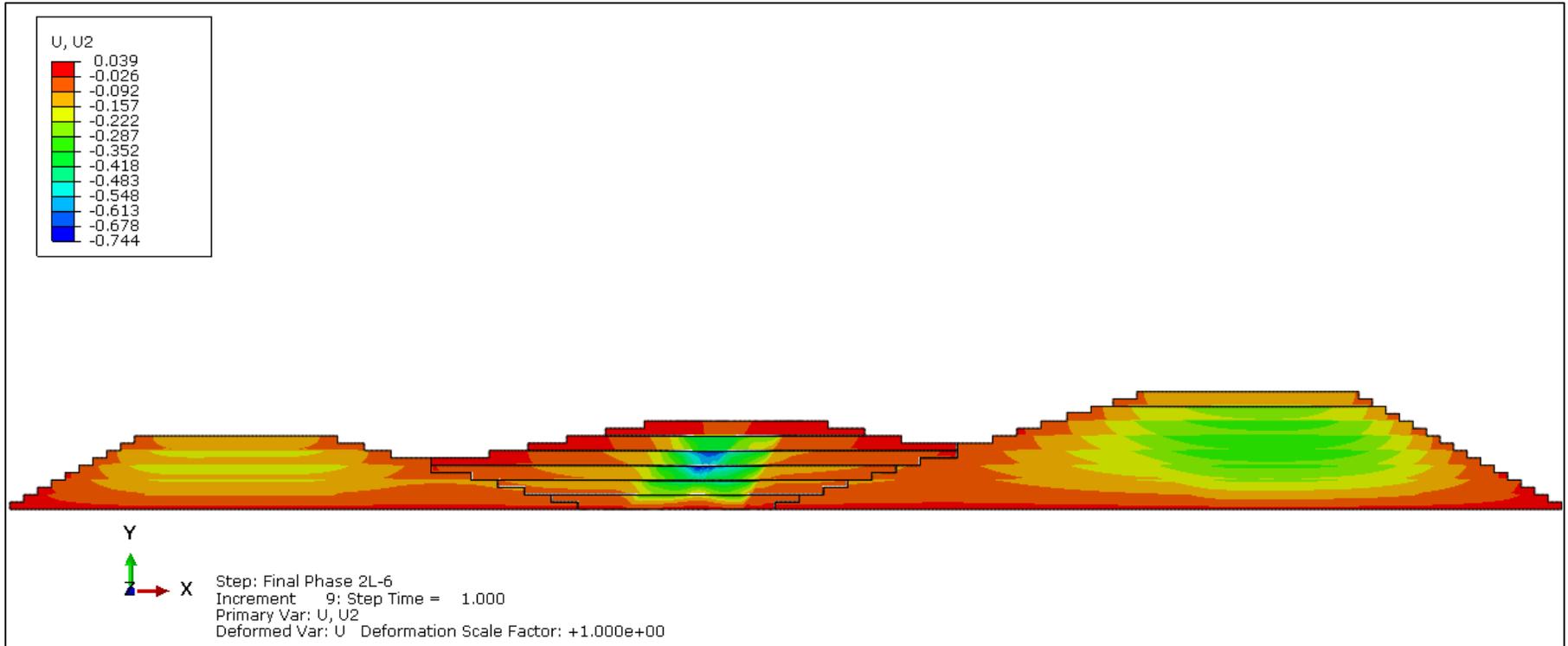


ANEXO 5.3
Modelación Numérica.
Resultados por Contornos.
Desplazamiento Vertical.

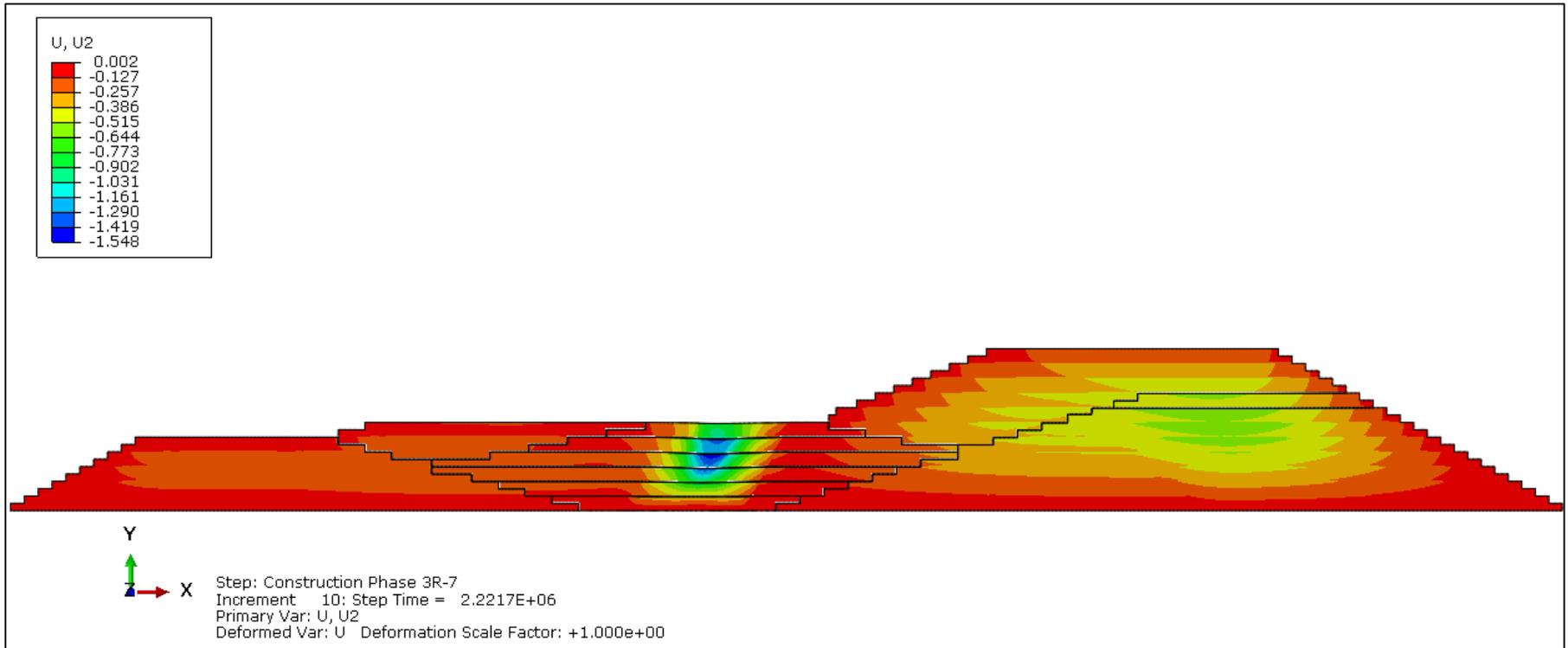
Anexo 5.3.1 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 1.



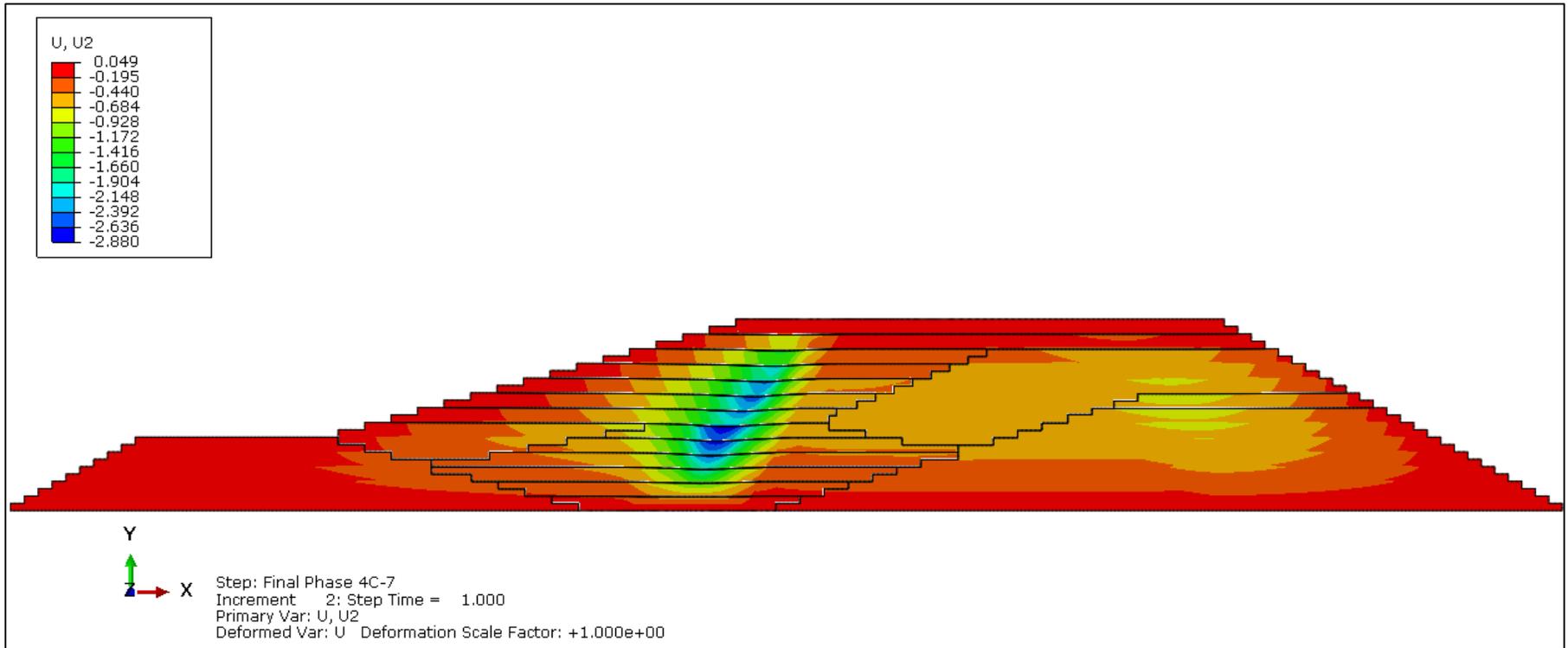
Anexo 5.3.2 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 2.



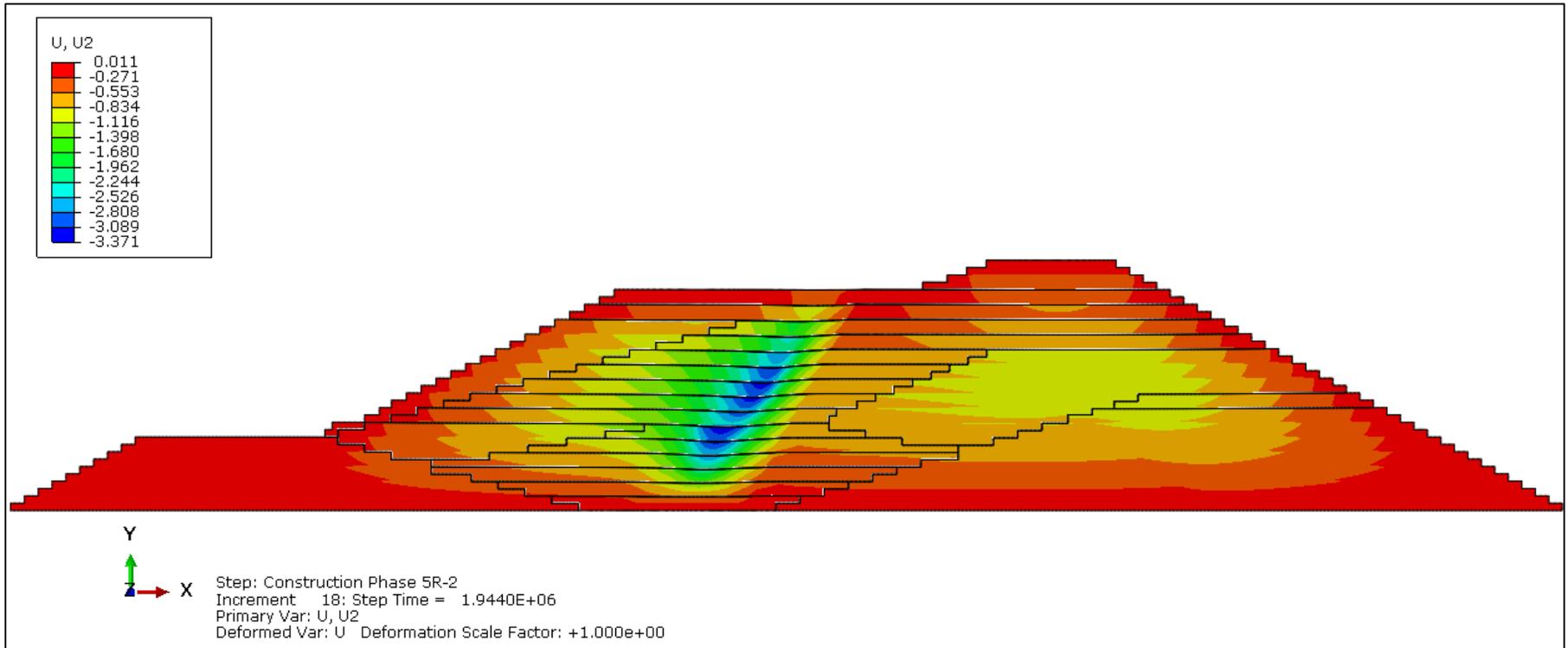
Anexo 5.3.3 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 3.



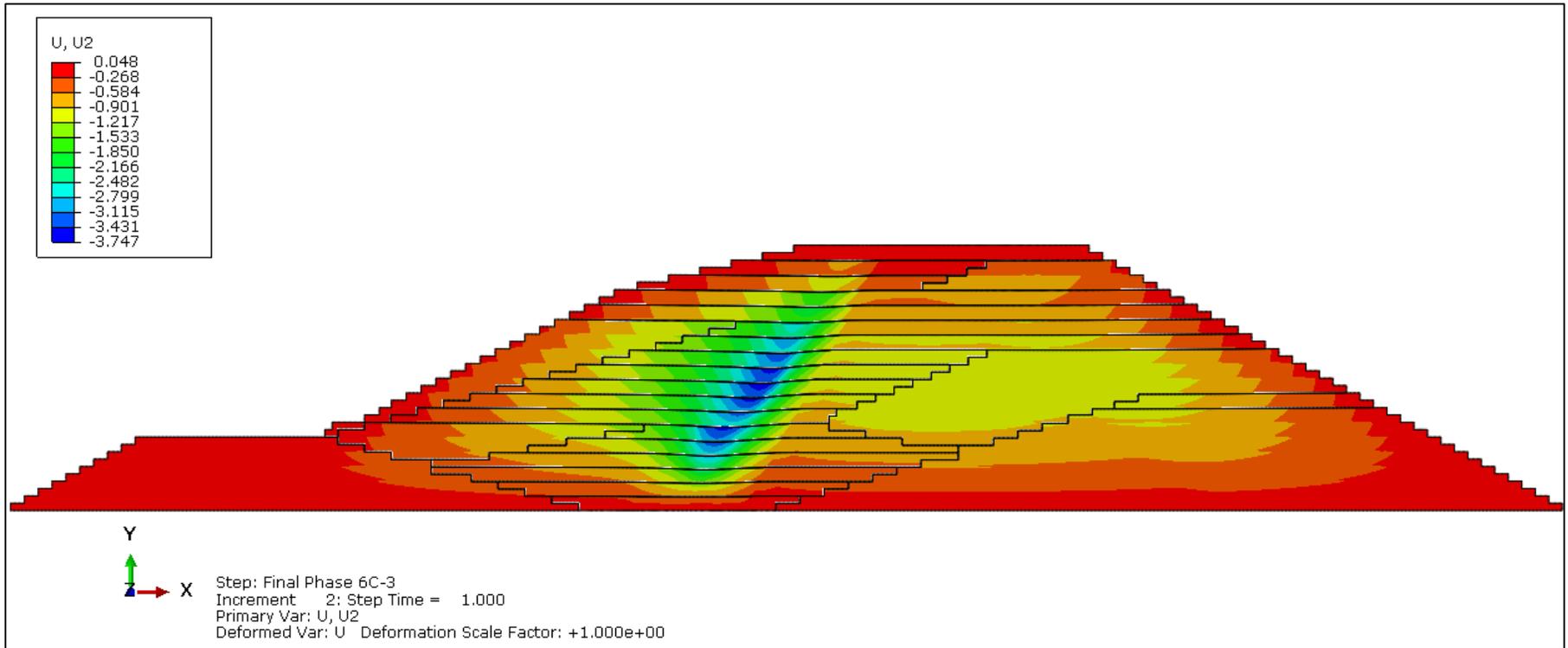
Anexo 5.3.4 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 4.



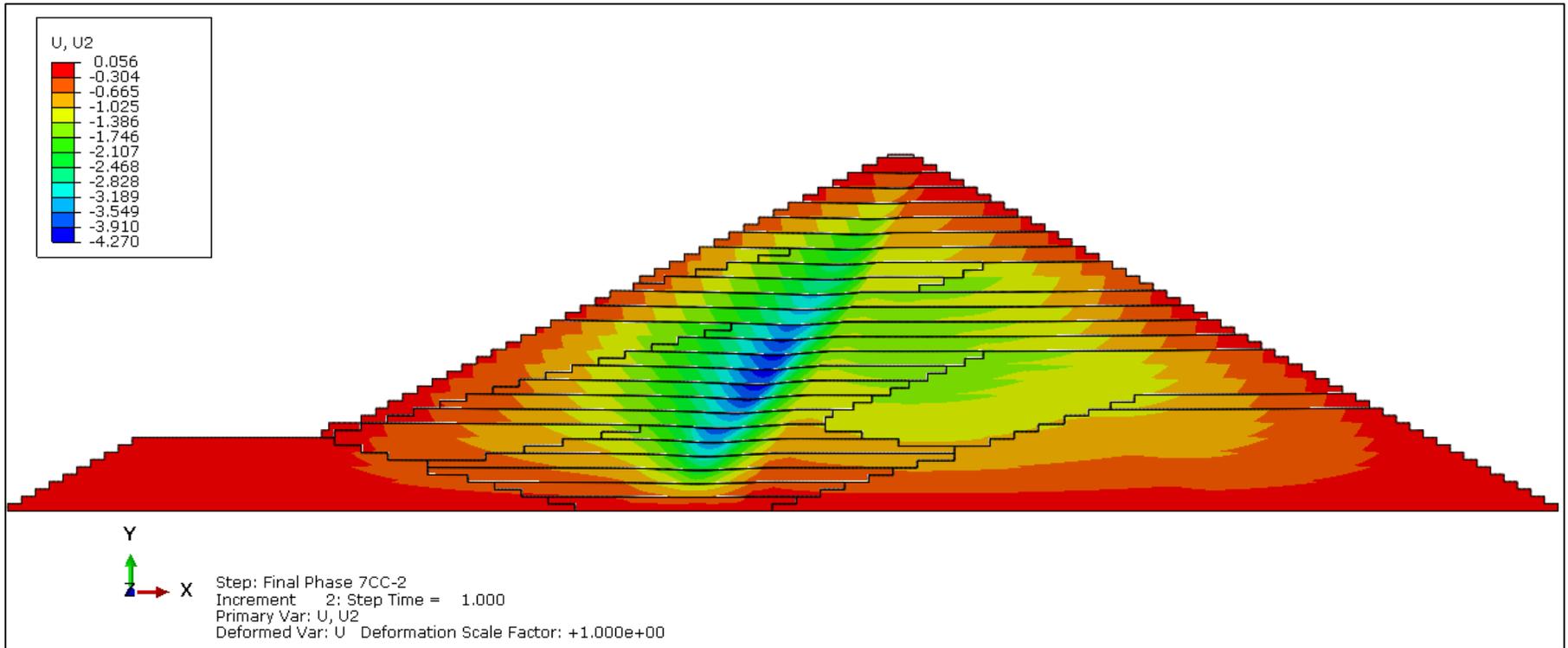
Anexo 5.3.5 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 5.



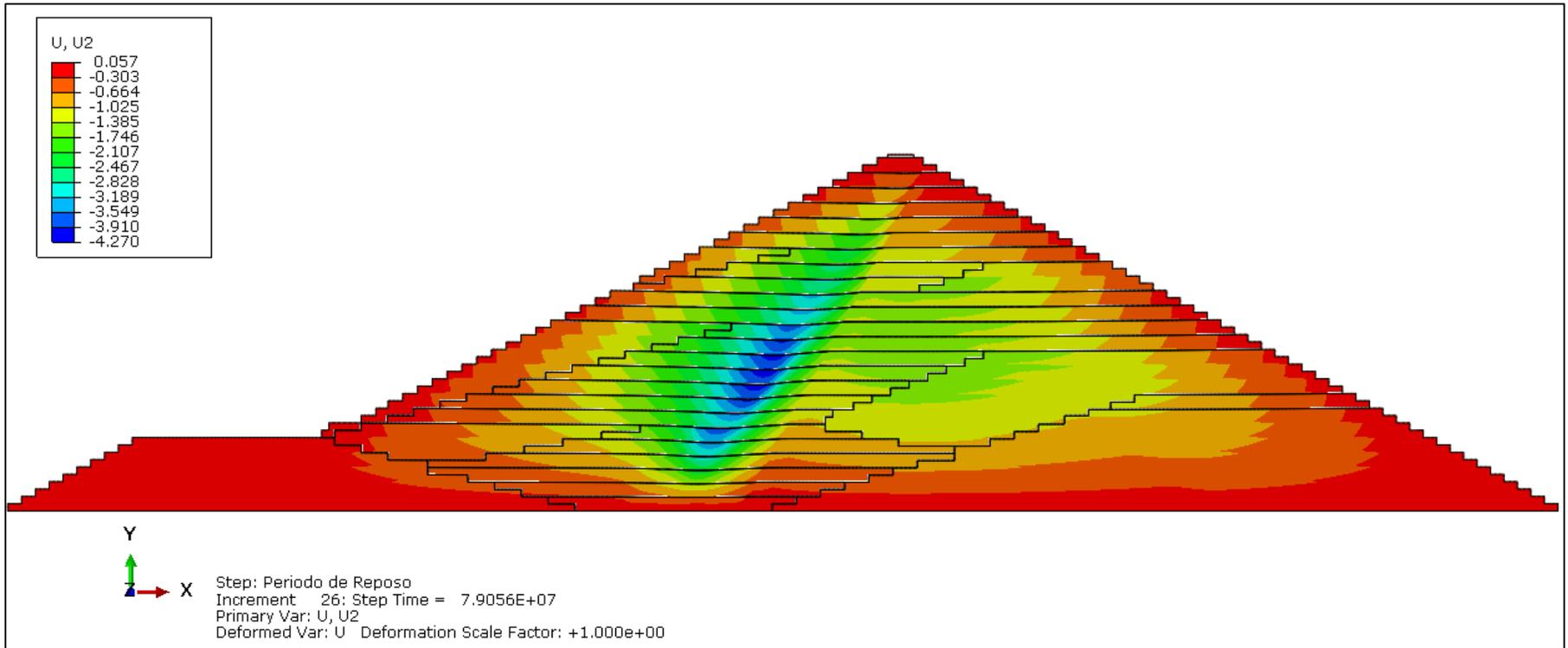
Anexo 5.3.6 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 6.



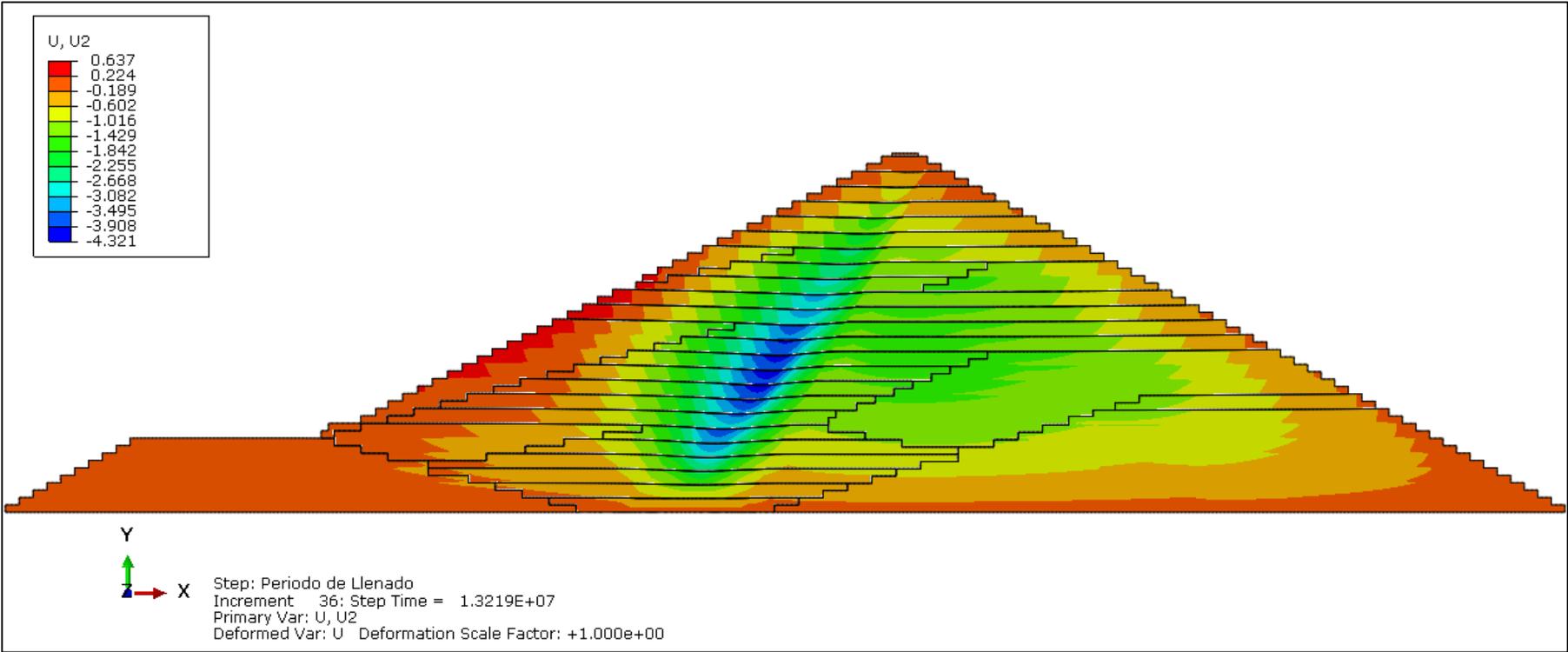
Anexo 5.3.7 – Desplazamiento Vertical. Período de Construcción. Fase 7.



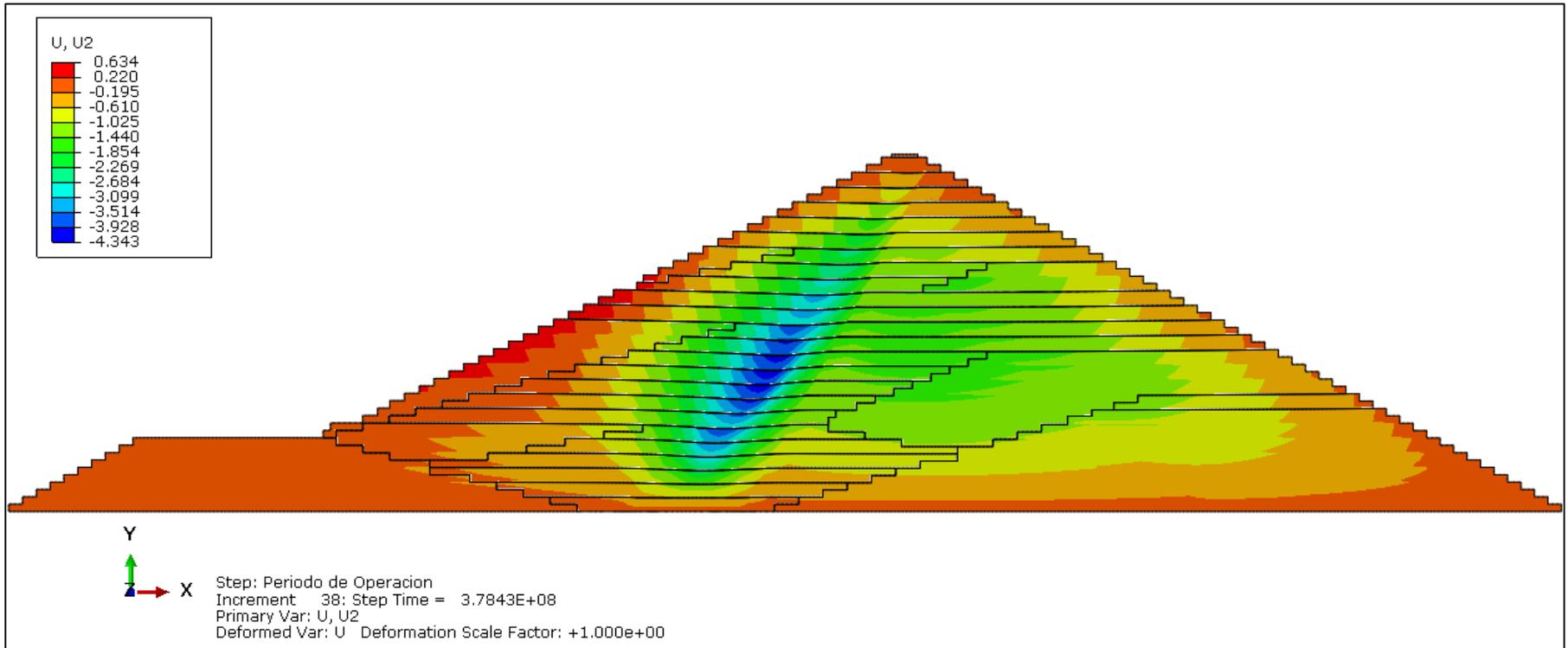
Anexo 5.3.8 – Desplazamiento Vertical. Período de Reposo.



Anexo 5.3.9 – Desplazamiento Vertical. Período de Llenado.



Anexo 5.3.10 – Desplazamiento Vertical. Período de Operación.



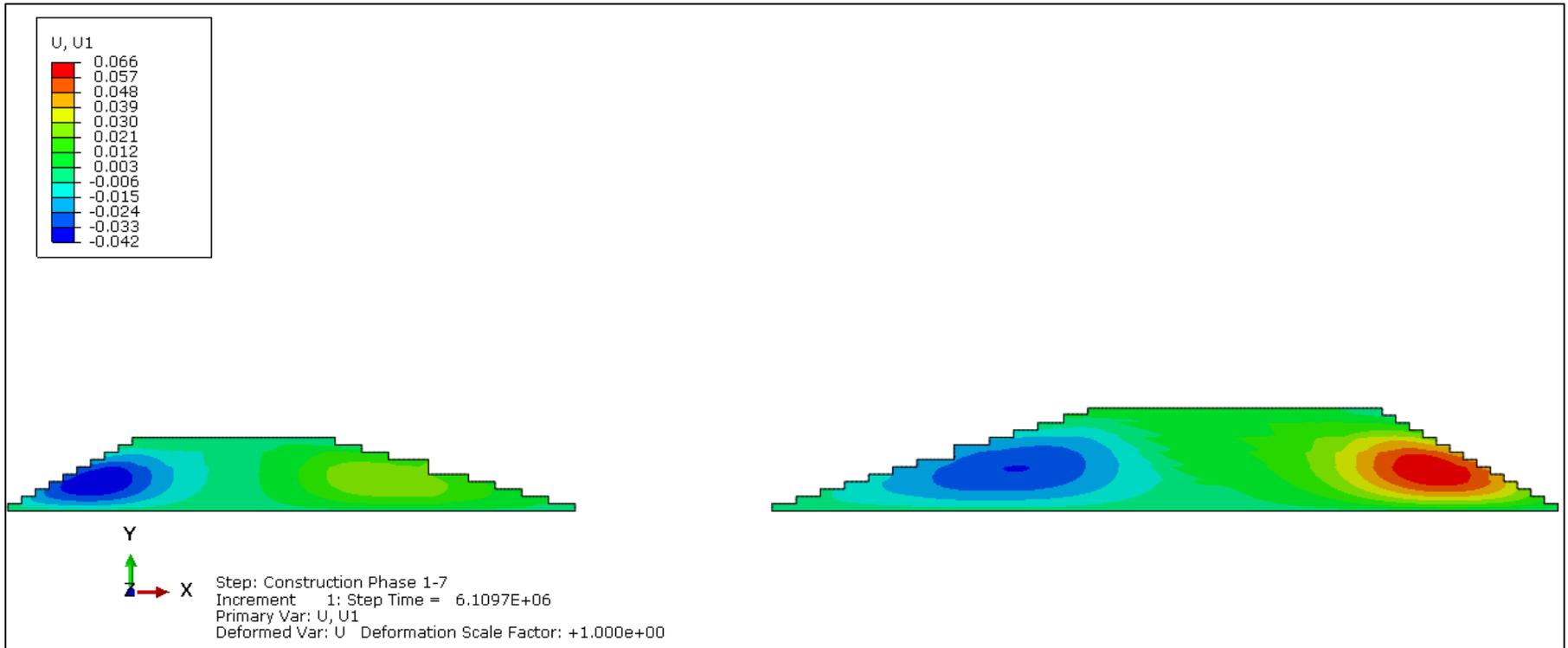
ANEXO 5.4

Modelación Numérica.

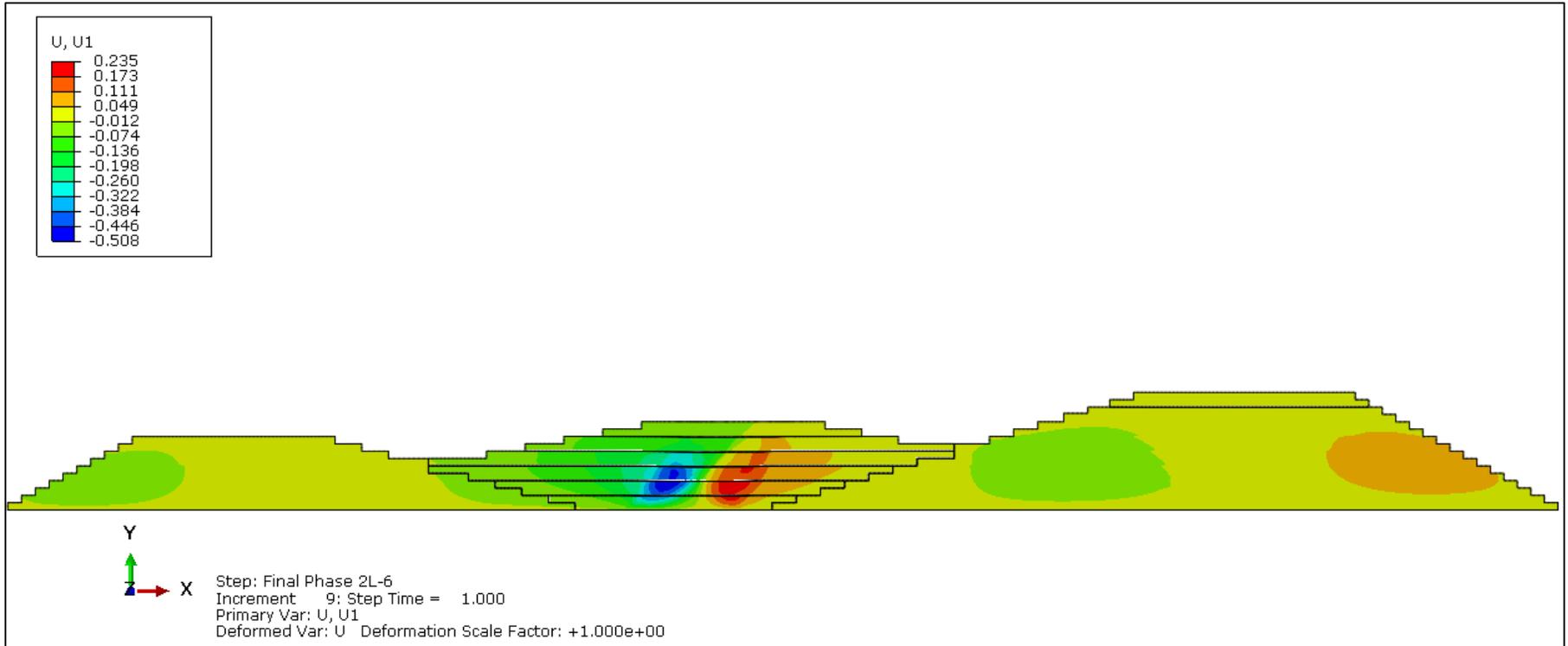
Resultados por Contornos.

Desplazamiento Horizontal.

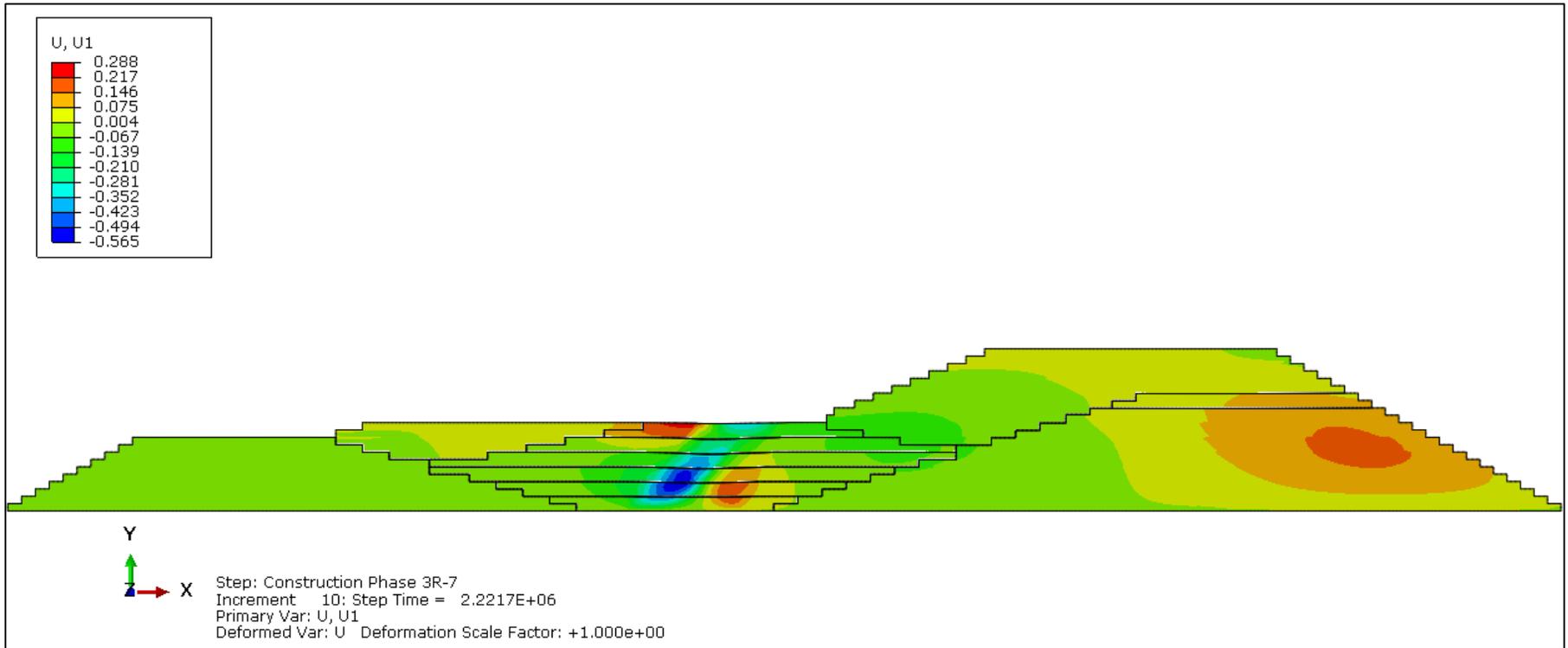
Anexo 5.4.1 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 1.



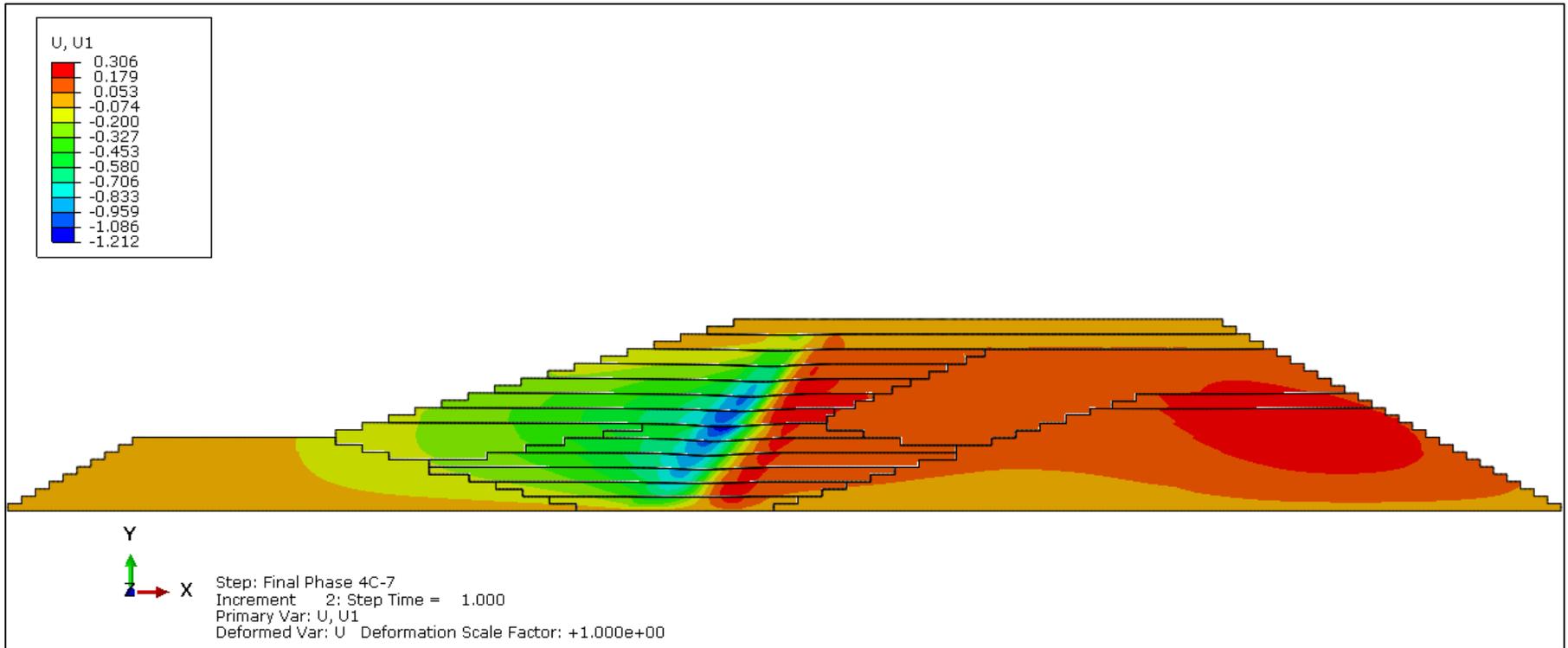
Anexo 5.4.2 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 2.



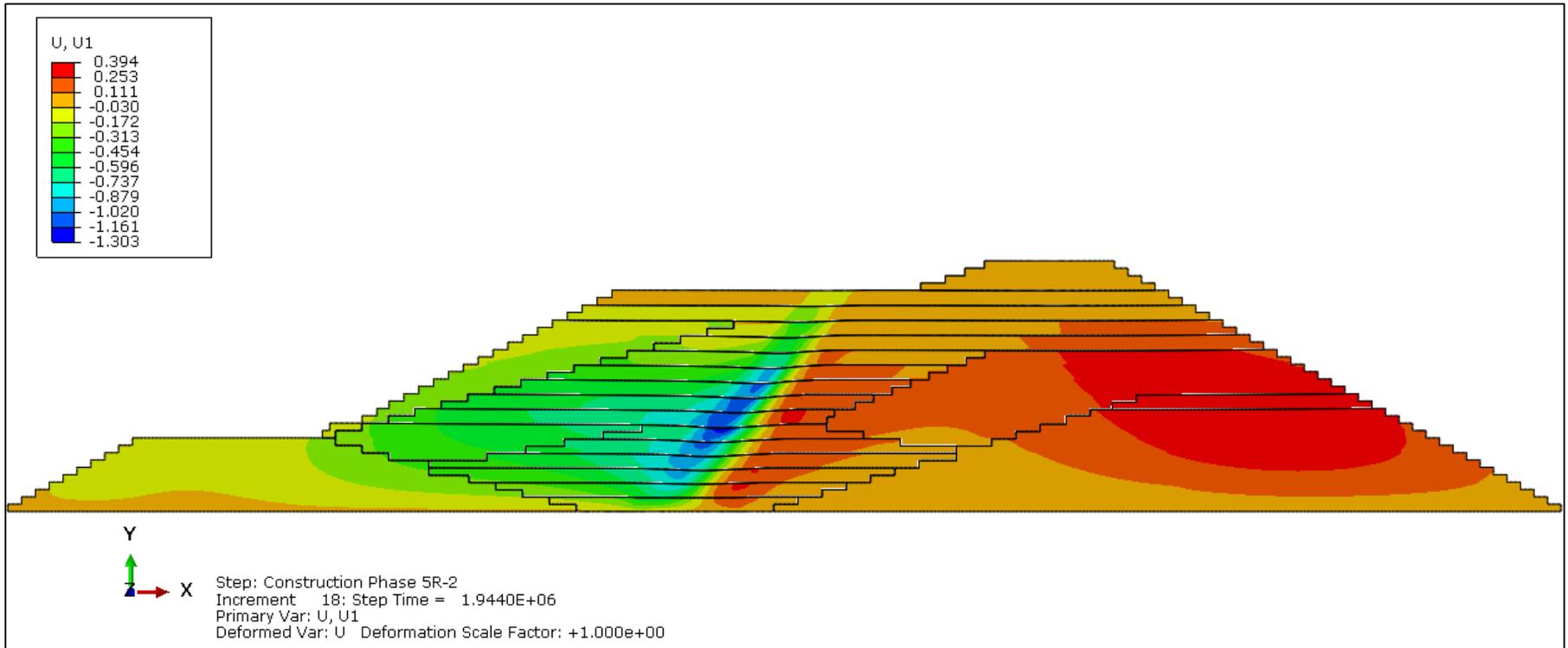
Anexo 5.4.3 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 3.



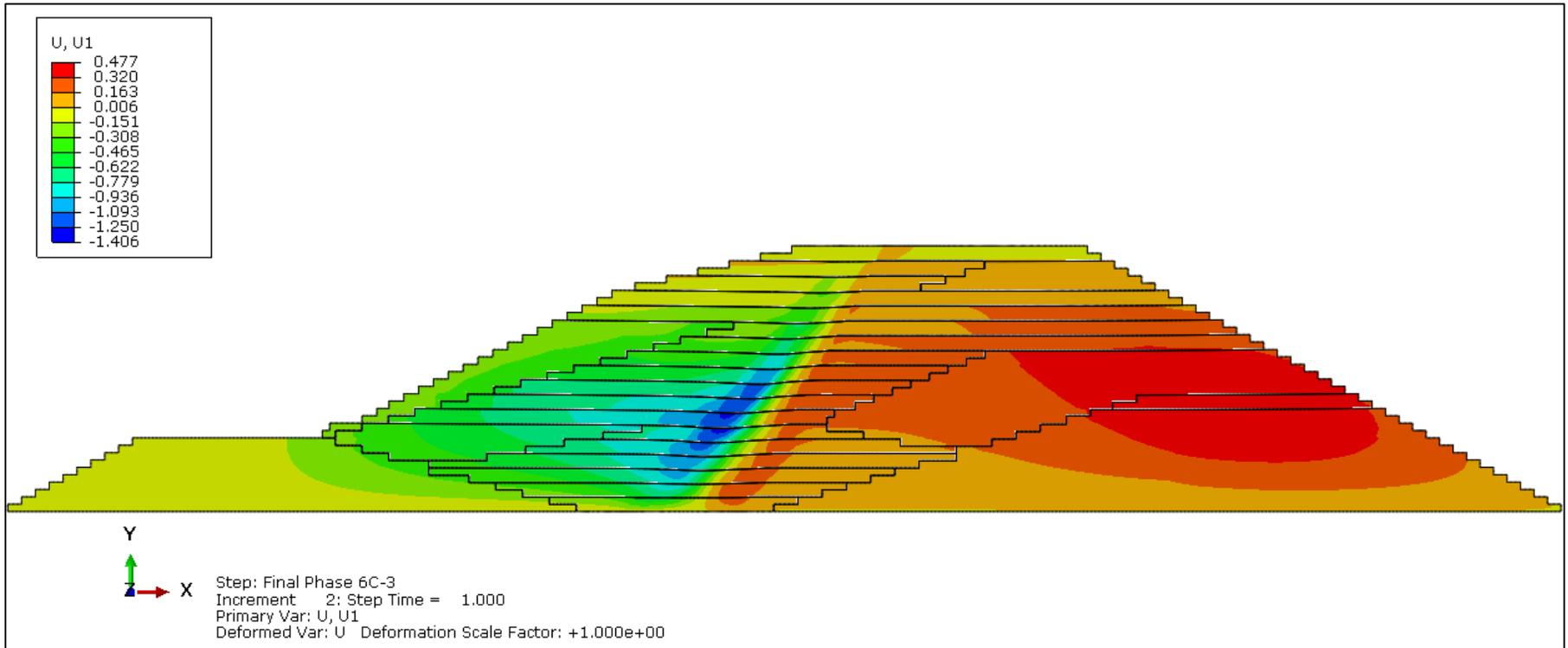
Anexo 5.4.4 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 4.



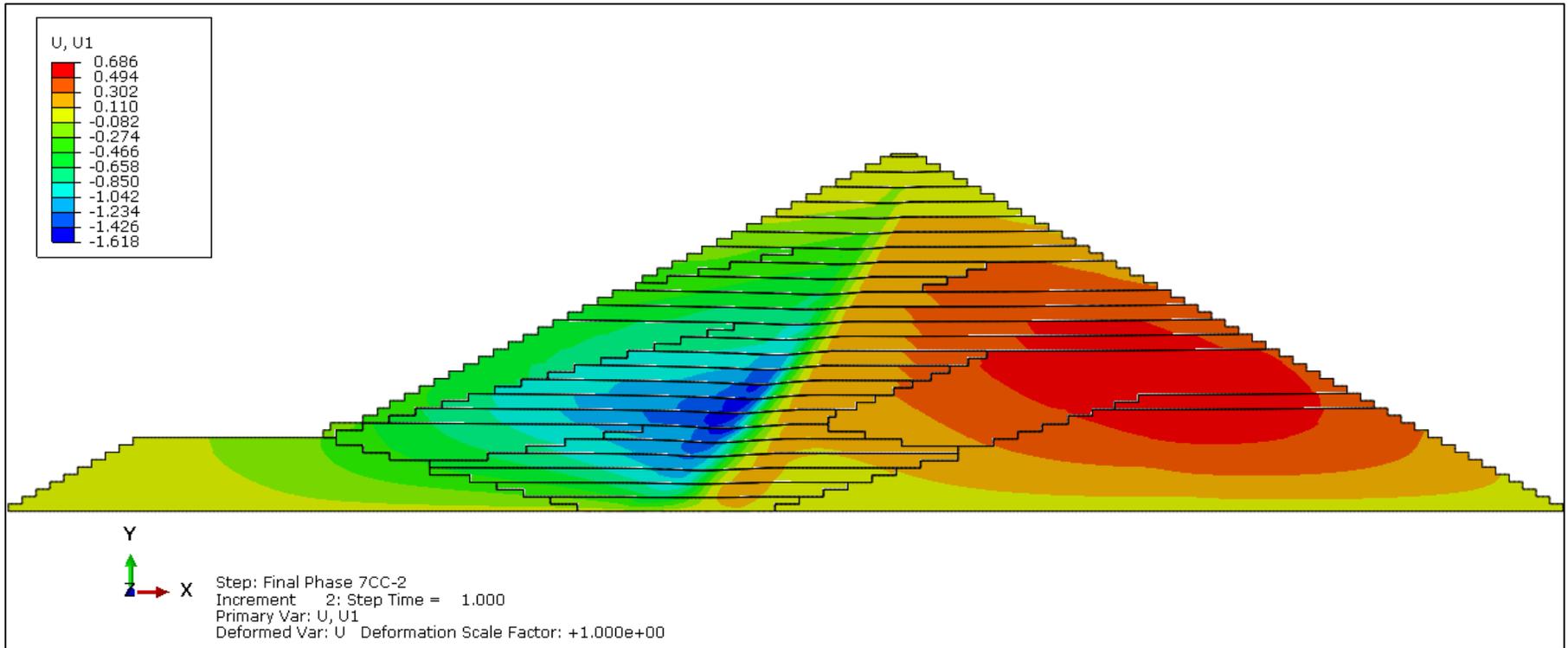
Anexo 5.4.5 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 5.



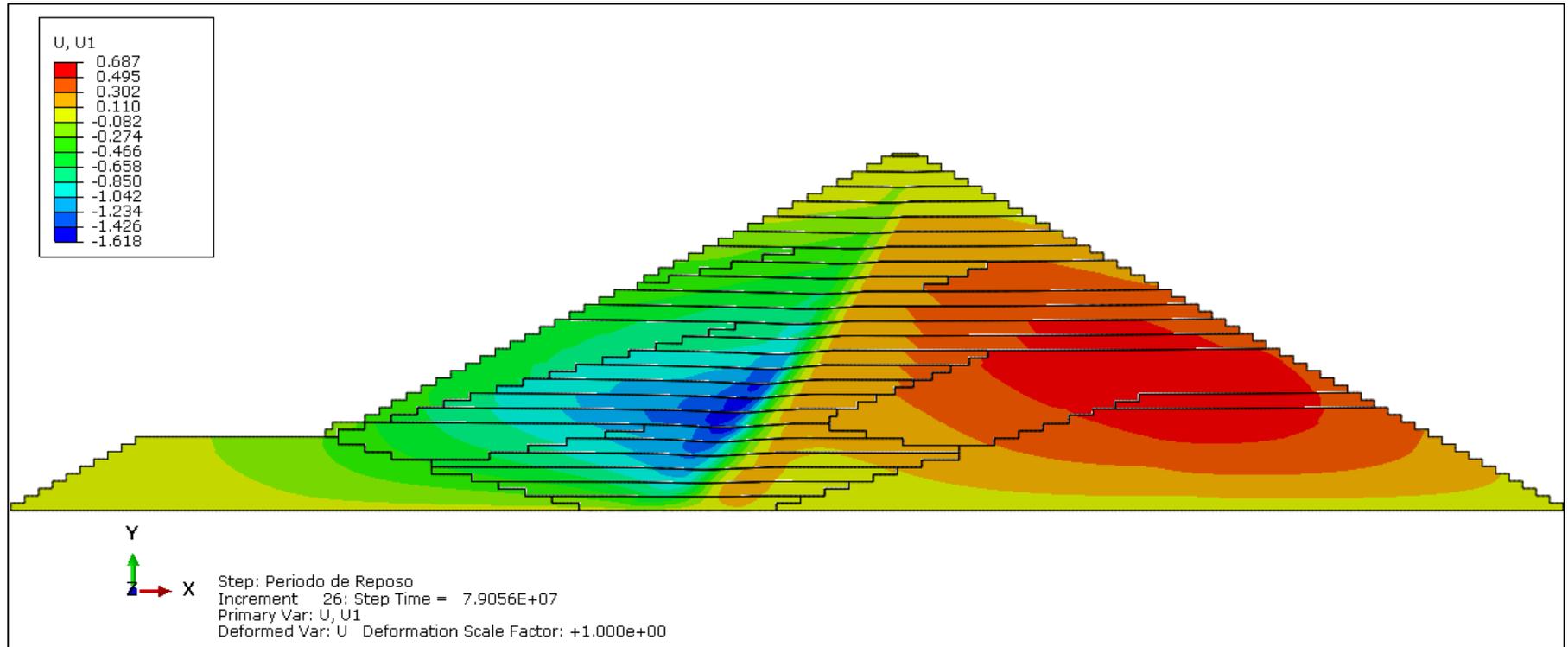
Anexo 5.4.6 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 6.



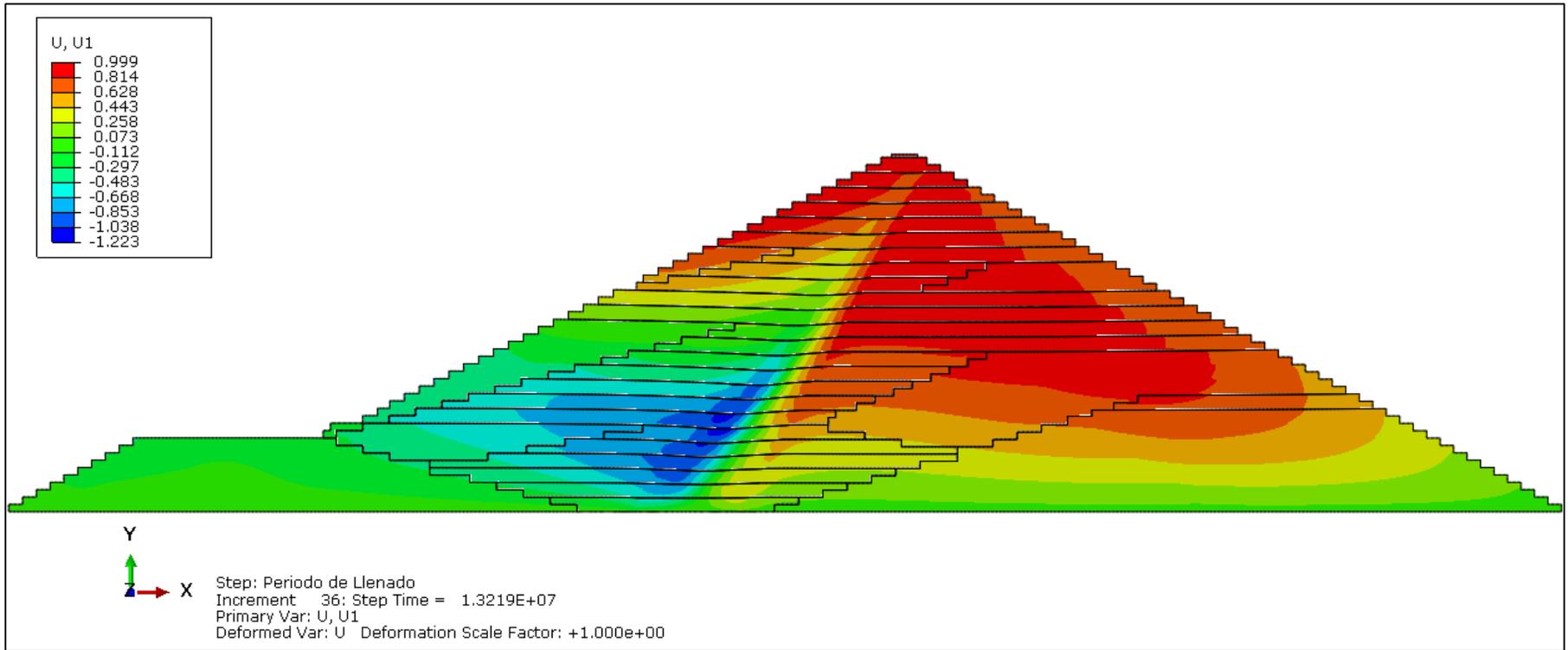
Anexo 5.4.7 – Desplazamiento Horizontal. Período de Construcción. Fase 7.



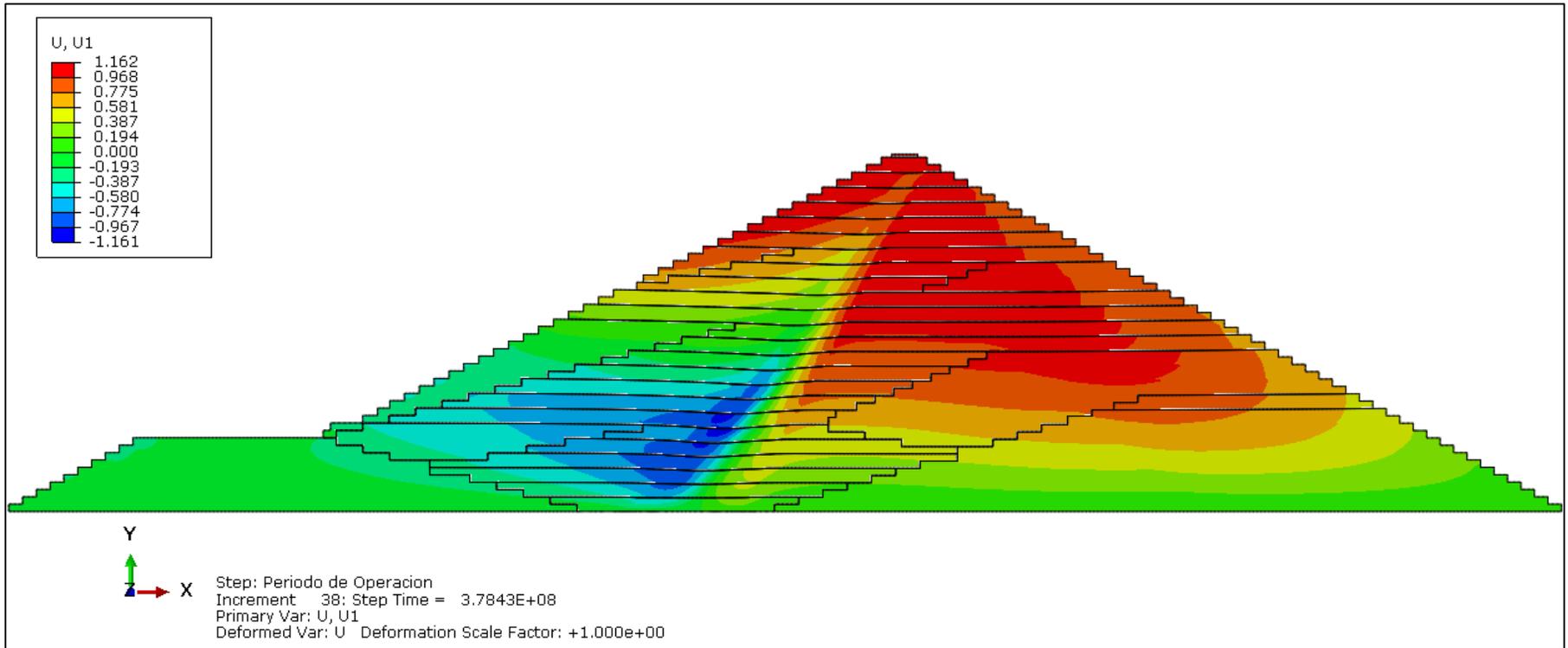
Anexo 5.4.8 – Desplazamiento Horizontal. Período de Reposo.



Anexo 5.4.9 – Desplazamiento Horizontal. Período de Llenado.

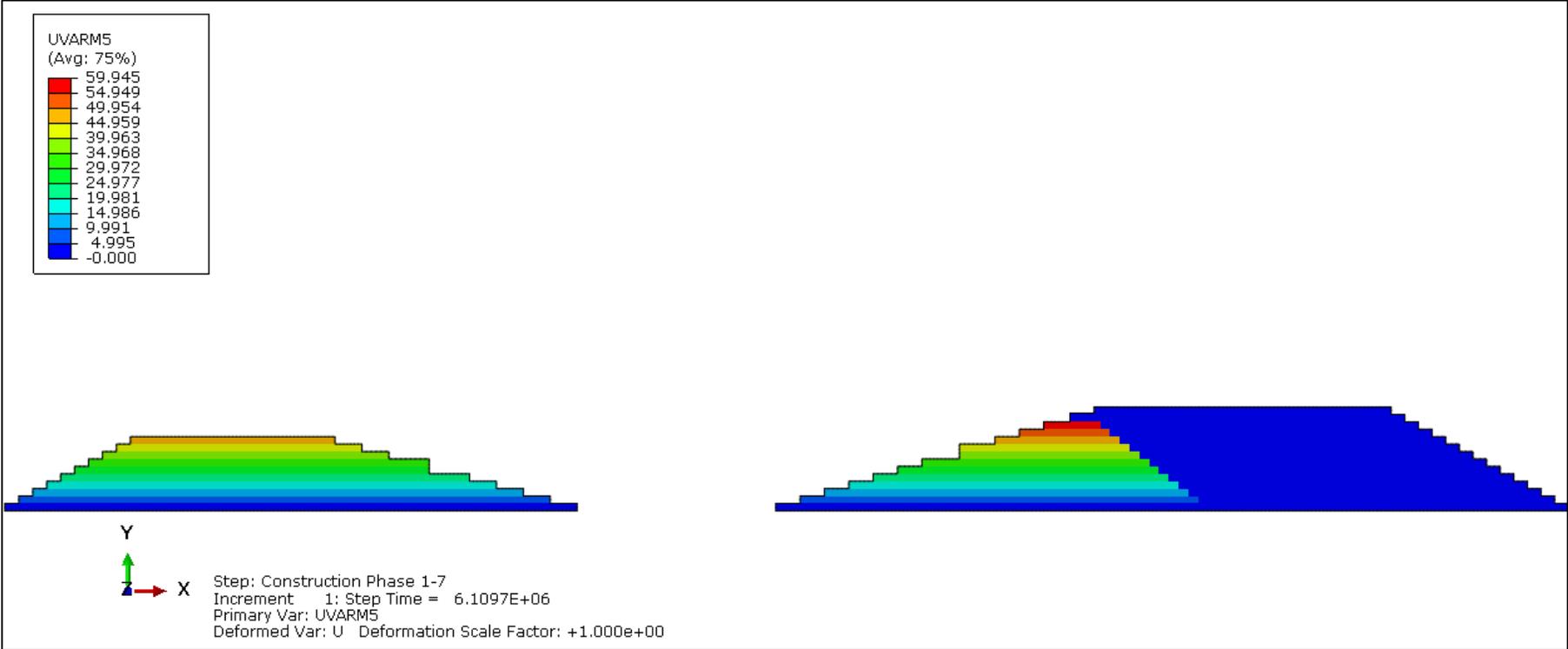


Anexo 5.4.10 – Desplazamiento Horizontal. Período de Operación.

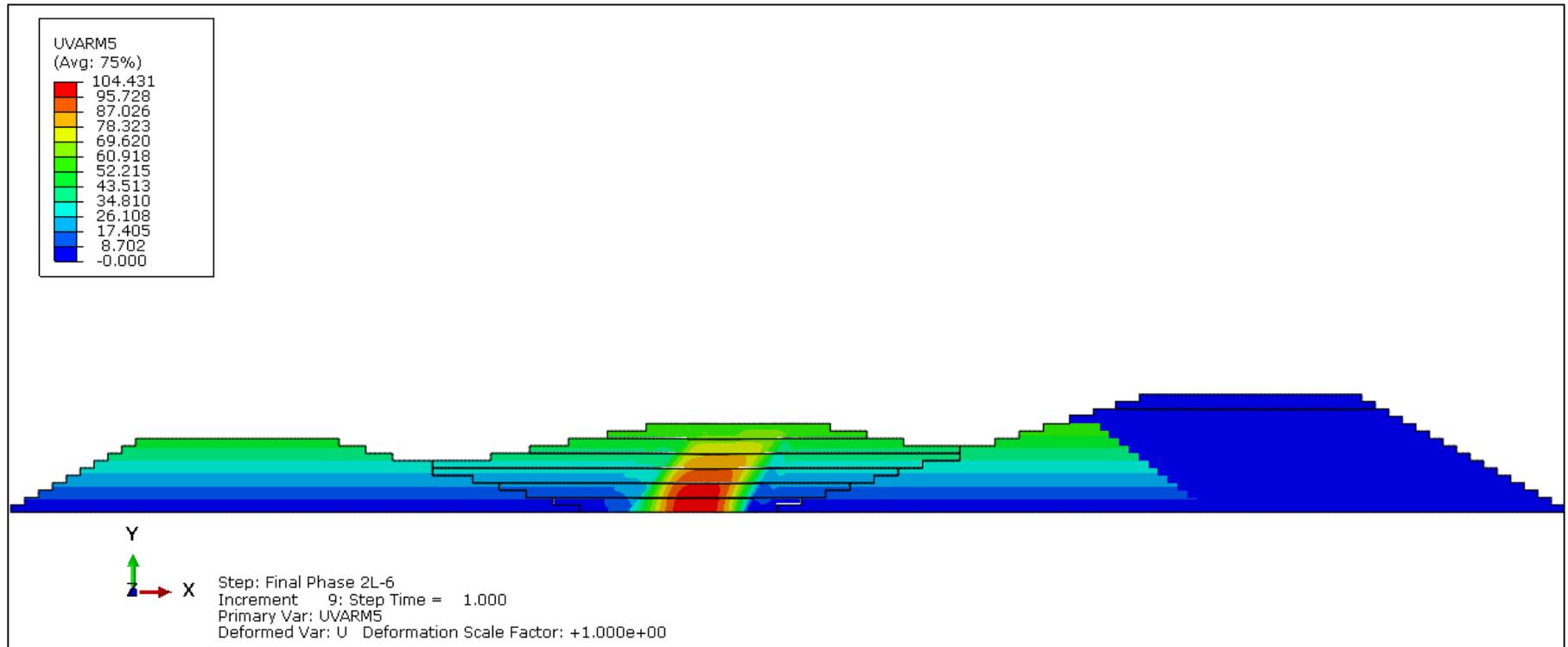


ANEXO 5.5
Modelación Numérica.
Resultados por Contornos.
Altura Piezométrica.

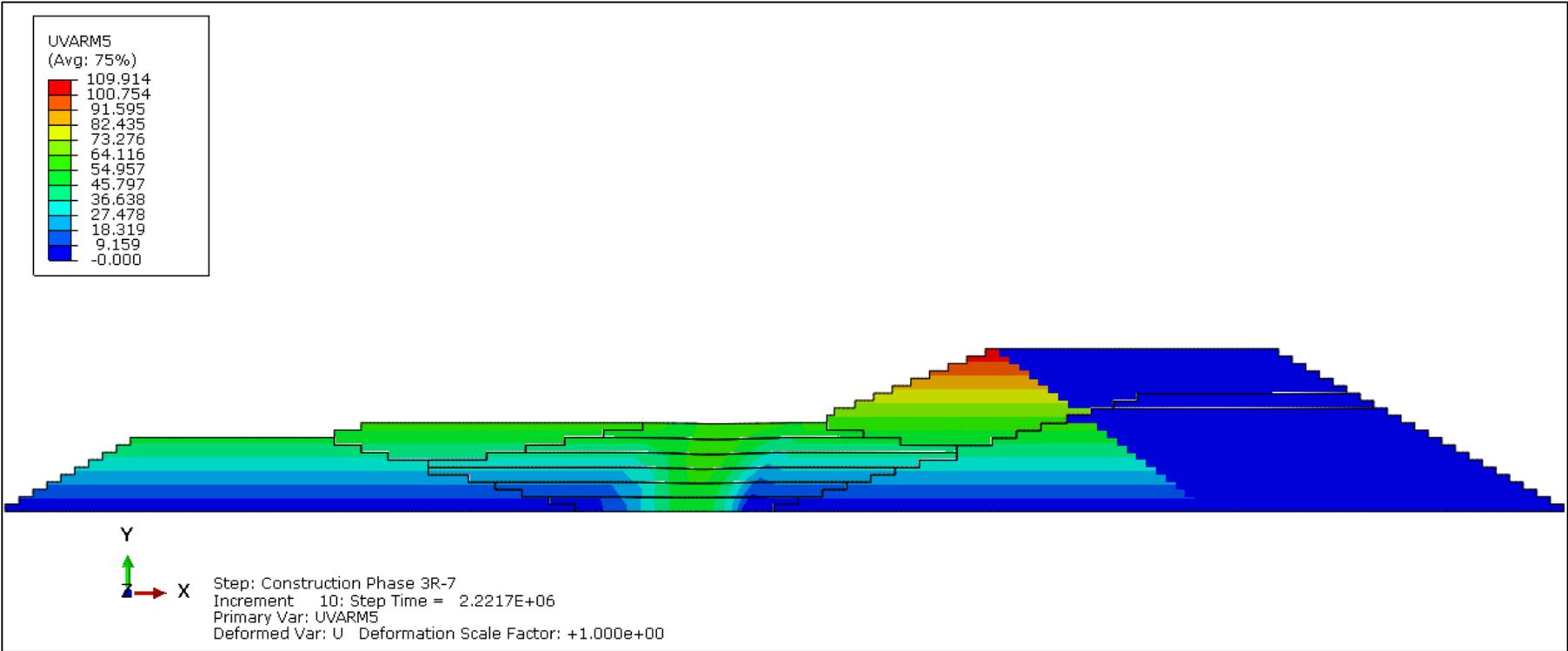
Anexo 5.5.1 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 1.



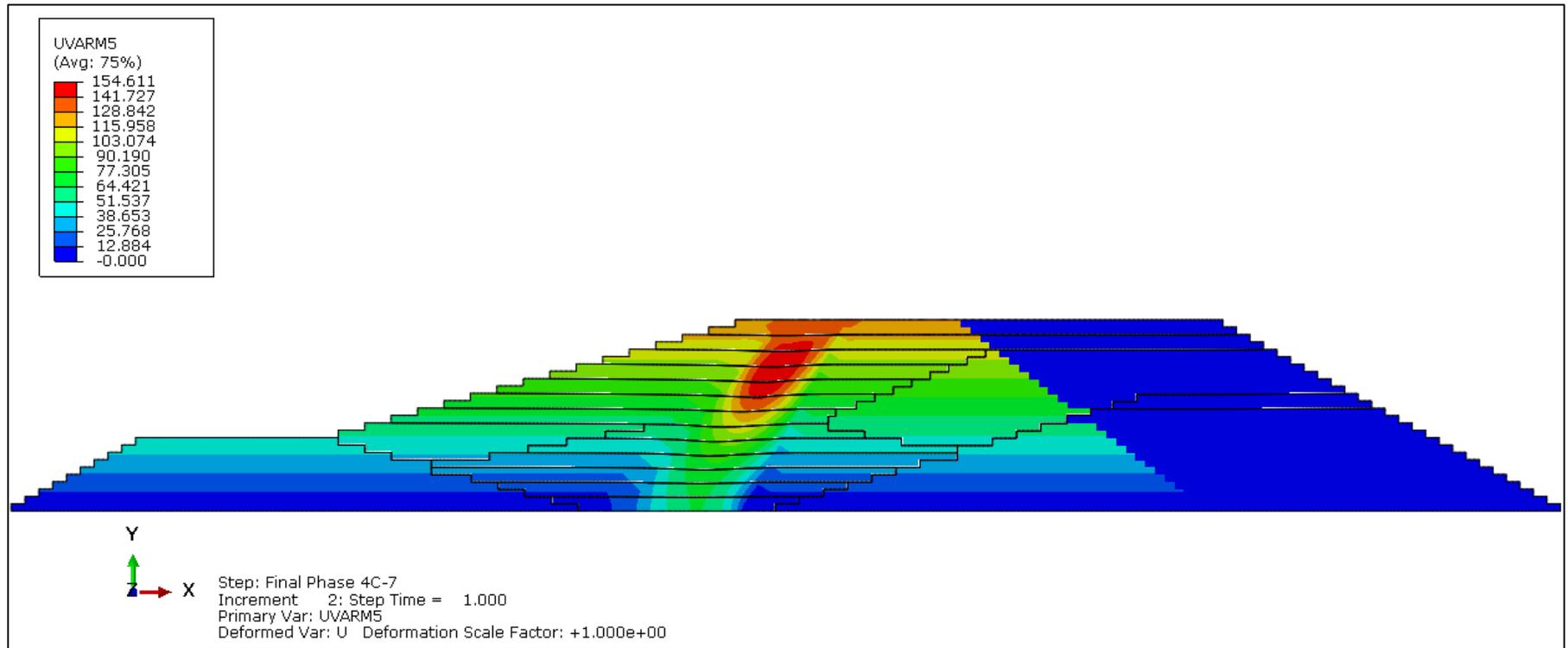
Anexo 5.5.2 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 2.



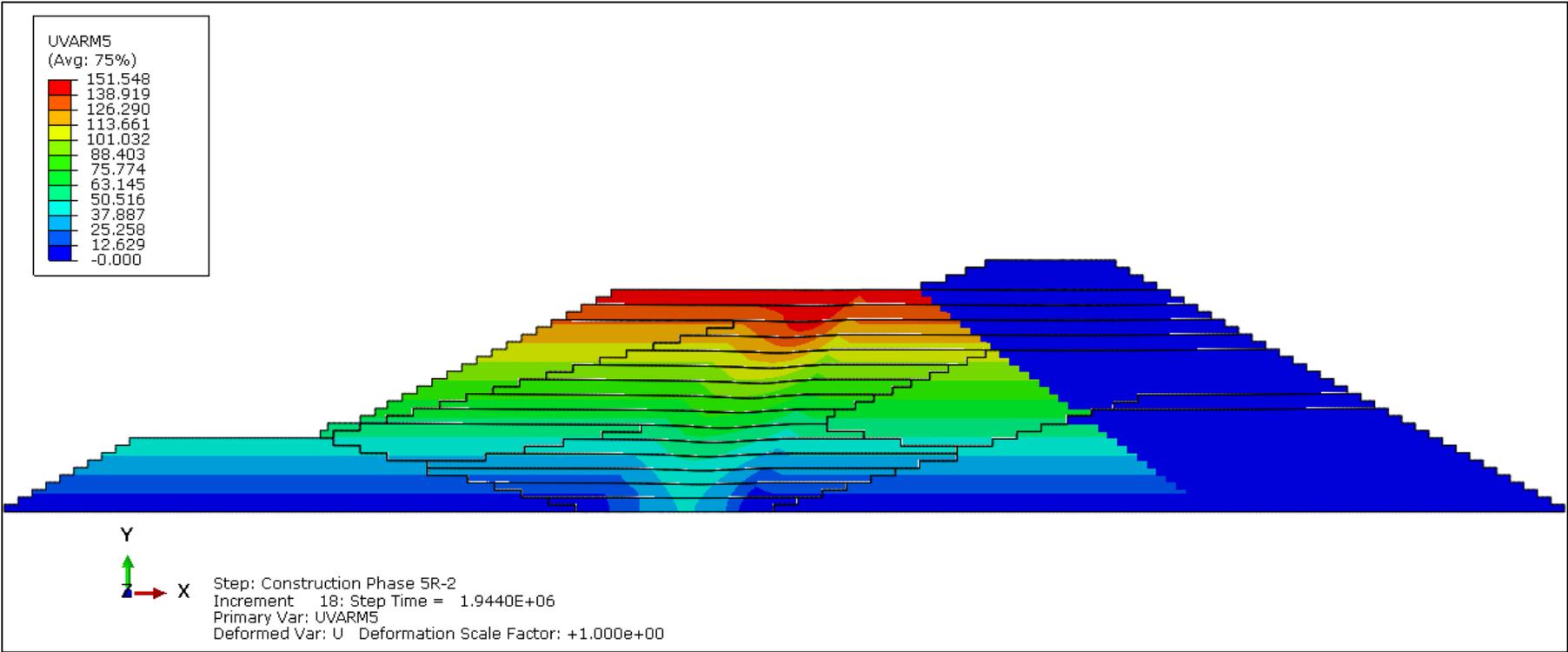
Anexo 5.5.3 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 3.



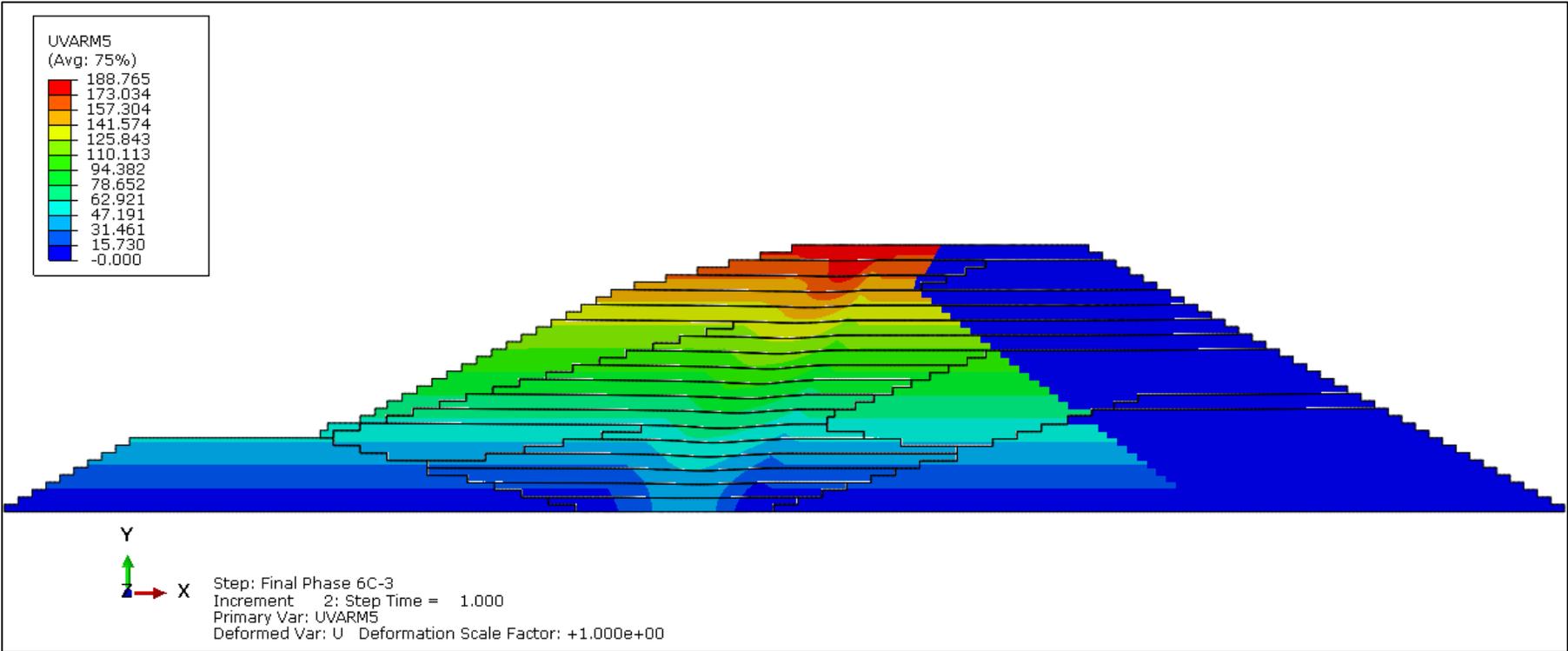
Anexo 5.5.4 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 4.



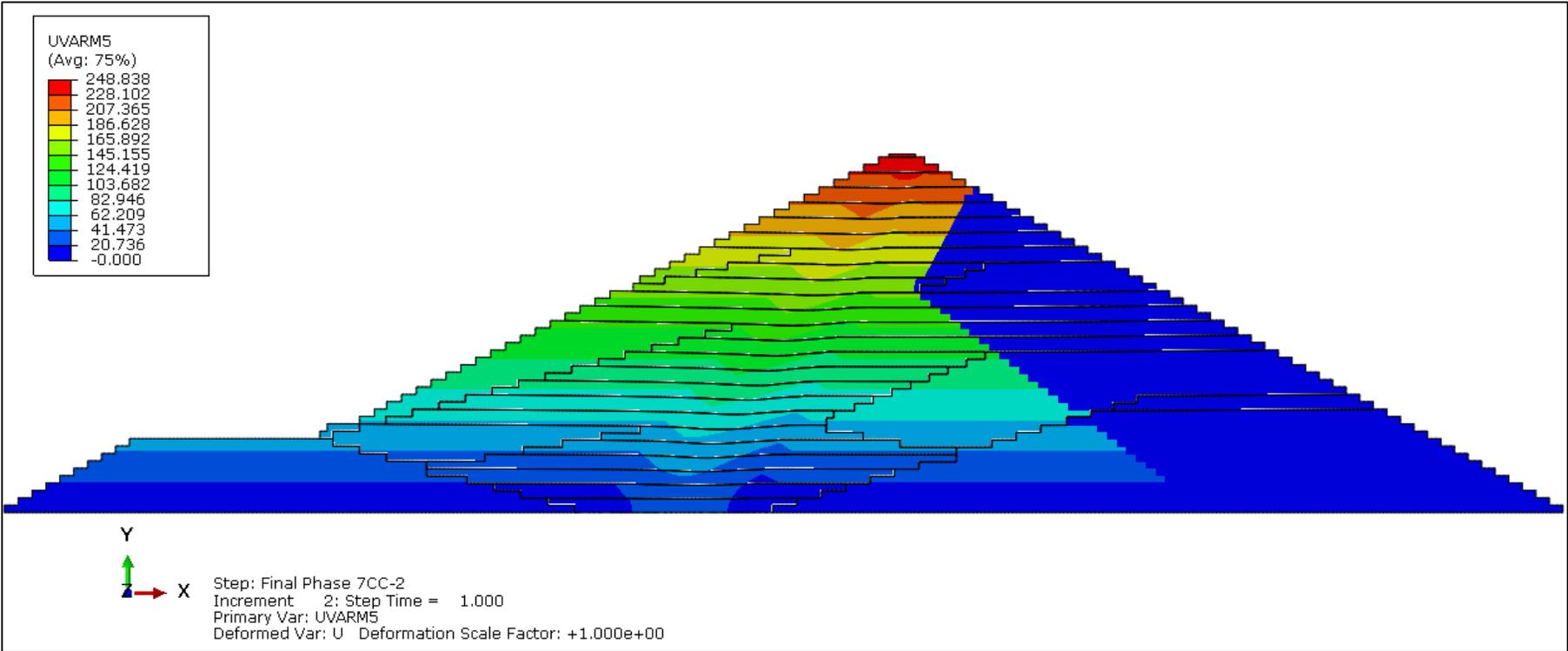
Anexo 5.5.5 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 5.



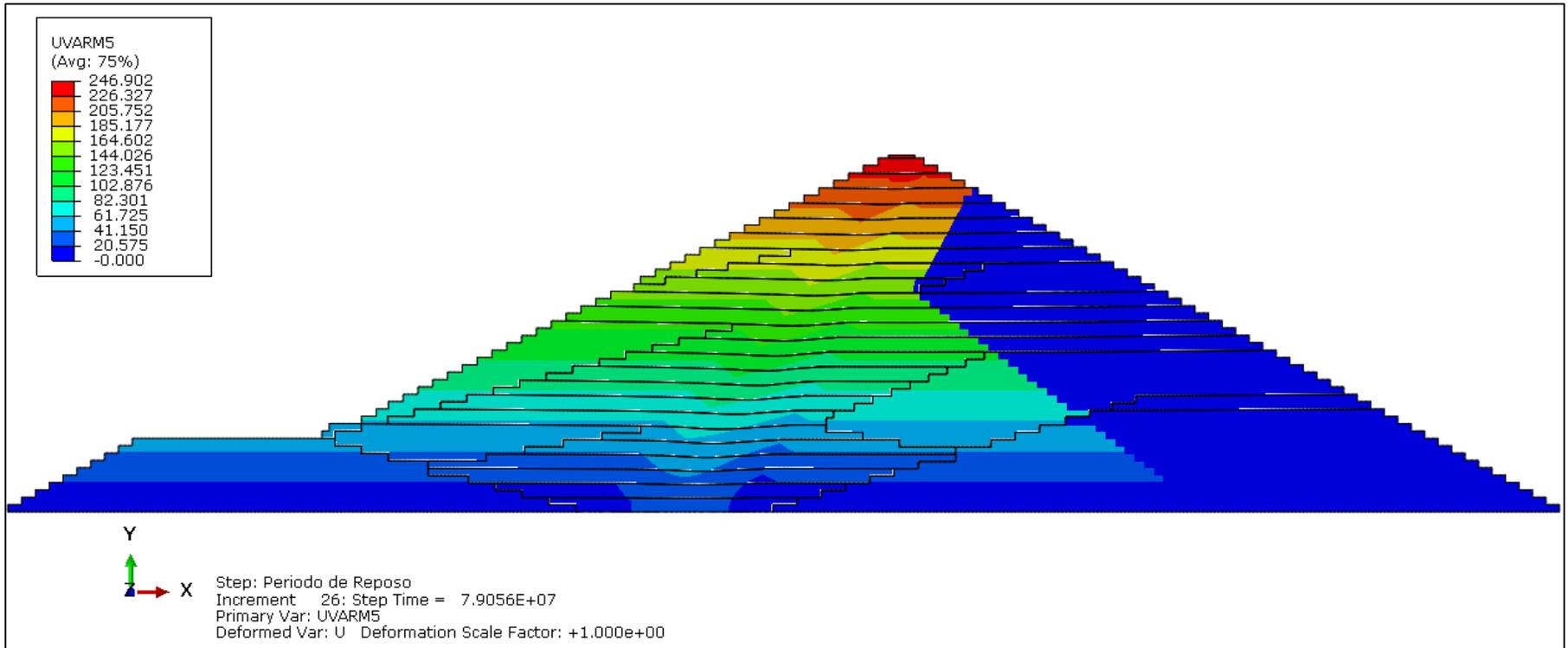
Anexo 5.5.6 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 6.



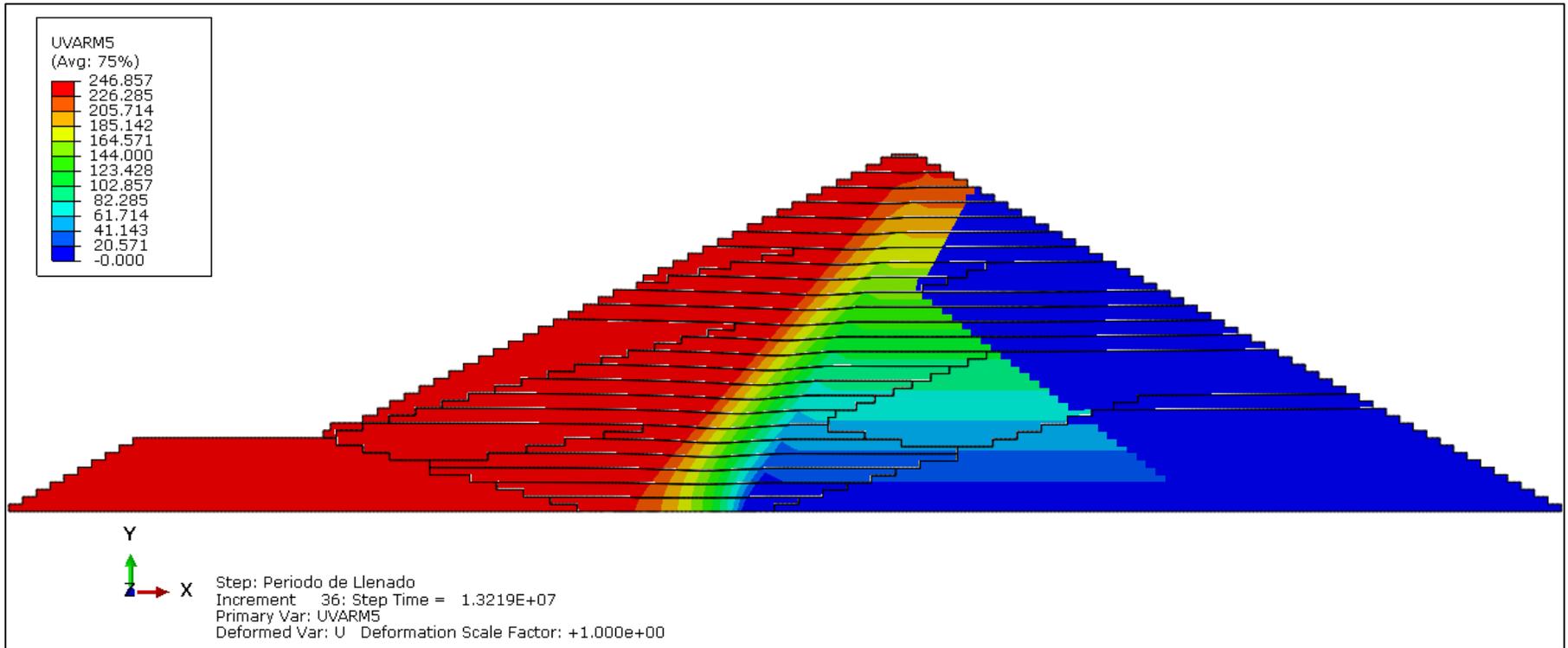
Anexo 5.5.7 – Altura Piezométrica. Período de Construcción. Fase 7.



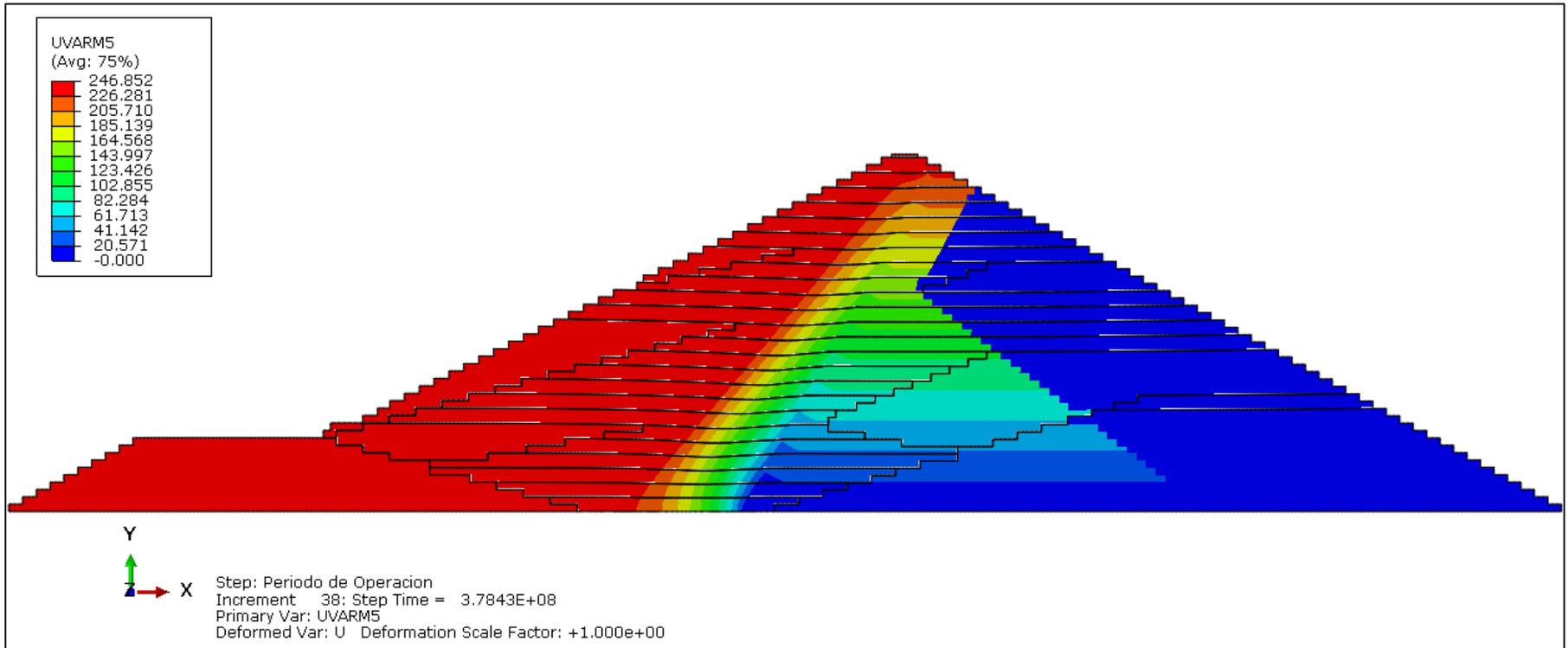
Anexo 5.5.8 – Altura Piezométrica. Período de Reposo.



Anexo 5.5.9 – Altura Piezométrica. Período de Llenado.

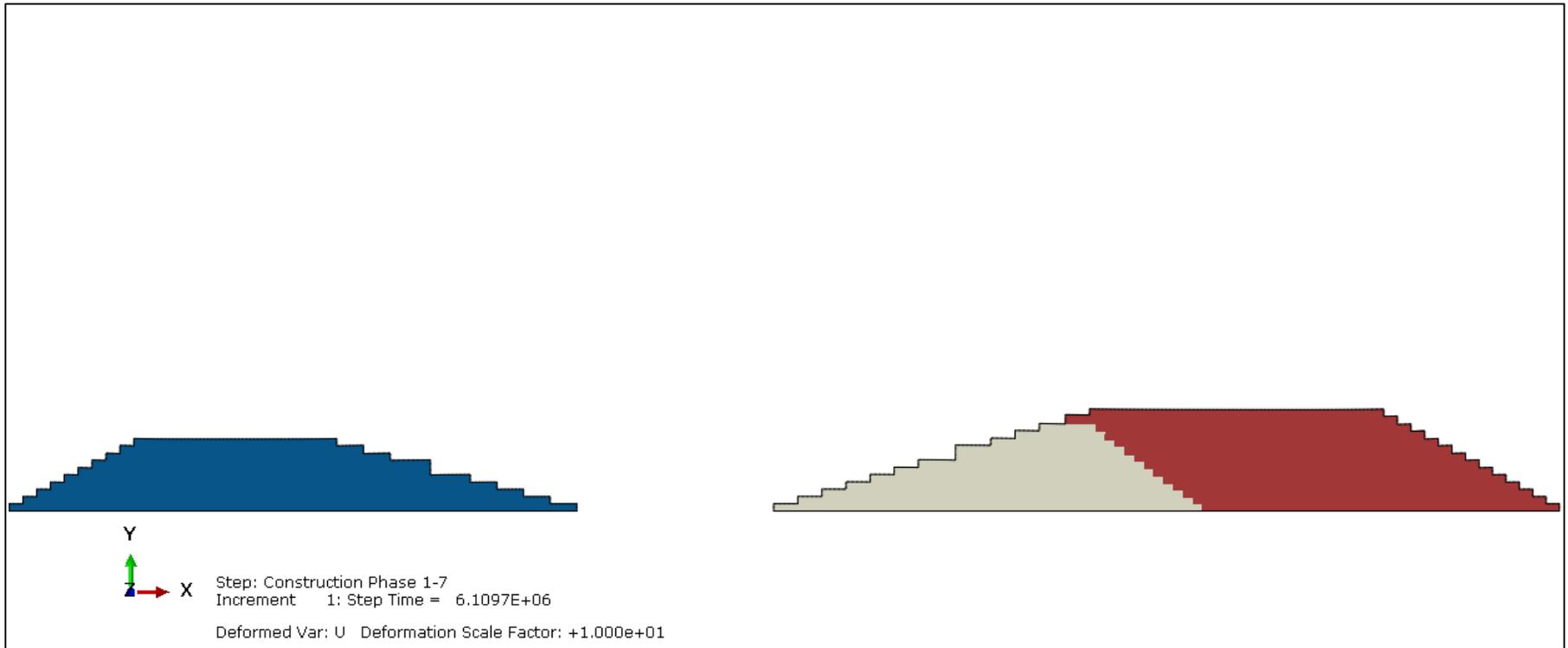


Anexo 5.5.10 – Altura Piezométrica. Período de Operación.

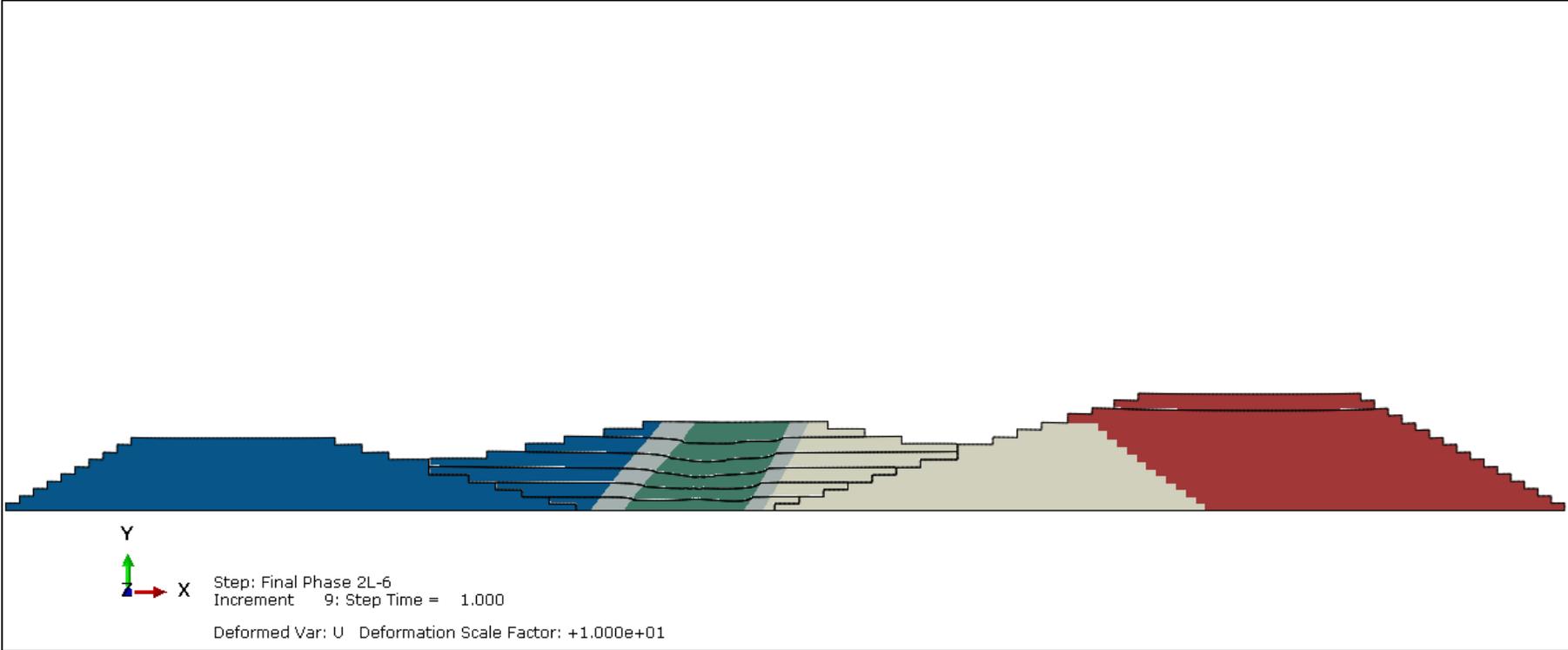


ANEXO 5.6
Modelación Numérica.
Resultados por Contornos.
Deformada.

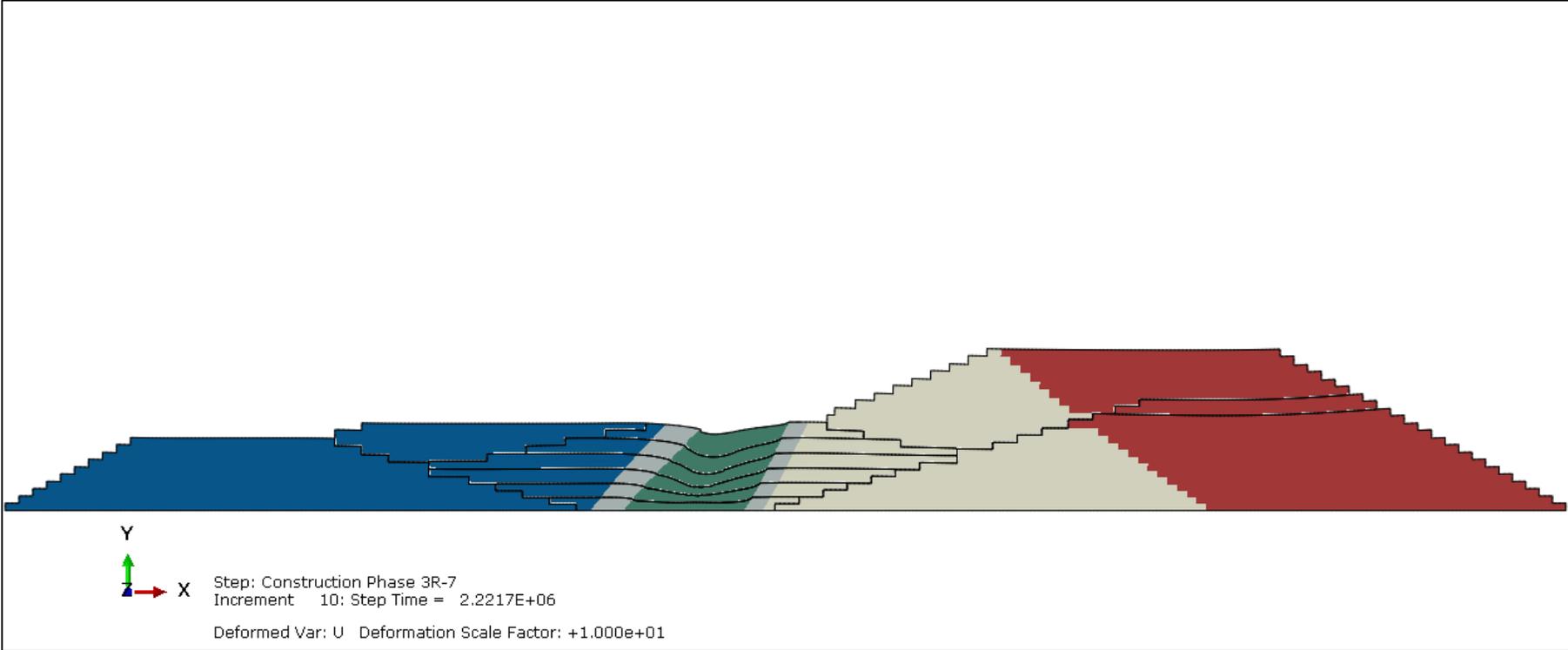
Anexo 5.6.1 – Deformada. Período de Construcción. Fase 1.



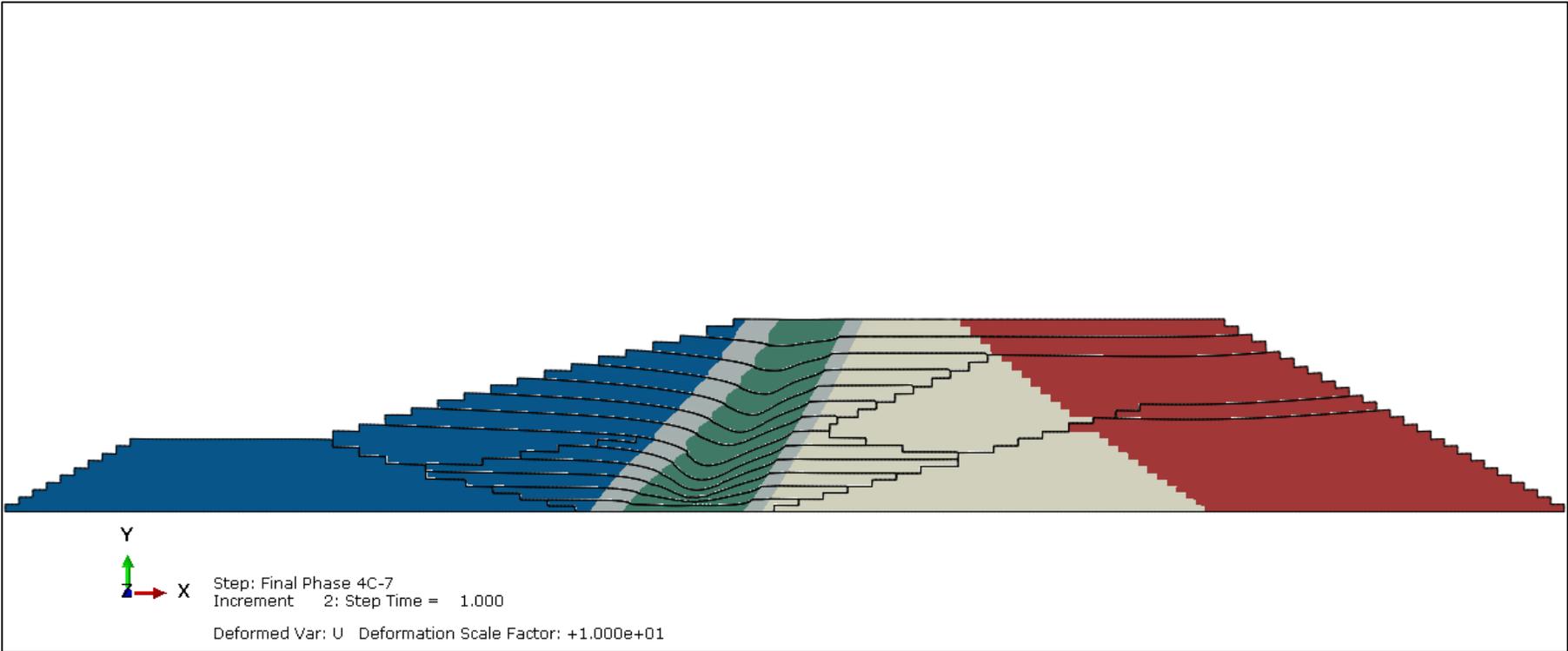
Anexo 5.6.2 – Deformada. Período de Construcción. Fase 2.



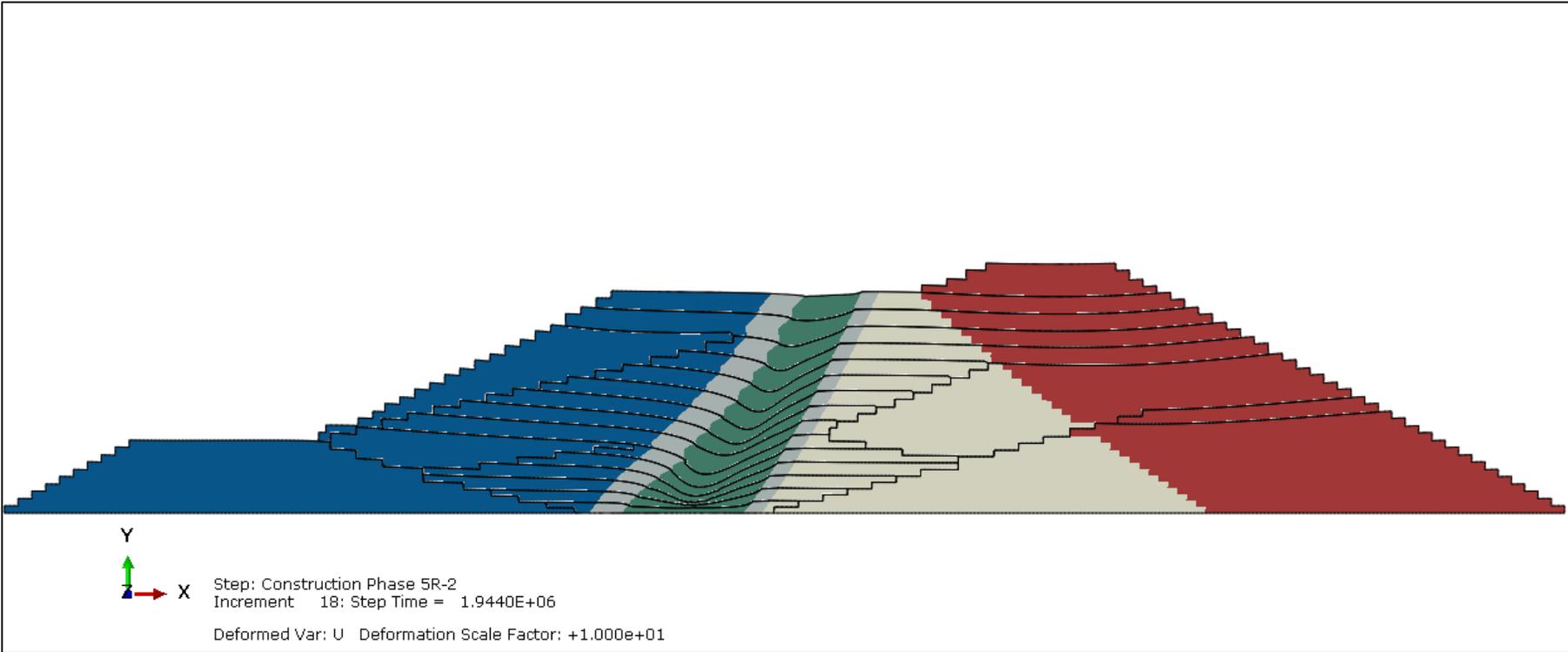
Anexo 5.6.3 – Deformada. Período de Construcción. Fase 3.



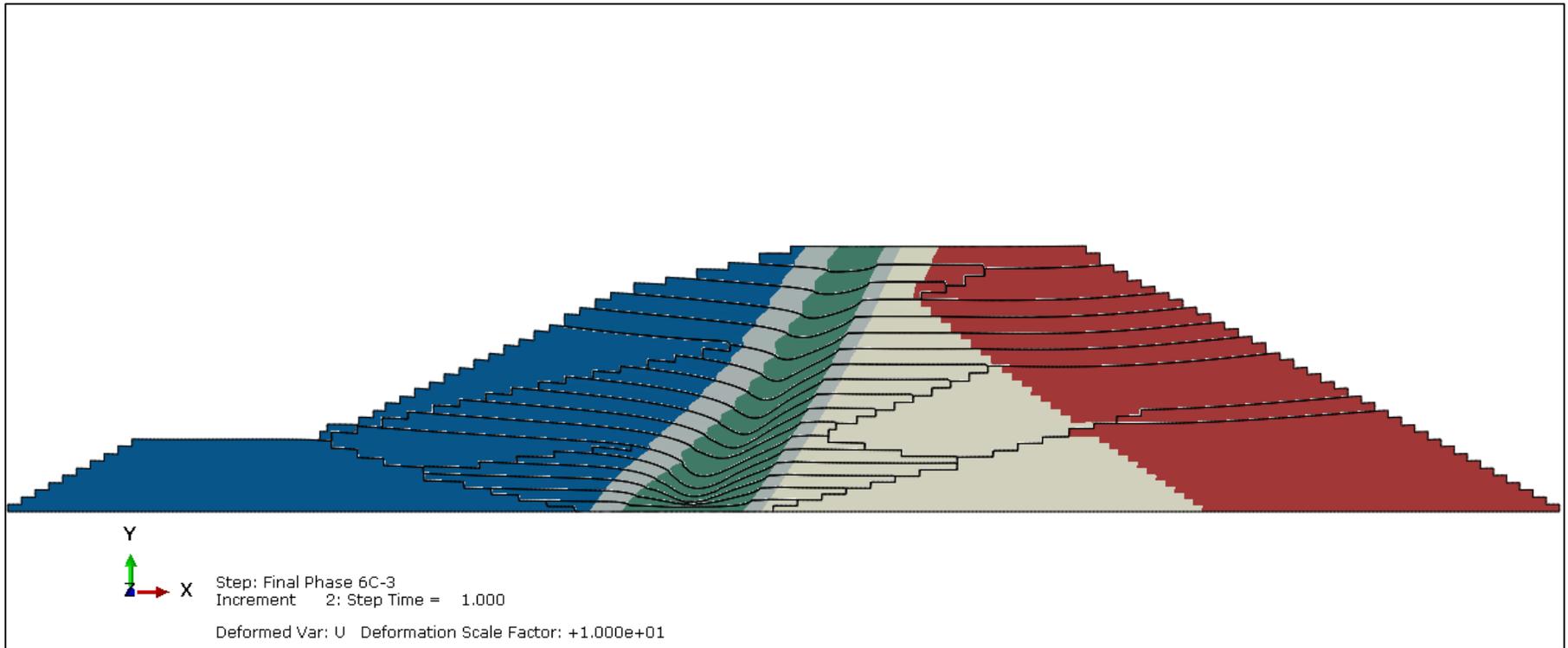
Anexo 5.6.4 – Deformada. Período de Construcción. Fase 4.



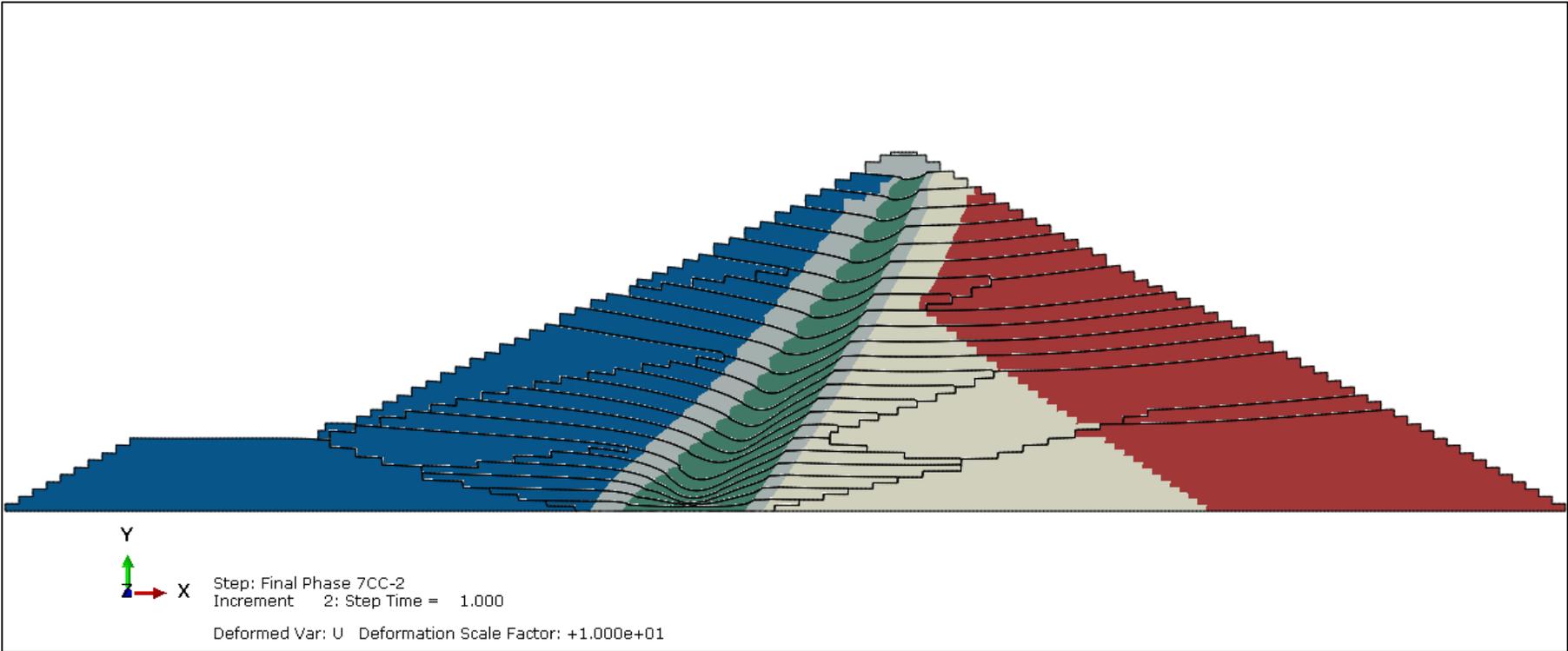
Anexo 5.6.5 – Deformada. Período de Construcción. Fase 5.



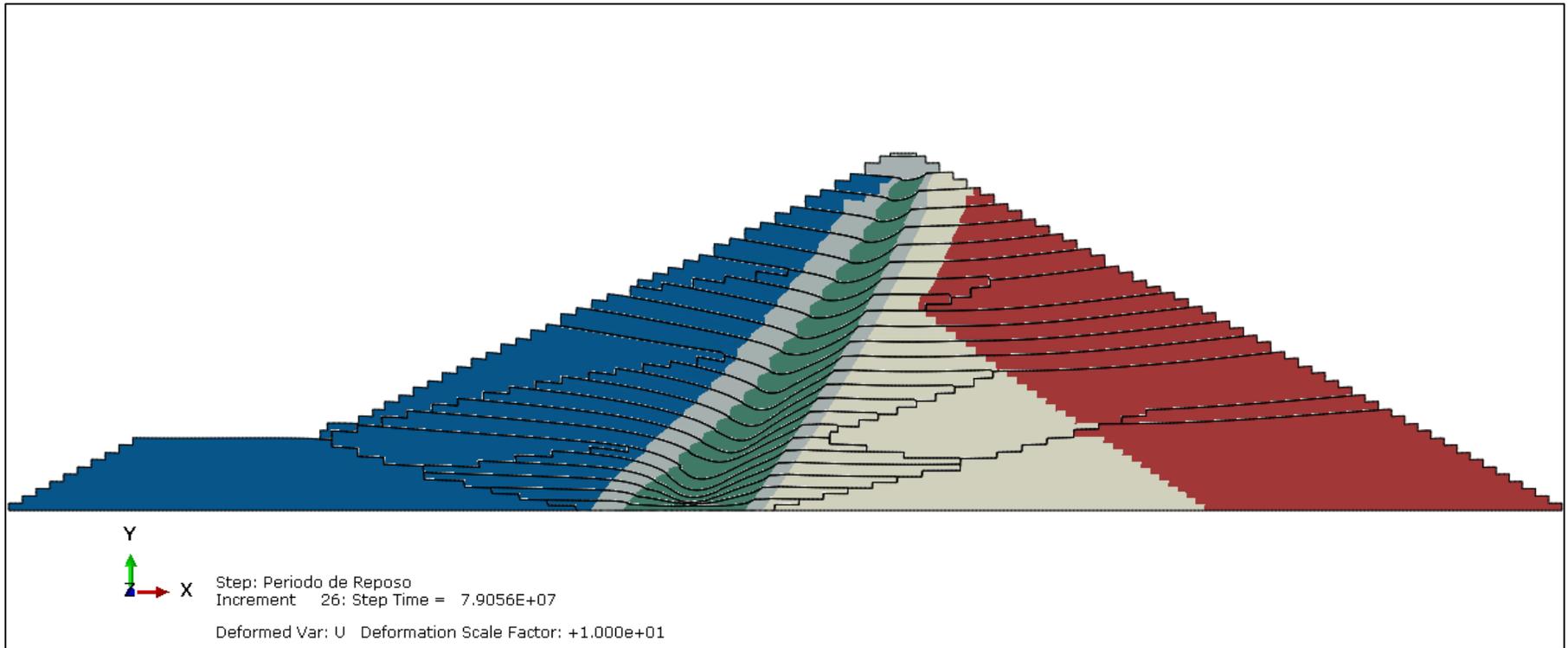
Anexo 5.6.6 – Deformada. Período de Construcción. Fase 6.



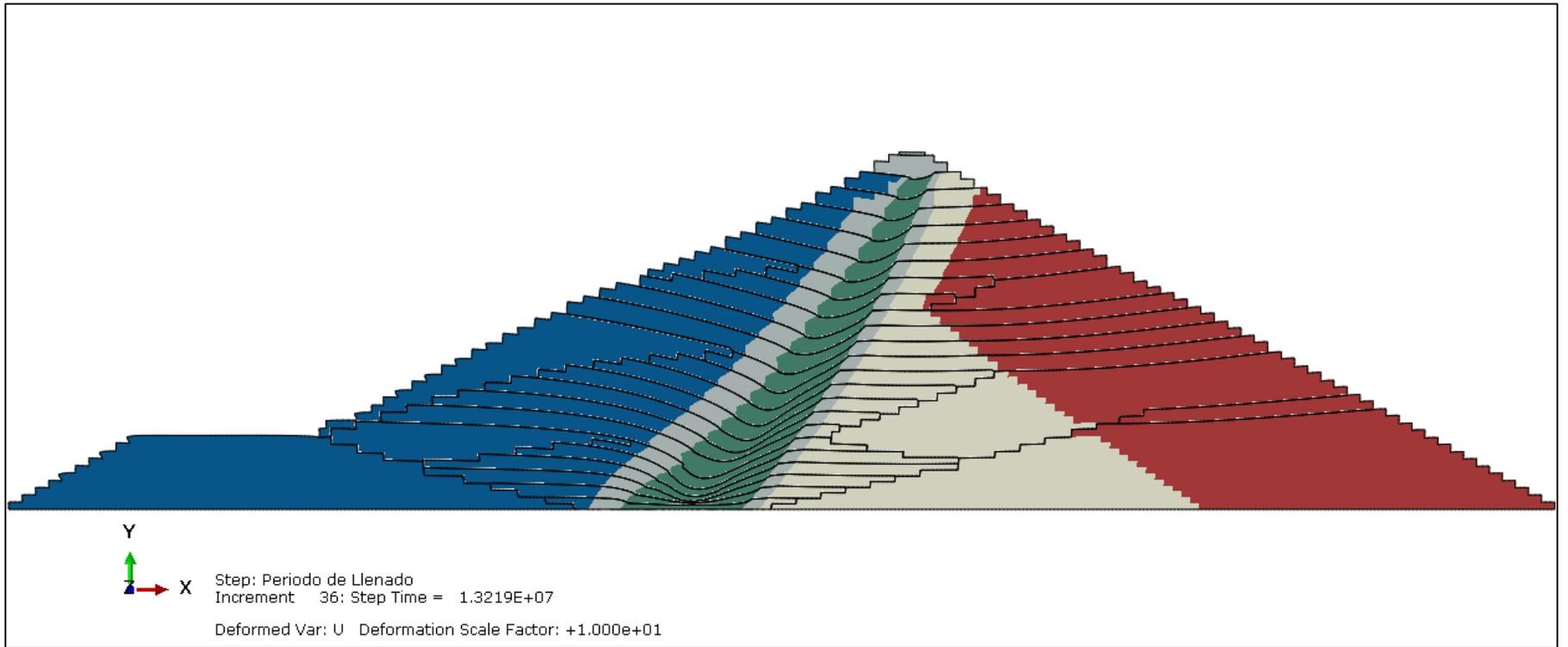
Anexo 5.6.7 – Deformada. Período de Construcción. Fase 7.



Anexo 5.6.8 – Deformada. Período de Reposo.



Anexo 5.6.9 – Deformada. Período de Llenado.



Anexo 5.6.10 – Deformada. Período de Operación.

