

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS,
GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL



“RETROANÁLISIS FÍSICO DE LA DEFORMACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y PRIMER EMBALSE EN EL CUERPO DE LA PRESA CUCHOQUESERA”

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

BACH. CIRO SULCARAYME GUERRA

ASESOR:

Msc.ING. ÁNGEL HUGO VÍLCHEZ PEÑA
AYACUCHO - PERÚ

2019

**“RETROANÁLISIS FÍSICO DE LA DEFORMACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN
Y PRIMER EMBALSE EN EL CUERPO DE LA PRESA CUCHOQUESERA”**

RECOMENDADO : 10 DE OCTUBRE DE 2019

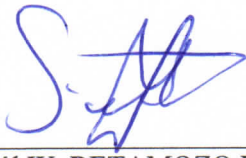
APROBADO : 25 DE OCTUBRE DE 2019




Dr. Ing. Efraín E. PORRAS FLORES
(PRESIDENTE)



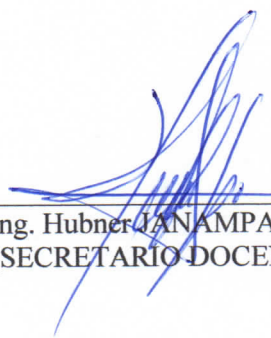
MSc. Ing. Moisés N. BARBARÁN ORIUNDO
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Saúl W. RETAMOZO FERNÁNDEZ
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Ángel H. VÍLCHEZ PEÑA
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Hubner JANAMPA PATILLA
(SECRETARIO DOCENTE)

Según el acuerdo constatado en el Acta, levantado el 25 de octubre de 2019, en la Sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **Ciro SULCARAYME GUERRA**, con la Tesis Titulado “ **RETROANÁLISIS FÍSICO DE LA DEFORMACIÓN DURANTE LA CONSTRUCCIÓN Y PRIMER EMBALSE EN EL CUERPO DE LA PRESA CUCHOQUESERA** ”, fue calificado con la nota de DIECISÉIS (16) por lo que se da la respectiva **APROBACIÓN**.

RECOMENDADO : 10 DE OCTUBRE DE 2019

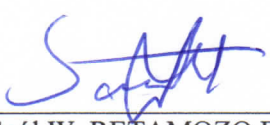
APROBADO : 25 DE OCTUBRE DE 2019




Dr. Ing. Efraín E. PORRAS FLORES
(PRESIDENTE)



MSc. Ing. Moisés N. BARBARÁN ORIUNDO
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Saúl W. RETAMOZO FERNÁNDEZ
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Ángel H. VÍLCHEZ PEÑA
(MIEMBRO)



MSc. Ing. Hubner JANAMPA PATILLA
(SECRETARIO DOCENTE)



**UNIVERSIDAD
NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

*Real, Pontificia y Nacional
1677*

Resumen

Esta investigación tiene como objetivo analizar la deformación física de la presa al final de la construcción y el primer embalse. Por cuestiones relacionadas a la seguridad de presas es importante realizar la evaluación y seguimiento para comparar con los diseños previamente realizados. En el estudio de la presa Cuchoquesera se analiza la deformación al final de la construcción y el periodo del embalse, se hace un análisis bidimensional por etapas constructivas con el software Plaxis 2D que emplea el método de los elementos finitos y modelos constitutivos para los suelos (Mohr Coulomb, Hardening soil). Finalmente la mayor deformación se da al final de la construcción y el primer embalse, con resultados bastante similares a lo registrado con la instrumentación.

Palabras claves : Monitoreo Geotécnico, Elementos Finitos, Mohr Coulomb, Hardening Soil, Presas, Plaxis 2D, Presa Cuchoquesera.

Abstract

This research aims to analyze the physical deformation of the dam at the end of the construction and the first reservoir. For issues related to the safety of dams, it is important to carry out the evaluation and monitoring to compare with the previously made designs. In the study of the Cuchoquesera dam, the deformation at the end of the construction and the period of the reservoir is analyzed, a two-dimensional analysis is made by constructive stages with the 2D Plaxis software that uses the finite element method and constitutive models for soils (Mohr Coulomb, Hardening soil). Finally the greatest deformation occurs at the end of the construction and the first reservoir, with quite similar results to what is registered with the instrumentation

keywords: Geotechnical Monitoring, Finite Elements, Mohr Coulomb, Hardening Soil, Dams, 2D Plaxis, Cuchoquesera Dam.

Introducción

La presente investigación se refiere al estudio del comportamiento de la presas de enrocado con núcleo de arcilla, estas presas son estructuras importantes por que ofrecen beneficios incuestionables a la sociedad, sin embargo estas obras pueden generar grandes catástrofes, por lo que los procedimientos de monitoreo son importantes para la evaluación y seguimiento del comportamiento de dichas estructuras.

Esta investigación se realizó por cuestiones relacionadas con el tema de seguridad de presas y el interés de hacer el seguimiento de la deformación en el cuerpo de la presa durante la etapa de construcción y el primer embalse. El monitoreo es fundamental en esta etapa pero no son suficientes para garantizar un operación segura.

Durante el desarrollo de la investigación, se recopiló datos de informes geotécnicos que contempla los análisis de las propiedades físicas y de resistencia de los materiales de préstamo y de cimentación, también se obtienen parámetros geotécnicos para los modelos constitutivos a partir de fuentes bibliográficas especializadas por que en la región y el país no es común realizar ensayos triaxiales para los materiales de enrocado.

La finalidad es representar el modelo físico del proceso constructivo y el llenado del embalse, lo que en la realidad se da por capas de relleno y laminas de agua, respectivamente. La comparación entre los instrumentos de medición y los obtenidos por modelamiento numérico se realizaron para dos escenarios, el primero al final de la etapa constructiva y el segundo al final del proceso de llenado del embalse. En los análisis numérico el modelo constitutivo es la base mas importante de análisis a fin de representar la respuesta no lineal del comportamiento de los materiales de acuerdo a las diferentes condiciones.

El modelo se desarrolló en el software geotécnico especializado PLAXIS 2D, donde se incorporan las diferente etapas de construcción y el llenado del embalse, el cálculo se realiza con el empleo del método de los elementos finitos y los modelos constitutivos de los materiales.

Teniendo en cuenta lo anterior se realizó la comparación la deformación con la medición de la instrumentación y los resultados obtenidos por modelamiento al

final del llenado del embalse, obteniendo resultados favorables.

El trabajo de investigación está organizado de la siguiente manera:

Capítulo uno - Planteamiento del problema: descripción del problema, delimitación del problema (se detalla la zona que se eligió para el desarrollo de la investigación), formulación del problema, justificación e importancia, limitaciones de la investigación y objetivos.

Capítulo dos - Marco teórico: se da a conocer los antecedentes de las investigaciones nacionales e internacionales concernientes a la deformación durante la etapa de construcción y embalse en presas, se desarrolla las bases teóricas y el marco conceptual.

Capítulo tres - Método de la investigación: se describe las etapas de desarrollo de la investigación con un enfoque cuantitativo y tiene un alcance descriptivo y correlacional, se delimita la población y muestra de estudio, se describe la hipótesis, se operacionaliza las variables, se hace uso de técnicas y la metodología para llegar al objetivo planteado en la investigación, finalmente se desarrolla el trabajo de tesis.

Capítulo cuatro - Resultados: contrastación de hipótesis, análisis e interpretación de resultados, presentan los resultados del análisis de las variables identificadas, resultados obtenidos del modelamiento y lo registrado por la instrumentación geotécnica, finalmente se realiza la evaluación estadística de los datos obtenidos por modelamiento y la instrumentación.

Capítulo cinco - Conclusiones y recomendaciones: se presenta, según la experiencia adquirida durante el desarrollo de la presente tesis, sobre la deformación durante la etapa de construcción y el primer embalse y se plantean líneas de futuras investigaciones desarrollar.

Referencias bibliográficas: Se presenta información de las literaturas consultadas, citados durante el desarrollo de la tesis.

Anexos: contiene información complementaria.

Dedicatoria

...A mis Padres Rosa y Valeriano. Gracias hermanas Magda, Clelia por estar siempre conmigo porque su apoyo a sido esencial en todo este proceso.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga mi alma máter y a la Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Civil, por acogerme en sus aulas durante mis años de formación profesional.

Al Msc. Ángel Hugo Vilchez Peña, por su apoyo y orientación con sus acertadas sugerencias en la elaboración de esta tesis.

Al Personal que labora en la oficina de OPEMAN-GRA por brindarme la información necesaria para el desarrollo de esta investigación.

A mi familia quienes me brindaron su apoyo durante todo el proceso de mi formación académica.

A mis amigos con quienes compartimos las aulas universitarias y que me brindaron su recomendación y colaboración durante todo este proceso.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, JUNIO DE 2019

Bach. Ciro Sulcarayme Guerra

Índice General

Resumen	ii
Índice General	vii
Índice de Figuras	xii
Índice de tablas	xvi
Glosarios	xix
Acrónimos	xxi
Símbolos	xxii

Capítulo I

Planteamiento del Problema	1
1.1. Descripción del problema	1
1.1.1. Descripción del problema mundial	1
1.1.2. Descripción del problema nacional	3
1.1.3. Descripción del Problema Regional	4
1.2. Delimitación del problema	5
1.2.1. Delimitación Espacial	5
1.2.2. Delimitación Temporal	5
1.2.3. Temática y unidad de análisis	5
1.3. Formulación del problema	5
1.3.1. Problema general	5
1.3.2. Problemas específicos	5
1.4. Justificación e importancia	6
1.5. Limitaciones de la investigación	6
1.6. Objetivos	7
1.6.1. Objetivo general	7
1.6.2. Objetivos específicos	7

Capítulo II

Marco Teórico	8
2.1. Antecedentes	8
2.1.1. A nivel internacional	8
2.1.2. A nivel nacional	8
2.1.3. A nivel local	9

2.2. Deformación en Presas	9
2.2.1. Comportamiento durante la construcción	10
2.2.1.1. Distribución de los Asentamientos	10
2.2.1.2. Influencia de anisotropía en el asentamiento	13
2.2.1.3. Transferencia de cargas	13
2.2.1.4. Aspectos generales de compresibilidad	16
2.2.2. Comportamiento durante el embalse	20
2.2.2.1. Comportamiento durante el primer embalse	20
2.2.3. Efectos de primer llenado en presas zonificadas	21
2.2.3.1. Presión hidrostática en núcleo	21
2.2.3.2. Presión hidrostática en cimentación y subpresión en núcleo.	22
2.2.3.3. Subpresión ascendente.	22
2.2.3.4. Colapso debido a saturación	22
2.3. Instrumentación geotécnica.	23
2.3.1. Niveles de instrumentación	23
2.3.2. Instrumento para medir niveles y presiones de agua	24
2.3.2.1. Piezómetro de cuerda vibrante.	24
2.3.2.2. Piezómetro de casa grande.	24
2.3.3. Instrumento para medir deformación interna.	25
2.3.3.1. Celdas de asentamiento	25
2.3.3.2. Inclínómetro vertical	26
2.4. Método de análisis de la deformación en presas	27
2.4.1. Elementos Finitos.	27
2.4.1.1. Elasticidad Bidimensional	28
2.4.1.2. Funciones de desplazamiento	29
2.4.1.3. Matriz de rigidez del elemento	30
2.4.1.4. Vector de fuerzas nodales equivalente	31
2.4.1.5. Matriz de rigidez completa	31
2.4.1.6. Respuesta de la estructura	32
2.4.1.7. Elementos Lagrangianos (PLAXIS 2D)	32
2.4.2. Modelos Constitutivos	33
2.4.2.1. Modelo Lineal Elástico	34
2.4.2.2. Modelo Mohr Coulomb	35
2.4.2.3. Modelo Hiperbólico.	36
2.4.2.4. Modelo Hardening Soil(Plasticidad con endurecimiento).	39
2.4.2.5. Modelos constitutivos en PLAXIS 2D	41

Capítulo III

Método de la Investigación	43
3.1. Enfoque	43
3.2. Alcance	43
3.3. Diseño de investigación.	43
3.4. Población y muestra	44
3.4.1. Población	44
3.4.2. Muestra	45
3.5. Hipótesis	46
3.5.1. Hipótesis general	46
3.5.2. Hipótesis específicas	46
3.6. Operacionalización de variables	46
3.7. Técnicas e instrumentos.	47
3.7.1. Técnicas	47
3.7.2. Instrumentos.	48
3.8. Validación de modelo: Sao Simao (Brasil)	49
3.8.1. Antecedentes presa Sao Simao	49
3.8.2. Dique izquierdo presa Sao Simao	50
3.8.3. Instrumentación dique izquierdo 03+160 Sao Simao	51
3.8.4. Análisis de sección izquierda 03+160 Sao Simao	51
3.8.4.1. Parámetros geotécnicos de los materiales dique izquierdo 03+160. .	52
3.8.5. Simulación de etapa constructiva.	54
3.8.6. Análisis comparativo modelamiento-Instrumentacion geotécnica	55
3.8.6.1. Deformación Vertical(Celdas de asentamiento).	55
3.8.6.2. Deformación Horizontal (Inclinómetro)	60
3.9. Aplicación de la validación	62
3.9.1. Presa Cuchoquesera	62
3.9.2. Instrumentación Geotécnica.	63
3.9.2.1. Instrumentación dique izquierdo 0+420	64
3.9.3. Materiales del cuerpo de la presa Cuchoquesera	70
3.9.4. Proceso constructivo del dique de la presa	79
3.9.5. Relleno de los diques	79
3.9.6. Consideraciones para el modelamiento bidimensional	81
3.9.7. Validación de la deformación vertical	82
3.9.8. Modelamiento Presa Cuchoquesera.	85
3.9.8.1. Modelamiento por etapa constructiva	86

3.9.8.2. Durante la etapa del primer llenado	87
Capítulo IV	
Resultados	89
4.1. Dique izquierdo sección 0+420-Cuchoquesera	89
4.1.1. Puntos y sección de análisis dique izquierdo	89
4.1.1.1. Deformación vertical	89
4.1.1.2. Deformación horizontal	89
4.2. Contrastación de Hipótesis	90
4.3. Análisis de resultados por etapa constructiva	93
4.3.1. Estado de esfuerzo	93
4.3.2. Rigidez de los materiales	94
4.3.3. Deformación vertical	95
4.3.4. Deformación horizontal	100
4.4. Análisis de resultados durante el primer embalse	103
4.4.1. Esfuerzo efectivo	103
4.4.2. Rigidez de materiales	104
4.4.3. Deformación vertical	104
4.4.4. Deformación horizontal	107
4.4.5. Deformación total	110
4.4.6. Análisis de comparativo de la deformación 0+420-Dique izquierdo	110
4.4.6.1. Deformación vertical	111
4.4.6.2. Deformación horizontal	112
4.5. Comparación entre instrumentación y modelamiento	113
4.5.1. Deformación vertical	113
4.5.2. Deformación horizontal	118
Capítulo V	
Conclusiones y recomendaciones	120
Conclusiones	120
Recomendaciones	120
Trabajos futuros	121
Referencias bibliográficas	122
Referencias	122
Anexo A	
Matriz de consistencia	125
Anexo B	

Geotecnia	127
B.1. Geotecnia de Cimentacion.....	127
B.1.1. Morfología y Litología	127
B.1.2. Parámetros físicos	128
B.1.3. Parámetros de Resistencia.....	129
B.2. Material de préstamo.....	130
B.2.1. Cantera de Roca	130
B.2.2. Cantera de Material Impermeable.....	130
B.2.2.1. Parámetros físicos	130
B.2.2.2. Parámetros de Resistencia.....	131
B.2.2.3. Módulos de Elasticidad.....	132
B.2.2.4. Cantera de filtros de transición	134
Anexo C	
Instrumentación geotécnica	135
C.3. Celdas de Asentamiento	135
C.4. Inclínómetros.....	137
Anexo D	
Ubicación de Cantera de roca	139

Índice de Figuras

Figura 1	Distribución regional de presas a fines del siglo XX.	1
Figura 2	Rotura por edad de la presa (basado en: Boletín 99-ICOLD 1995)	2
Figura 3	Fallas de presas menos de 10 años.	2
Figura 4	Accidentes de presas por década	2
Figura 5	Numero de fallas por tipo y altura de presa.	3
Figura 6	Porcentaje de falla de presas por tipo.	3
Figura 7	Cantidad de tipos de presas en el Perú.	4
Figura 8	Presas por cada region del Perú	4
Figura 9	Proceso de desarrollo de la presa.	10
Figura 10	Construcción de terraplén de gran extensión por camadas sucesivas	10
Figura 11	Perfil de asentamiento en un terraplén, con valor máximo a media altura $H/2$	12
Figura 12	Curva de distribución de asentamiento a diferentes etapas de construcción de terraplén	12
Figura 13	Esfuerzos principales máximos cerca de la base del núcleo para diferentes relaciones entre los módulos de elasticidad del núcleo y del espaldar (Law, 1975)	14
Figura 14	Asentamiento máximo en el centro del núcleo para diferentes relaciones entre los módulos de elasticidad de la base y del espaldar Law, 1975	15
Figura 15	Aplastamiento de punto de contacto fragmento seco y húmedo.	17
Figura 16	Efecto de la forma de la partícula en la compresibilidad del enrocado(Saboya, 1993).	17
Figura 17	Efecto del índice de vacíos en la compresibilidad inicial del enrocado Saboya, 1993.	18
Figura 18	Ensayo de compresión unidimensional: efecto de adición de agua en enrocado de la Angostura	19
Figura 19	Ensayos triaxiales con muestras de 914mm de diámetro.	19
Figura 20	Efectos del primer embalse en presas de terraplén zonificado (Nobari & Duncan, 1972).	21
Figura 21	Piezómetro de cuerda vibrante	24
Figura 22	Piezómetro de Casagrande.	24
Figura 23	celda de asentamiento	25
Figura 24	Componentes básicos de un inclinómetro	26

Figura 25	Discretización con elementos triangulares.	27
Figura 26	Elemento triangular de tres nodos	29
Figura 27	Carga distribuida sobre borde elemento.	31
Figura 28	Posición de los nodos y de los puntos de Gauss en la malla de Elementos Finitos de PLAXIS	33
Figura 29	Modelos constitutivos.	33
Figura 30	Ecuaciones constitutivas	34
Figura 31	Ensayo experimental y formulación básica del modelo	35
Figura 32	Envoltura de ruptura segun criterio de Mohr Coulomb.	35
Figura 33	Envoltura de ruptura segun criterio de Mohr Coulomb.	36
Figura 34	Variación del módulo de elasticidad con la tensión confinante.	37
Figura 35	Relación hiperbólica entre deformaciones principales	38
Figura 36	Variación del coeficiente de Poisson con la tensión confinante.	39
Figura 37	Relación de esfuerzo y deformación hiperbólica para una carga triaxial drenada	40
Figura 38	Definición de E_{eod}^{ref} de los resultados de ensayo	41
Figura 39	Ubicación de presas de Ayacucho	44
Figura 40	Distribución de presas por Provincia.	45
Figura 41	Cantidad de presa según uso	45
Figura 42	Informe documentario de la presa Cuchoquesera	47
Figura 43	Registro de datos de instrumentación geotécnica	48
Figura 44	Ubicación de la presa Sao simao	49
Figura 45	Sección instrumentada de margen izquierda (CEMIG,2010)	50
Figura 46	Modelo de sección 03+160 para simulación	52
Figura 47	Enmallado por triangulos de 15 nodos.	52
Figura 48	Simulación de primera etapa constructiva.	54
Figura 49	Simulación de sexta etapa constructiva y ubicación de instrumentación	54
Figura 50	Deformación vertical U_y de la Presa Sao simao.	55
Figura 51	Comparación de asentamiento SSMEIR-100	55
Figura 52	Comparación de asentamiento SSMEIR-200.	56
Figura 53	Comparación de asentamiento MEIP-101	57
Figura 54	Comparación de asentamiento MEIP-102.	57
Figura 55	Comparación de asentamiento MEIP-103.	58
Figura 56	Comparación de asentamiento MEIP-104	59
Figura 57	Comparación U_y , MEIP-105 y modelos numéricos	59
Figura 58	Deformación horizontal U_x	60
Figura 59	Deformación horizontal SSMEID-100	60
Figura 60	Deformación horizontal SSMEID-200	61
Figura 61	Presa Cuchoquesera	62

Figura 62	Ubicación de instrumentación geotécnica	63
Figura 63	Instrumentación geotécnica 0+420	64
Figura 64	Variación de nivel de embalse	65
Figura 65	Piezómetros eléctricos en núcleo 0+420	66
Figura 66	Celda de asentamiento 0+420	67
Figura 67	Inclinómetro I3.	69
Figura 68	Inclinómetro I4.	69
Figura 69	Zonificación de materiales 0+420	70
Figura 70	Curvas de esfuerzo y deformación (CQB-7)	73
Figura 71	Módulo secante para $\sigma_3 = 1kg/cm^2$	74
Figura 72	Módulo secante para $\sigma_3 = 2kg/cm^2$	75
Figura 73	Curvas de esfuerzo y deformación para $\sigma_3 = 4kg/cm^2$	75
Figura 74	Relación entre el módulo secante E_{50} y la tensión isotropa σ_3	76
Figura 75	Relleno de terraplén ETAPA 1	79
Figura 76	Relleno de terraplén ETAPA 2.	79
Figura 77	Relleno de terraplén ETAPA 3.	80
Figura 78	Relleno de terraplén ETAPA 4.	80
Figura 79	Relleno de terraplén ETAPA 5.	80
Figura 80	Flujo de metodología adoptada	81
Figura 81	Modelamiento en una sola etapa constructiva	82
Figura 82	Deformación vertical en 1 etapa constructiva	83
Figura 83	Modelamiento por etapa constructiva	83
Figura 84	Deformación vertical U_y por etapa constructiva	84
Figura 85	Comparación de la deformación vertical U_y	85
Figura 86	Modelo de Presa Cuchoquesera	86
Figura 87	Construcción incremental: Etapa 1	86
Figura 88	Construcción incremental: Etapa 5	87
Figura 89	Construcción incremental: Etapa 9	87
Figura 90	Nivel de embalse:h=20.00m	88
Figura 91	Nivel de embalse:h=42.00m	88
Figura 92	Ubicación de celdas de asentamiento	89
Figura 93	Ubicación de Inclinómetros	90
Figura 94	Distribución de esfuerzo σ'_1 después de culminada la construcción	93
Figura 95	Distribución de esfuerzo principal σ'_1 en la etapa final de la construcción.	94
Figura 96	Distribución de rigidez en función de σ'_3	95
Figura 97	Distribución de la deformación vertical	95
Figura 98	Deformación vertical U_y eje A-A	96
Figura 99	Deformación vertical U_y eje B-B.	97
Figura 100	Deformación vertical U_y eje C-C.	98
Figura 101	Deformación vertical CA-04	99

Figura 102	Deformación vertical CA-05	99
Figura 103	Deformación vertical CA-06	100
Figura 104	Deformación horizontal U_x	100
Figura 105	Deformación horizontal U_x 1-1	101
Figura 106	Deformación horizontal U_x 2-2	102
Figura 107	Distribución de esfuerzo principal σ'_1 durante embalse	103
Figura 108	Distribución de rigidez en función de σ'_3	104
Figura 109	Deformación vertical ascendente U_y	104
Figura 110	Deformación vertical ascendente U_y	105
Figura 111	U_y Deformación vertical sin incluir construcción	105
Figura 112	U_y Deformación vertical sin incluir construcción	106
Figura 113	U_y Deformación vertical sin incluir construcción	107
Figura 114	Deformación horizontal U_x	108
Figura 115	Deformación horizontal U_x -Embalse lleno.	108
Figura 116	Deformación horizontal U_x sin incluir construcción	109
Figura 117	Deformación horizontal U_x sin incluir construcción	109
Figura 118	Deformación total U_{total}	110
Figura 119	Deformación U_y construcción-embalse (A-A)	111
Figura 120	Deformación U_y construcción-embalse (B-B).	111
Figura 121	Deformación U_y construcción-embalse (C-C).	112
Figura 122	Deformación U_x construcción-embalse (1-1)	112
Figura 123	Deformación U_x construcción-embalse (2-2)	113
Figura 124	Deformación CA-04 vs Modelamiento	114
Figura 125	Deformación por construcción incremental.	114
Figura 126	Deformación por instrumentación y modelamiento	115
Figura 127	Deformación CA-05 vs Modelamiento	115
Figura 128	Deformación por construcción incremental.	116
Figura 129	Deformación por instrumentación y modelamiento	116
Figura 130	Deformación CA-06 vs Modelamiento	117
Figura 131	Deformación por construcción incremental.	118
Figura 132	Deformación por instrumentación y modelamiento	118
Figura 133	Inclinómetro I-03 vs Modelamiento	119
Figura 134	Inclinómetro I-04 vs Modelamiento	119
Figura C.1	Celda de asentamiento CA-04, sección 0+420.	135
Figura C.2	Celda de asentamiento CA-05, sección 0+420.	136
Figura C.3	Celda de asentamiento CA-06, sección 0+420.	136
Figura C.4	Inclinómetro I-03, sección 0+420.	137
Figura C.5	Inclinómetro I-04, sección 0+420.	138
Figura D.6	Ubicación de cantera de roca	139

Índice de tablas

Tabla 1	Codigo de instrumentación analizada	16
Tabla 2	Variables e indicadores	46
Tabla 3	Codigo de instrumentación analizada	51
Tabla 4	Parámetros Mohr Coulomb	53
Tabla 5	Parámetros de Modelo Hiperbólico	53
Tabla 6	Parámetros del Modelo Hardening Soil (HSM).	53
Tabla 7	Desplazamiento U_y observados y modelados	56
Tabla 8	Comparación de resultados en el núcleo	58
Tabla 9	Comparación de resultados en núcleo	59
Tabla 10	Desplazamiento U_x observados y modelados	61
Tabla 11	Instrumentación Geotécnica.	64
Tabla 12	Instrumentación 00+420	64
Tabla 13	Celda de asentamiento CA-4	67
Tabla 14	Celda de asentamiento CA-5	68
Tabla 15	Celda de asentamiento CA-6	68
Tabla 16	Parámetros físicos de Andesita	71
Tabla 17	Parámetros de resistencia Andesita	71
Tabla 18	Ubicación de canteras de préstamo-Cuchoquesera	72
Tabla 19	Parámetros físicos de arcilla -Cuchoquesera	72
Tabla 20	Parámetros de resistencia para cada muestra.	73
Tabla 21	E_{50} para cada σ_3	74
Tabla 22	E_{50} de laboratorio y matematizado	76
Tabla 23	Parámetros del modelo de arcilla limosa - Presa Cuchoquesera	77
Tabla 24	Parámetros del método hiperbólico	77
Tabla 25	Parámetros Hardening Soil obtenidos a través del modelo hiperbólico	78
Tabla 26	Parámetros físicos de material permeable..	78
Tabla 27	Comparación de resultados	84
Tabla 28	Deformación observada y modelada	90
Tabla 29	Deformación observada y modelada	91
Tabla 30	Valor de r	91
Tabla 31	Interpretación r.	92
Tabla 32	Prueba estadística.	92
Tabla 33	Parámetro Spearman	92

Tabla 34	Esfuerzos actuantes en núcleo y espaldón	94
Tabla 35	Deformación vertical	97
Tabla 36	Deformación vertical	98
Tabla 37	Deformación vertical	99
Tabla 38	Deformación horizontal max.	101
Tabla 39	Deformación horizontal max.	102
Tabla 40	Esfuerzo efectivo durante embalse	103
Tabla 41	Deformación por embalse eje A-A	106
Tabla 42	Deformación por embalse eje B-B.	106
Tabla 43	Deformación por embalse eje C-C.	107
Tabla 44	Deformación por embalse eje 1-1	108
Tabla 45	Deformación por embalse eje 2-2	110
Tabla 46	Deformación eje AA / CA-04	113
Tabla 47	Deformación eje BB / CA-05	116
Tabla 48	Deformación eje BB / CA-06	117
Tabla A.1	Matriz de Consistencia.	126
Tabla B.2	Dique izquierdo sondaje CP-13 con H=20.05m	127
Tabla B.3	Dique izquierdo sondaje CP-06 con H=25.00m	127
Tabla B.4	Dique izquierdo sondaje CP-13 con H=20.05m	128
Tabla B.5	Dique izquierdo sondaje CP-13 con H=20.05m	128
Tabla B.6	Parámetros físicos dique izquierdo	128
Tabla B.7	Grado de saturación natural	129
Tabla B.8	Grado de saturación embalse lleno	129
Tabla B.9	Ensayo triaxial UU-Cimentación dique izquierdo.	129
Tabla B.10	Ensayo triaxial CU-cimentación dique izquierdo.	129
Tabla B.11	Canteras de roca usado durante la construcción	130
Tabla B.12	Parámetros físicos de material impermeable usado en el dique izquierdo . .	130
Tabla B.13	Parámetros físicos de material impermeable usado en el dique izquierdo . .	130
Tabla B.14	Parámetros físicos de la Cantera A	131
Tabla B.15	Parámetros físicos de la Cantera B	131
Tabla B.16	Parámetros de resistencia de material impermeable	131
Tabla B.17	Módulo de elasticidad CQ-B7 (UU)	132
Tabla B.18	Módulo de elasticidad CQ-B7 (CU)	132
Tabla B.19	Módulo de elasticidad CQ-B10 (UU)	132
Tabla B.20	Módulo de elasticidad CQ-B10 (CU)	132
Tabla B.21	Módulo de elasticidad CQ-B04 (CU)	133
Tabla B.22	Módulo de elasticidad CQ-B04 (UU)	133
Tabla B.23	Módulo de elasticidad CQ-B12 (CU)	133
Tabla B.24	Módulo de elasticidad CQ-B12 (UU)	133

Tabla B.25 Propiedades de los filtros de transición 134

Glosarios

Asentamiento Es un movimiento descendente vertical del terreno (subsistencia) debido a la aplicación de cargas que causan cambios en las tensiones dentro del terreno.

Celda de asentamiento Mide la deformación vertical descendente o ascendente en terraplenes, presas de tierra y enrocado.

Dique Es una pared artificial ó natural que retiene a un cuerpo de agua.

Elasticidad Se designa la propiedad mecánica de ciertos materiales de sufrir deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores y de recuperar la forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan.

Elementos Finitos Divide una estructura continua en elementos finitos interconectados entre sí mediante nodos, situados en los bordes y en el interior.

Embalse Es un depósito de agua que se forma de manera artificial.

Espaldones Constituido por materiales permeables, siendo el volumen mas resistente y pesado exterior de la presa, tanto agua arriba y aguas abajo

Estribos Son estructuras naturales sobre lo que se apoya el dique de la presa.

Filtros Son materiales de granulometría uniforme empleados como medidas de control de flujo de agua en las estructuras térreas, para controlar eficientemente el movimiento del agua dentro y fuera de ellas.

Fundación Material sobre la cual se va construir la presa, que presentan mayor resistencia al corte y no presentan problemas de inestabilidad.

Inclinómetro Es un instrumento de control principalmente utilizado para medir la deformación bajo la superficie horizontal, se usa para medir la deformación lateral del suelo.

Instrumentacion Geotécnica Son productos para la medida y registro de parámetros geotécnicos en estructuras civiles tales como, Presas, túneles, puentes, laderas, edificios, durante su ejecución o durante su vida útil.

Modelo Constitutivo Definición matemática para el comportamiento de un material basado en ensayos de laboratorio o de campo, que expresan la relación esfuerzo deformación de un material.

- Monitoreo** Proceso mediante el cual se reúne, observa, estudia y emplea información para luego poder realizar un seguimiento de un programa o hecho particular.
- Núcleo** Se trata de la parte central del cuerpo de la presa, constituido por materiales mas finos e impermeables, conformados por limos y arcilla, con una geometría ligeramente inclinada
- Plasticidadn** Propiedad mecánica de algunas sustancias, capaces de sufrir una deformación irreversible y permanente cuando son sometidas a una tensión que supera su rango o límite elástico
- Presa** Estructura que se construye con la finalidad de contener agua
- Presas De Núcleo impermeable** El cuerpo de estas presas en su mayor parte se encuentra constituido por materiales sueltos permeables, incorporando en su interior un núcleo impermeable, el cual generalmente se construye con materiales arcillosos.
- Presas de materiales sueltos** Cuya composición intervienen materiales naturales (rocas, piedras, gravas, arenas, limos y arcillas) que son tratados sin sufrir ningún proceso químico de transformación y colocados mediante procedimientos de compactación propios de la mecánica de suelos para la construcción de la presa.
- Rip-rap** Enrocado colocado a mano para proteger la talud contra la erosión.
- Subpresión** Fuerza ascendente producida por el agua sobre una estructura, elemento de contención o de cimentación sumergida.
- Suelos Anisotrópicos** Los suelos no tienen las mismas propiedades físicas cuando se cambia la dirección de medición
- Terraplén** La tierra que se emplea para construir un camino o una estructura defensiva, o que se utiliza con el objetivo de rellenar algún espacio
- Vaso** Es la parte del valle que, inundándose, contiene el agua embalsada.

Acrónimos

CCRD	: Central Core Rock Fill Dam
CD	: Consolidado Drenado
CP	: Células de Presión Total
CU	: Consolidado No Drenado
I	: Inclínómetro
ICOLD	: International Commission On Large Dams
MEF	: Metodo de los Elementos Finitos
MM3	: Millones de Metros Cúbicos
NAME	: Nivel de Agua Máximo Extraordinario
NAMI	: Nivel de Agua Mínimo
NAMO	: Nivel de Agua Máximo Operativo
PC	: Piezómetro de Casa Grande
PE	: Piezómetro Eléctrico
PVC	: Policloruro De Vinilo
UU	: No Consolidado No Drenado

Símbolos

$(\sigma_3 - \sigma_1)_{ultima}$	Esfuerzo desviador ultimo.
ϕ	Angulo de fricción
c	Cohesión
ϵ	Deformación de Elementos [cm]
ϵ^e	Deformación Elástica
ϵ^p	Deformación Plástica
σ	Esfuerzo [kg/cm^2]
τ	Esfuerzo cortante
q	esfuerzo desviador
σ'	Esfuerzo efectivo
σ_f	Esfuerzo final
F	Fuerza [kgf]
A	Matriz de Continuidad
C	Matriz de Esfuerzos Deformaciones
k	Matriz de Rigidez de Elemento
K	Matriz de Rigidez de Ensamble Completo
m_v	Modulo de compresibilidad
E	Modulo de Elasticidad [tnf/m^2]
E_{50}^{ref}	Modulo de Elasticidad al 50
E_i	Modulo de Elasticidad Lineal.
E_{ur}	Modulo de recarga y descarga
R_f	Relación de esfuerzos
ν	Relación de Poisson
r	Vector de los Desplazamientos Nodales [cm]

Capítulo I

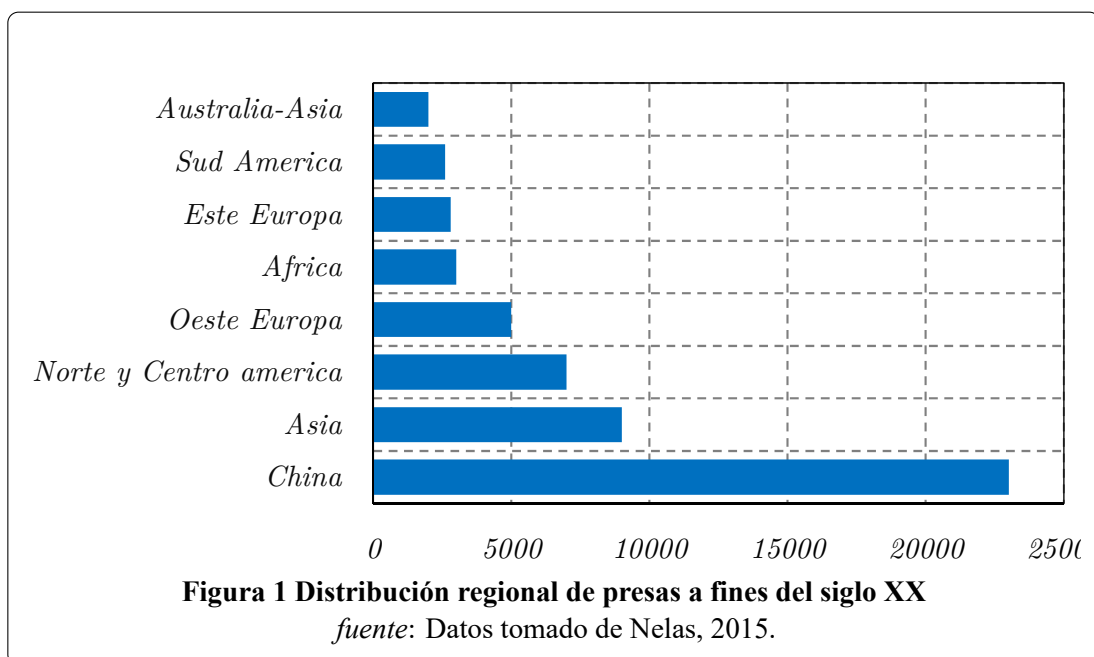
Planteamiento del Problema

1.1 Descripción del problema

1.1.1 Descripción del problema mundial

Las presas son estructuras que ofrecen beneficios incuestionables para la sociedad, impulsando el desarrollo sostenible. Sin embargo estas obras de Ingeniería pueden causar grandes catástrofes durante su ruptura, generando interrupciones en su operación, paralización en el suministro de agua, riesgo a la vida humana, riesgos ambientales, por eso que la seguridad de presas es fundamental durante la etapa de construcción y el primer llenado del embalse.

El monitoreo en estas etapas son fundamentales pero no son suficientes para garantizar una operación segura.



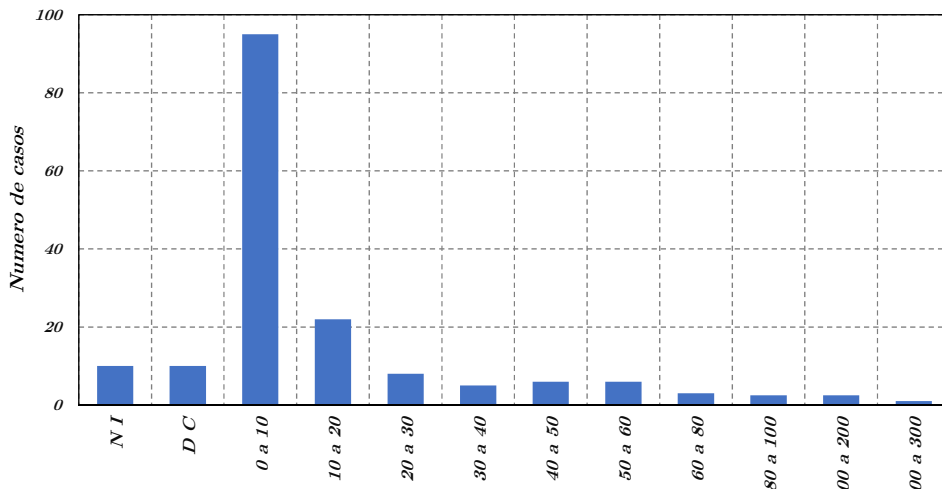


Figura 2 Rotura por edad de la presa (basado en: Boletín 99-ICOLD 1995)
fuente: Datos tomado de Nelas, 2015.

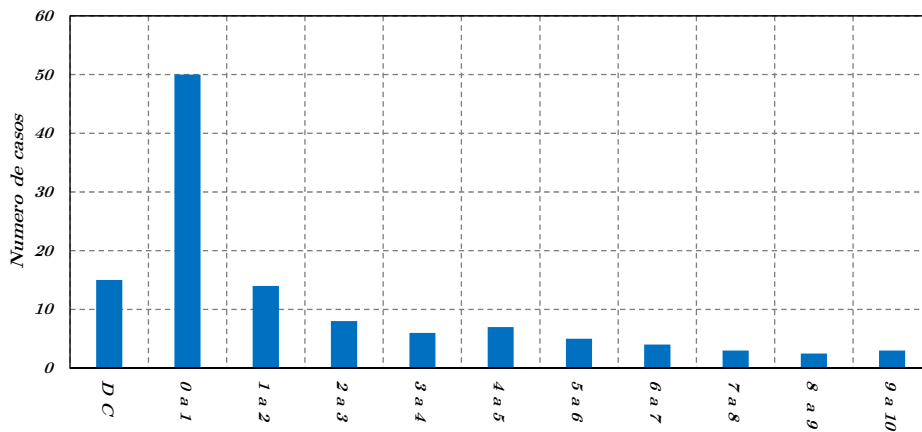


Figura 3 Fallas de presas menos de 10 años
fuente: Datos tomado de Nelas, 2015.

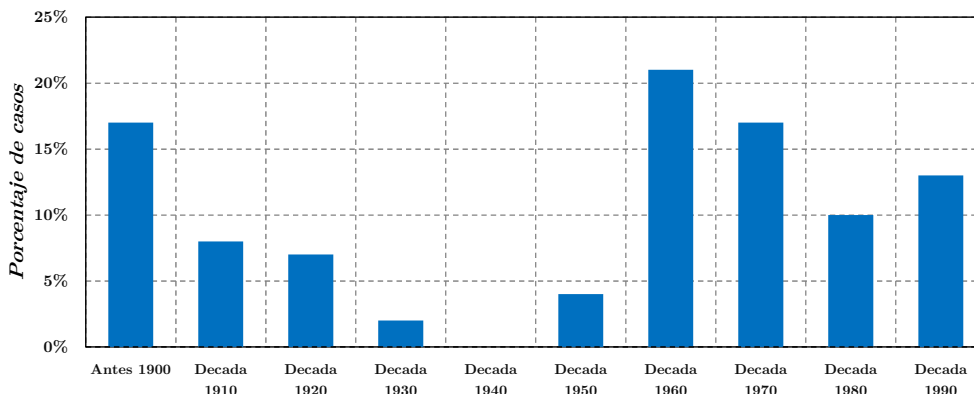
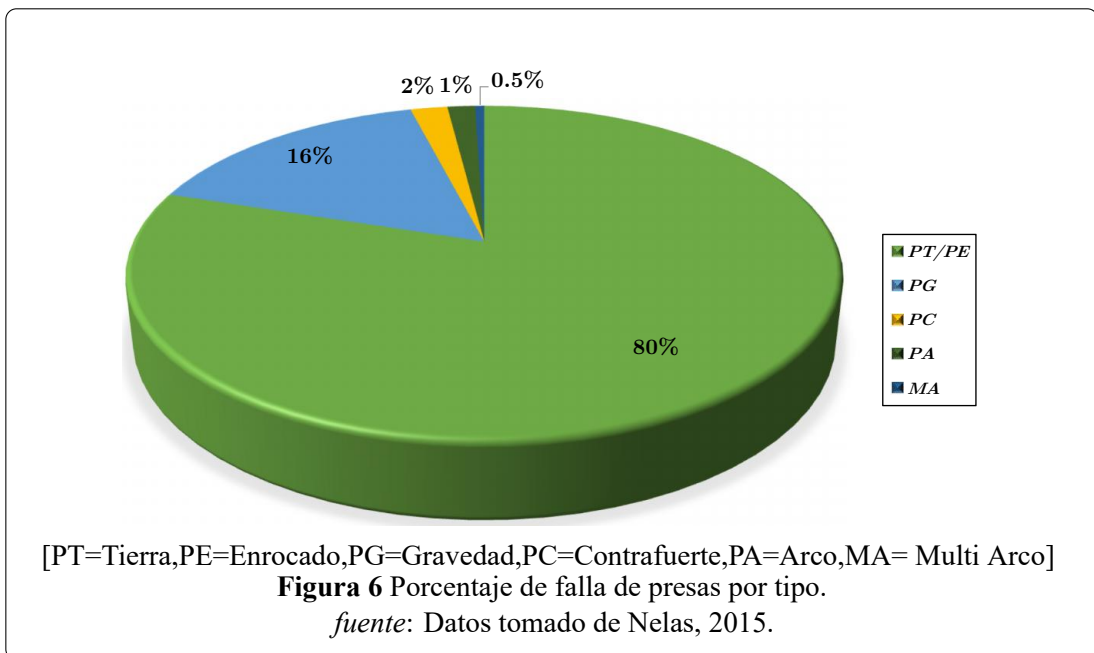
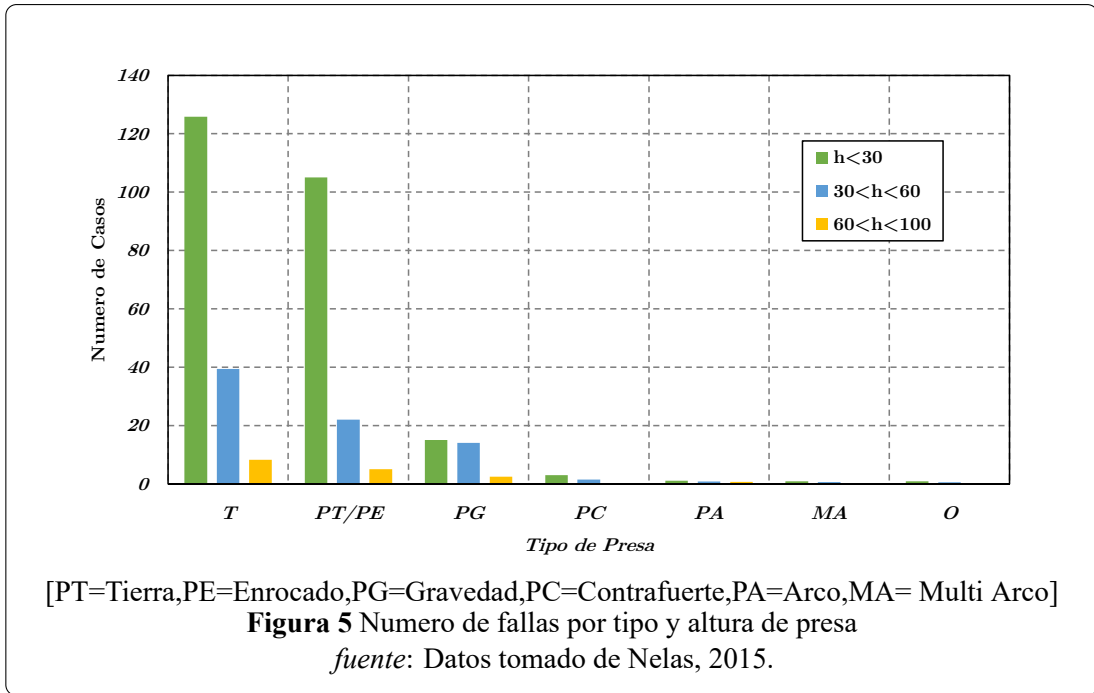
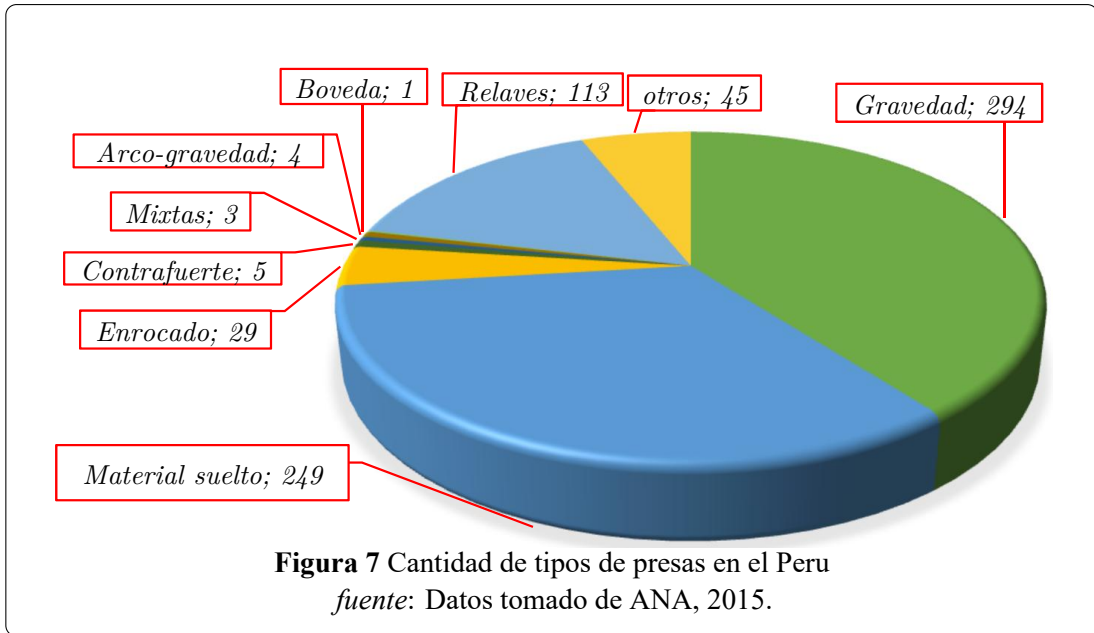


Figura 4 Accidentes de presas por decada
fuente: Datos tomado de (Nelas, 2015).



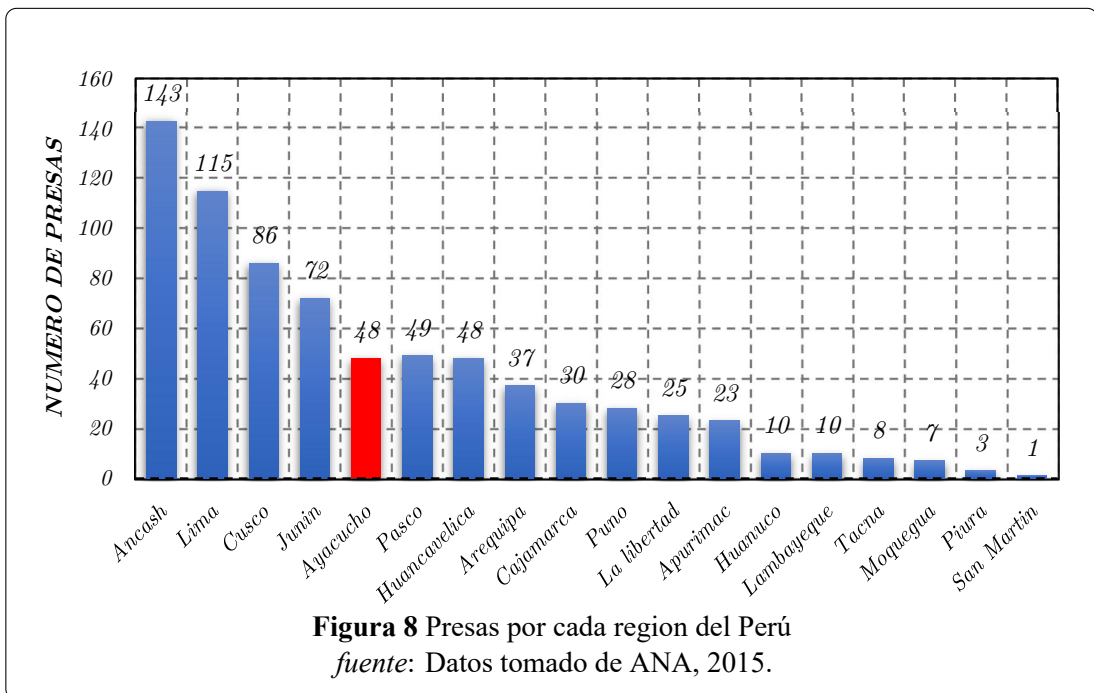
1.1.2 Descripción del problema nacional

La construcción de presas en el Perú adquirió en los últimos años una mayor importancia para satisfacer la demanda de las poblaciones. Pero los mismos también representan un riesgo, ya que la mayoría de las presas no cuenta con monitoreo geotécnico que puede ser un sistema de alerta contra una posible falla de la estructura.



1.1.3 Descripción del Problema Regional

En los últimos tiempos la construcción de presas en la Región de Ayacucho a ido en aumento, y los modelamientos que se realizan a este tipo de infraestructura son en un solo bloque, sin considerar la construcción por etapas que se da en la realidad. También la mayoría de éstas presas no cuentan con monitoreo geotécnico durante su etapa constructiva y primer llenado del embalse.



1.2 Delimitación del problema

1.2.1 Delimitación Espacial

La presente investigación se realiza en la Presa Cuchoquesera que se encuentra ubicado en el Distrito de Chuschi-Vinchos, Provincia de Cangallo-Huamanga, Región Ayacucho.

1.2.2 Delimitación Temporal

Los datos utilizados en el presente trabajo de investigación son los registrados por la instrumentación geotécnica durante la etapa de construcción, primer llenado del embalse y durante su periodo de operación.

1.2.3 Temática y unidad de análisis

La unidad de análisis, es la deformación del cuerpo de la presa Cuchoquesera ubicado en el dique izquierdo (Presa zonificada), durante la etapa de construcción y el primer llenado del embalse.

1.3 Formulación del problema

1.3.1 Problema general

¿De qué manera un estudio de retroanálisis geotécnico determinará los niveles de deformación en la etapa final de la construcción y el primer embalse en el cuerpo de la presa Cuchoquesera.?

1.3.2 Problemas específicos

1. ¿Cómo es la deformación en el cuerpo de la presa zonificada en una y varias etapas de constructivas?
2. ¿Cómo es la deformación en el cuerpo de la presa zonificada durante el proceso de llenado del embalse en una y varias laminas de agua?
3. ¿Cuál es la relación de la deformación registrado por la instrumentación geotécnica y el modelamiento numérico ?

1.4 Justificación e importancia

Por cuestiones relacionadas con el tema de seguridad de presas, es imposible que la estructura tenga un riesgo nulo, sin embargo es posible realizar un proceso de evaluación y seguimiento del comportamiento de la estructura durante su etapa de construcción, primer llenado del embalse y periodo de operación.

La no representatividad del análisis de una presa con la construcción en una sola etapa, hacen inapropiado su empleo para la evaluación de la deformación del cuerpo de la presa durante su etapa de construcción y primer llenado del embalse.

El enfoque del modelamiento de la construcción por etapas presenta un alternativa que trata de representar el modelo físico que en la realidad se da por capas de relleno, para lo cual se emplean modelos matemáticos basado en elementos finitos y la representación del comportamiento de materiales a través de modelos constitutivos que tratan de representar el comportamiento del suelo en diferentes condiciones.

El proyecto de esta investigación creará expectativas en la importancia del monitoreo geotécnico y análisis numérico durante su construcción y primer embalse. En nuestra región en los últimos años ha ido en aumento la construcción de presas de distintos tipos y por lo tanto se requiere que todos ellos sean evaluados si los comportamiento al final de su etapa constructiva y su periodo de operación son de acuerdo a lo previsto en los diseños.

1.5 Limitaciones de la investigación

Esta investigación tiene como alcance el estudio de la presa Cuchoquesera que es de enrocado con núcleo de arcilla (CCRD)¹, que es la única en la región que cuenta con registros históricos de Celdas de asentamiento e Inclinómetro durante la etapa constructiva y periodo de operación.

El financiamiento de esta investigación es personal, existe limitaciones para determinar los parámetros geotécnicos de los materiales, debido a que no se realizan ensayos triaxiales de

¹Clay Core Rockfill Dam

la roca, por lo que se tuvo que recurrir a bibliografía especializada desarrollada por expertos extranjeros.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo general

Realizar un retroanálisis físico para determinar la deformación en el cuerpo de la presa Zonificada durante la etapa de construcción y el primer embalse.

1.6.2 Objetivos específicos

1. Analizar la deformación de la presa con la simulación física de la construcción en una y varias etapas constructivas.
2. Analizar la deformación de la presa con la simulación del proceso de llenado del embalse en una y varias laminas de agua.
3. Comparar la deformación de la presa por modelamiento y lo registrado por la instrumentación geotécnica.

Capítulo II

Marco Teórico

2.1 Antecedentes

Las fallas de grandes presas como Vajont, Malpasset, Balwin Hills, Tetón y otras, manifiestan el riesgo que pueden representar este tipo de obras y la necesidad de someter estas obras a una vigilancia y control permanente (Aviles et al., 2001).

Debido a estas consecuencias catastróficas las primeras aplicaciones de la instrumentación geotécnica ocurren entre 1930 y 1950.

También en nuestra Región, en una de las presas más importantes que es Cuchoquesera se cuenta con registros históricos del monitoreo geotécnico de la etapa constructiva y periodo de operación.

2.1.1 A nivel internacional

Finite Element Analyses Of Stresses And Movements In Embankments During Construction (Kulhawy, Duncan & Bolton Seed, 1969)

En esta investigación se desarrolla el procedimiento para realizar el análisis por elementos finitos de esfuerzos y deformaciones durante la etapa de construcción. Los procedimientos desarrollados incluyen análisis incrementales por capas, que simulan las etapas constructivas.

2.1.2 A nivel nacional

Modelagem do Comportamento Estático e Sísmico da Barragem de Terra de Pomacocha- Perú (Leon, 2003)

En esta investigación analiza el comportamiento de la presa bajo cargas dinámicas y estáticas, durante su proceso constructivo, llenado del embalse y periodo de operación con empleo de las relaciones constitutivas de los materiales de su cimentación y estructura que son analizados por el método de los elementos finitos.

2.1.3 A nivel local

Modelamiento Numérico de Infiltración en Presas con el Método de Volúmenes Finitos Caso: Presa Cuchoquesera-Ayacucho (Wilca, 2009).

Esta investigación trata del análisis de infiltración en el cuerpo de la presa Cuchoquesera considerando como un medio poroso y su validación con los Piezómetro eléctricos.

Modelo Numérico orientado a la simulación de crecidas a partir de una rotura de Presa. Cuchoquesera-Ayacucho (Ircañahupa, 2015).

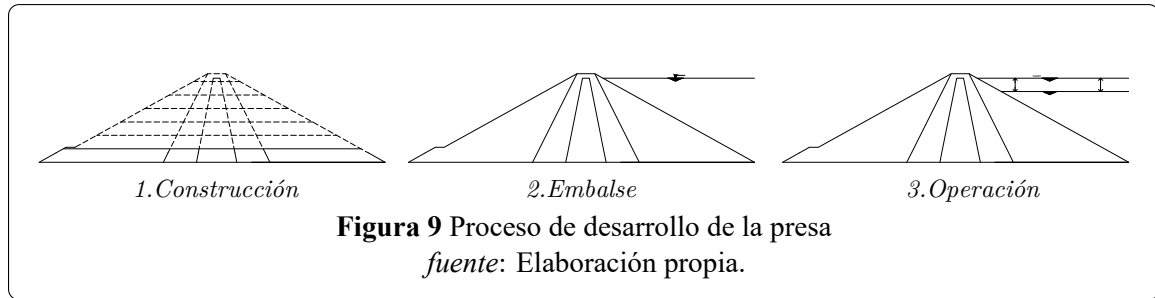
Esta investigación analiza la posible rotura de la presa Cuchoquesera durante el nivel de embalse máximo y poder determinar las zonas afectadas por esta inundación.

2.2 Deformación en Presas

Según Hunter and Fell, 2003, para las presas de terraplén los componentes que generan la deformación son aquellos que se producen como resultados de los cambios en las condiciones de esfuerzo efectivo (durante la construcción, primer embalse, vida útil), cambios en el esfuerzo total (por colocar tierra húmeda en el núcleo y en terraplenes zonificados) y la deformación de tipo creep dependientes del tiempo.

Los métodos predictivos se dividen en tres (Figura 9):

1. Deformación durante la construcción.
2. Deformación en el primer llenado.
3. Deformación a largo plazo post constructivo (periodo de operación).

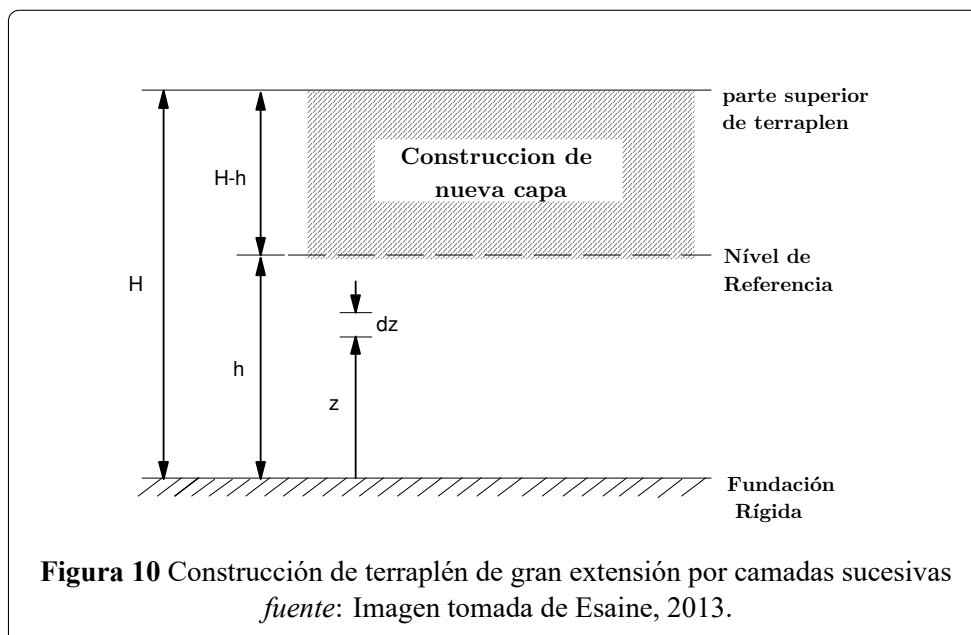


2.2.1 Comportamiento durante la construcción

Según Parra, 1996, la previsión de los esfuerzos y deformaciones desarrolladas durante las etapas de construcción, tanto en el cuerpo como en la fundación, es un factor importante en esta etapa del proyecto de la construcción de la presa. Los análisis de estabilidad se realizan después de la determinación de la distribución de estos campos en el interior de la estructura, por lo que se requiere un estudio de los factores que afectan la distribución de esfuerzos y deformaciones y de los métodos adecuados para su determinación.

2.2.1.1 Distribución de los Asentamientos

Según Law, 1975 el cálculo de los asentamientos o desplazamientos verticales de una presa puede ser desarrollado teniendo en cuenta hipótesis simplificadoras, la más importante de ellas considera que tiene una gran extensión, de ahí los desplazamientos pueden ser considerados unidimensionales como se muestra en la Figura 10.



Se asume que no existen efectos dependientes del tiempo en el comportamiento del asentamiento y que el Módulo de Elasticidad, E , del terraplén es constante. El incremento del

esfuerzo vertical $\Delta\sigma_{zz}$ en cualquier punto situado en una altura $z \leq h$ debido a la construcción de una capa de espesor $H - h$ es dado por la ecuación:

$$\Delta\sigma_{zz} = \gamma(H - h) \quad (2.1)$$

donde:

$\Delta\sigma_{zz}$: Incremento del esfuerzo vertical.

H : Altura total de terraplén.

h : Altura de terraplén pre-existente.

γ : Peso específico

El desplazamiento del mismo punto puede ser calculado por:

$$\rho = \int_0^h \Delta\epsilon_{zz} dz = \int_0^h \frac{\gamma(H - h)}{E} dz \quad (2.2)$$

donde:

ρ : Asentamiento.

E : Módulo de elasticidad.

Que admitiendo la homogeneidad de cada capa, el peso específico γ y el módulo de elasticidad E son constantes, por lo que se reduce a:

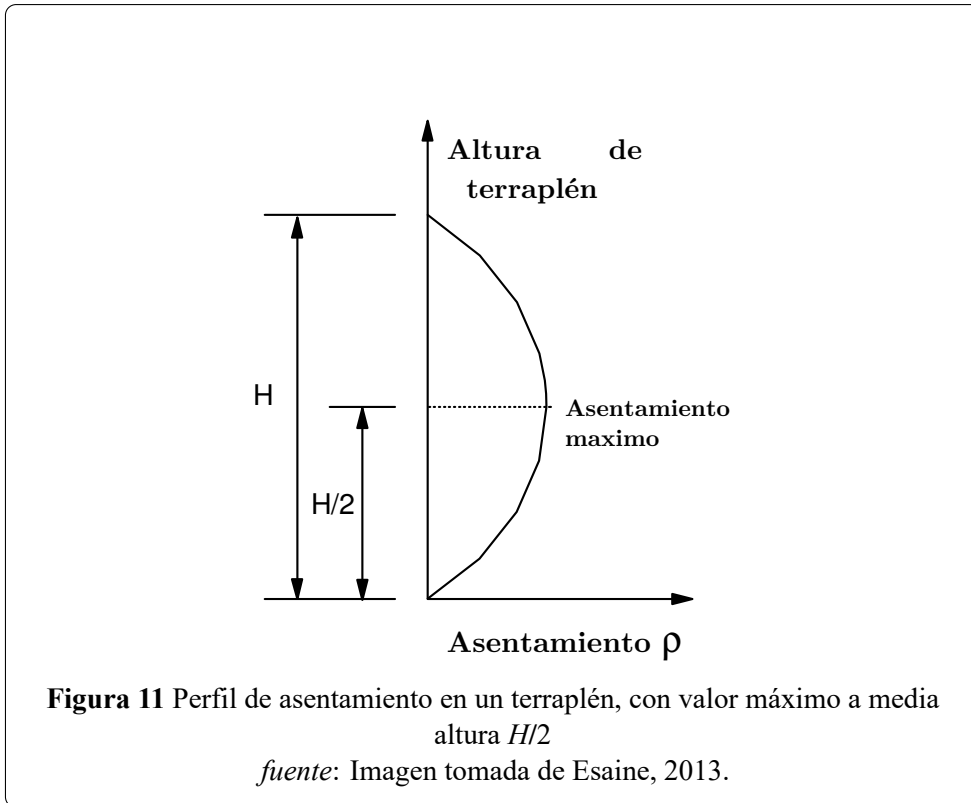
$$\rho = \frac{\gamma(H - h)h}{E} \quad (2.3)$$

De esta ecuación 2.3 , se observa que el asentamiento ρ está en función del espesor de la nueva capa ($H - h$) y del terraplén pre-existente h .

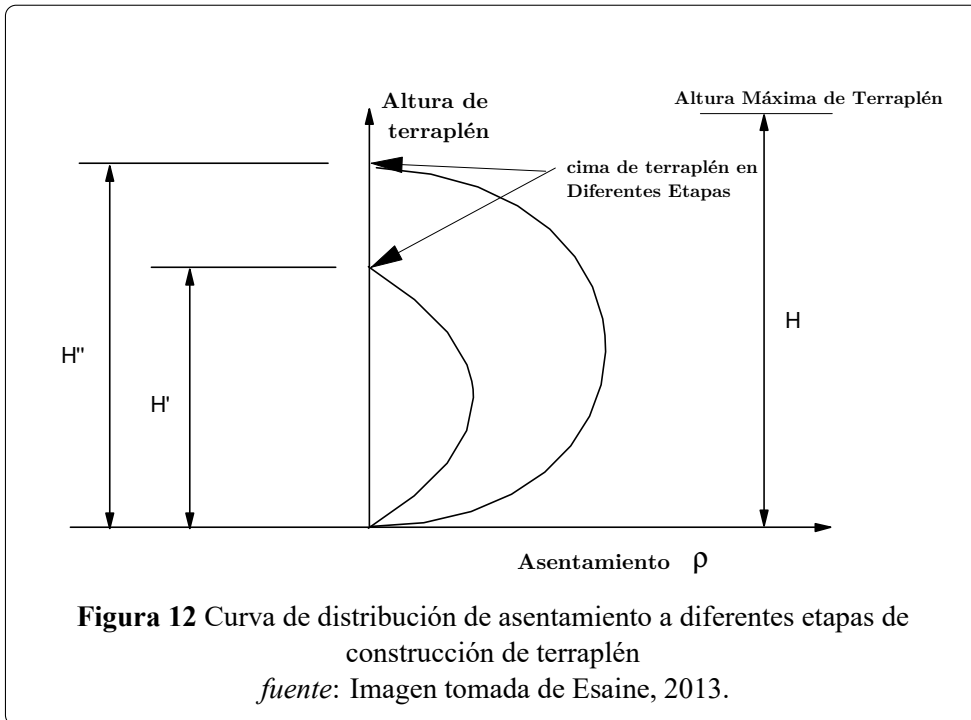
Dando la forma de una ecuación de una parábola, se tiene:

$$\rho = -\frac{\gamma}{E}h^2 + \frac{\gamma H}{E}h^2 \quad (2.4)$$

por lo tanto la variación del asentamiento con la profundidad durante la construcción de la presa, de acuerdo al modelo simplificado de la Figura 10, tendría entonces una forma parabólica con valor máximo en la altura media de la presa y un valor mínimo en la cresta, como se muestra en la Figura 11 (Law, 1975).



Así, inmediatamente después de la colocación de cada capa la distribución del asentamiento tiene forma parabólica con un valor máximo a altura media y cero en la cresta y en la base (Figura12).



Esta distribución es bastante aproximada de los valores observados en las presas de tierra/en-

rocado y muy diferente de la obtenida considerando sólo una etapa de construcción, donde el máximo desplazamiento se ubica en la cresta.

Un análisis cualitativo bastante similar podría también ser mostrado para los casos en que el módulo de elasticidad E es considerado dependiente del estado de tensión actuante en el punto.

2.2.1.2 Influencia de anisotropía en el asentamiento

Debido al proceso de compactación de las capas de suelo se espera que se obtenga una estratificación horizontal, con módulos de elasticidad diferentes en las direcciones vertical y horizontal.

Para estudiar la influencia de la anisotropía, Law, 1975 realizó análisis paramétricos en una represa hipotética de tamaño mediano. El estudio concluyó que el efecto más significativo en el comportamiento de un relleno típico es debido al módulo de elasticidad en la dirección horizontal E_H .

Si E_H es menor que el valor considerado para condiciones isotrópicas ($E = E_H = E_V$), los resultados calculados mediante la hipótesis de isotropía ($E = E_H$) subestiman los asentamientos reales máximos, pudiendo diferir en hasta aproximadamente el 10% a medida que E_H y ν_H se desvían de los valores isotrópicos. En general, los análisis isotrópicos tienden a subestimar el coeficiente de seguridad, haciendo que el análisis del comportamiento de la obra se haga en favor de la seguridad (Esaine, 2013).

2.2.1.3 Transferencia de cargas

La transferencia de cargas ocurre durante el desplazamiento relativo entre regiones de la represa, como resultado de diferencias entre las características de rigidez de materiales. Se pueden citar dos tipos de transferencia de cargas en represas:

1. Transferencia de cargas del relleno a los hombros.
2. Transferencia de cargas entre el núcleo y el espaldón.

A) Transferencia de cargas del relleno a los hombros

En este caso, la transferencia de carga es debido a la diferencia de asentamientos del terraplén a lo largo del valle, así como las diferencias en la rigidez entre los materiales del cauce y rocas de hombreras.

Para considerar la influencia de estos asentamientos diferenciales es muchas veces necesaria

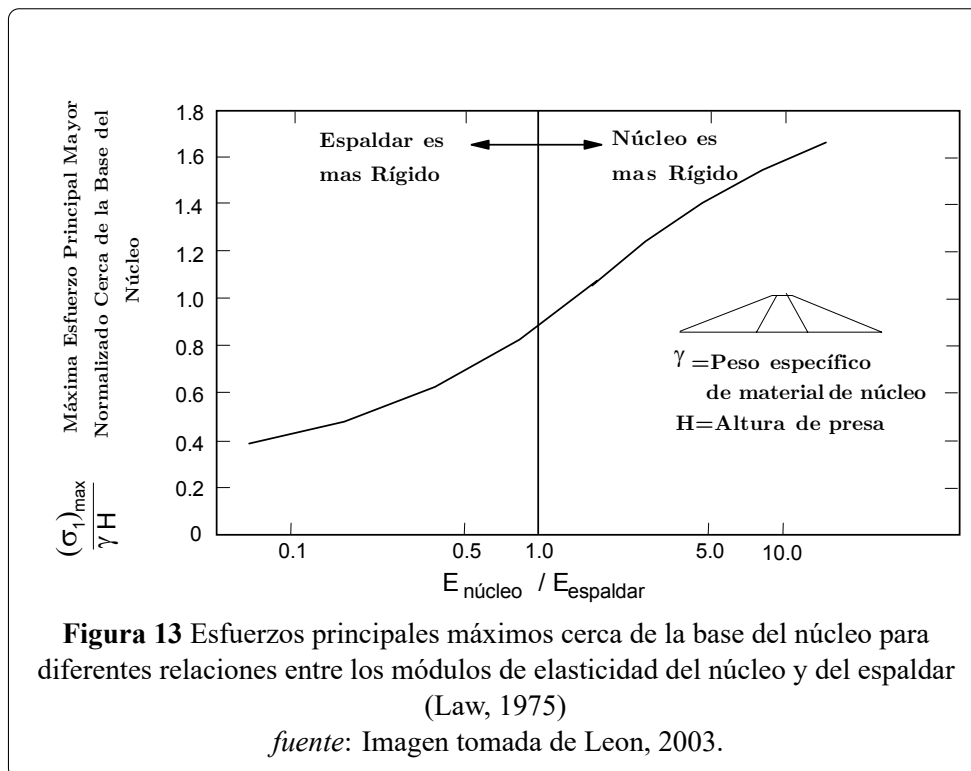
un análisis tridimensional considerando la forma del cauce, sus extensiones, propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de fundación del relleno y de los hombros.

B) Transferencia de cargas entre núcleo y espaldón

Según Law, 1975, la transferencia de cargas entre el núcleo y los espaldares se desarrolla principalmente debido a la diferencia en las características de rigidez de los materiales que las componen. En consecuencia, una región tiende a desplazarse más que la otra bajo acción del peso propio, con movilización de esfuerzo cortante a lo largo de las interfaces y transferencia de carga entre estas regiones de la presa.

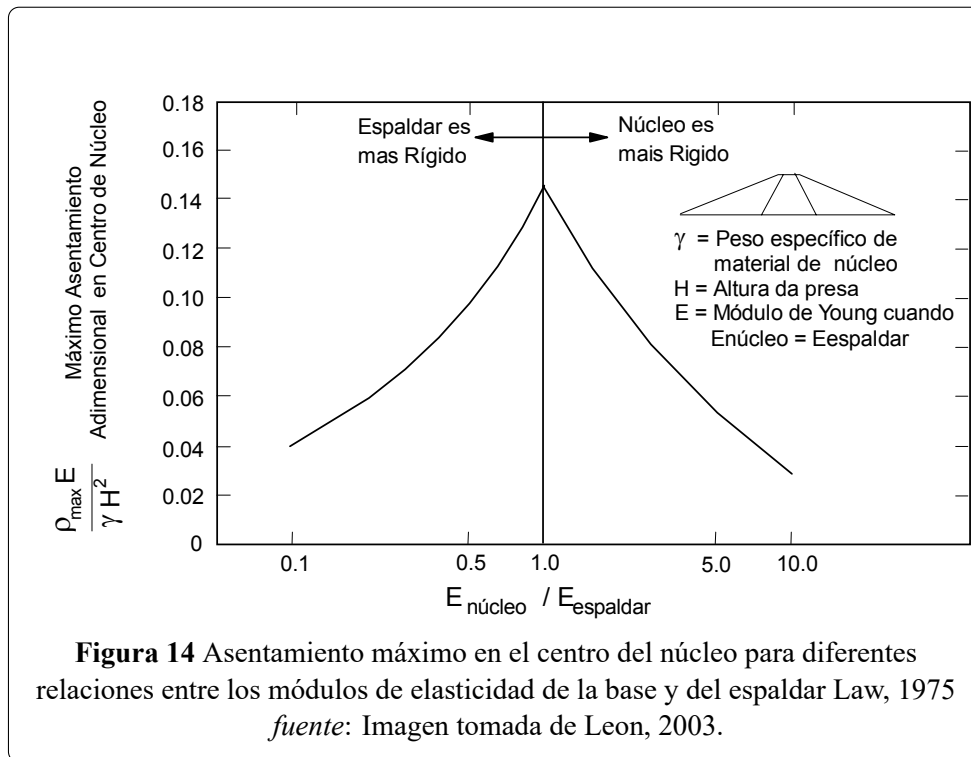
Para estudiar este tipo de transferencia de cargas, bajo diferentes condiciones de rigidez relativa entre los materiales del núcleo y espaldares, Law, 1975 realizó un análisis paramétrico por elementos finitos durante la etapa de construcción de una represa de tamaño mediano.

Los resultados presentados en la Figura 13, indican que cuanto más rígido es el espaldar mayor la transferencia de cargas del núcleo a los espaldares, verificándose también que los esfuerzos principales mayores en las proximidades de la base del núcleo son menores que los esfuerzos de sobrecarga.



En la Figura 14, se presenta la relación entre el asentamiento adimensional máximo versus

la razón entre los módulos de elasticidad del núcleo y del espaldar ($E_{nucleo}/E_{espaldar}$), la cual permite concluir que el asentamiento máximo en el núcleo disminuye tanto con el aumento de rigidez de los espaldares como con el aumento de la rigidez del núcleo.



De este estudio paramétrico por el método de los elementos finitos queda claro que los asentamientos, deformaciones y tensiones en la represa son funciones de la rigidez del núcleo, de la rigidez del espaldar y principalmente de la razón entre éstas (rigidez relativa). Aunque un incremento de la rigidez de los espaldones puede reducir el asentamiento en el núcleo debido a la transferencia de cargas, una diferencia de rigidez muy grande puede también alterar la seguridad de la estructura debido a los bajos esfuerzos resultantes de esta transferencia, facilitando el desarrollo de fisuras en el núcleo.

Veiga Pinto, 1983, realizó un estudio del comportamiento de la represa de Beliche, durante las fases de construcción y primer llenado. Simuló la colocación del enrocamiento de los espaldares en diferentes estados (alterados y sanos), los niveles de humedad (seco y mojado) y grados de compactación (esponjoso y compacto). Se verificó una apreciable transferencia de cargas cuando el material de enrocado se colocó seco, independientemente de cualesquiera otras características consideradas (grado de compactación y calidad del enrocamiento). Con el humedecimiento del enrocado las tensiones en la represa presentaron, sin embargo, una

distribución más uniforme.

2.2.1.4 Aspectos generales de compresibilidad

Según Penman, 1982, las deformaciones en el enrocado ocurren debido a dos mecanismos principales.

- Quebramiento de los contactos entre bloques y la fractura del bloque mismo.
- Reorientación de los bloques dentro del relleno.

Materon, 1983 relaciona algunos factores que afectan la compresibilidad y la resistencia de los enrocados de manera directa e indirecta.

Tabla 1 Código de instrumentación analizada

Factores	Características
Mineralogía	Afecta el coeficiente de fricción
Granulometría	Mayor uniformidad, mayor compresibilidad
Índice de vacíos	Mayor densidad, menor compresibilidad
Forma de partículas	Partículas angulares sufren mayor fracturamiento
Humedecimiento	El agua aumenta la compresibilidad
Resistencia de los granos	Mayor resistencia, menor fracturamiento
Tamaño de textura	Mayor tamaño, mayor fracturamiento
Velocidad de carga	Los enrocados con alta permeabilidad no sufren influencia.
Tipo de carga	Mayor compresibilidad baja deformación plana
Tiempo	Relación de fluidez

Nota. Fuente: Tabla recuperada de Materon, 1983.

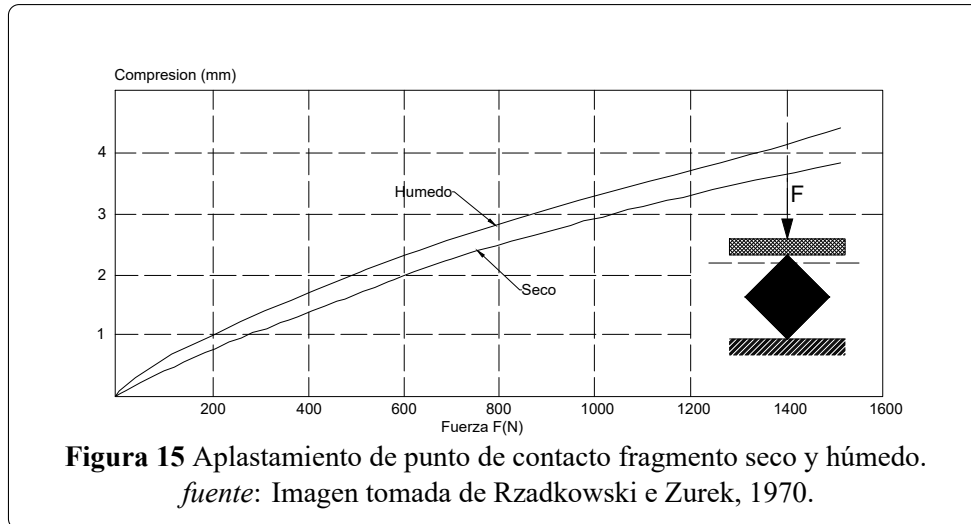
Rzadkowski e Zurek (1970), estudiaron las deformaciones causadas por la rotura de los puntos de contacto en una muestra de arenisca (Figura 15). Los autores concluyeron que la fuerza transmitida a cada grano en el interior de un enrocado esta en función del diámetro de la partícula y de la presión total en el punto.

Rzadkowski e Zurek (1970), analizaron y determinaron una relación entre la deformación y la presión, donde la deformación no depende del tamaño de las partículas.

$$\epsilon = C_2 \sigma^{1/2} \quad (2.5)$$

Donde:

C_2 : Constante



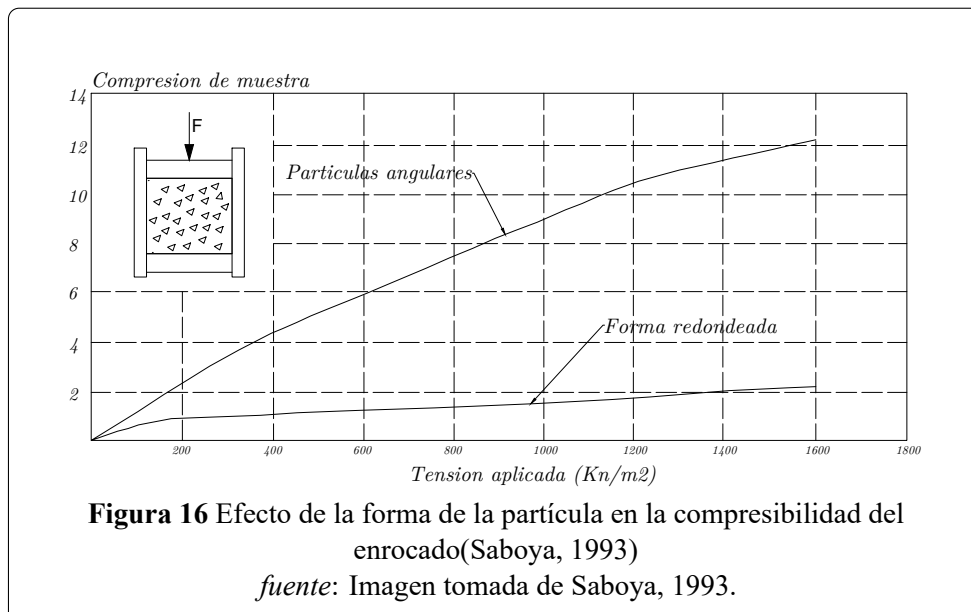
Kjaernsli e Sande (1963), consideran que la deformabilidad esta en función del tamaño e numero de las partículas según la ecuación 2.6 , con $n = 0.80$, para muestras densas, y $n = 0.30$ para muestras sueltas.

$$\epsilon = C_2 \sigma^n \quad (2.6)$$

Donde:

C_2 : Constante que esta en función del tamaño y número de partículas.

La forma de la partícula es otro aspecto importante en la medición de la deformabilidad del material. Los materiales en forma redonda provocan menos cambios en los vacíos del interior, resultando una menor compresibilidad entre los contactos (Figura16) (Penman, 1982).



Con relación al coeficiente de uniformidad, coeficiente de vacíos y densidad relativa, Saboya, 1993 comenta que un material bien graduado posee un mayor número de contactos entre granos mayores a comparación de un material uniforme, ya que las partículas más pequeñas tienden a ocupar los vacíos que dejan las partículas mayores.

Un mayor número de contactos resulta en fuerzas intergranulares más bajas, reduciendo la rotura de granos (Saboya, 1993). Como consecuencia, obtenemos un enrocado con baja compresibilidad y mayor densidad relativa.

Algunos resultados de ensayos (Figura 17), mostraron que la deformación del enrocado aumenta con un aumento de índice de vacíos inicial.

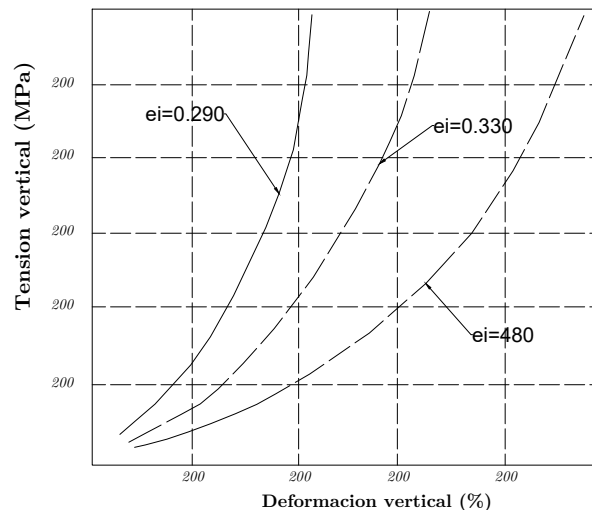


Figura 17 Efecto del índice de vacíos en la compresibilidad inicial del enrocado Saboya, 1993.

fuentes: Imagen tomada de Saboya, 1993.

La compresibilidad en las zonas de las presas de relleno de roca ganó una mayor aceptación a partir de la década de 1960, debido a la incorporación de procedimientos de vibración y compactación de humectación para lograr una mayor densidad relativa (Vilchez, 2012).

Cooke and Sherad, 1987, comenta que los enrocados lanzados pueden representar una compresión diez veces mayor que los enrocados compactados. La humectación del relleno de roca, sin compactación, hace que aumente la compresibilidad del relleno de roca, como puede ser observado en la Figura 18

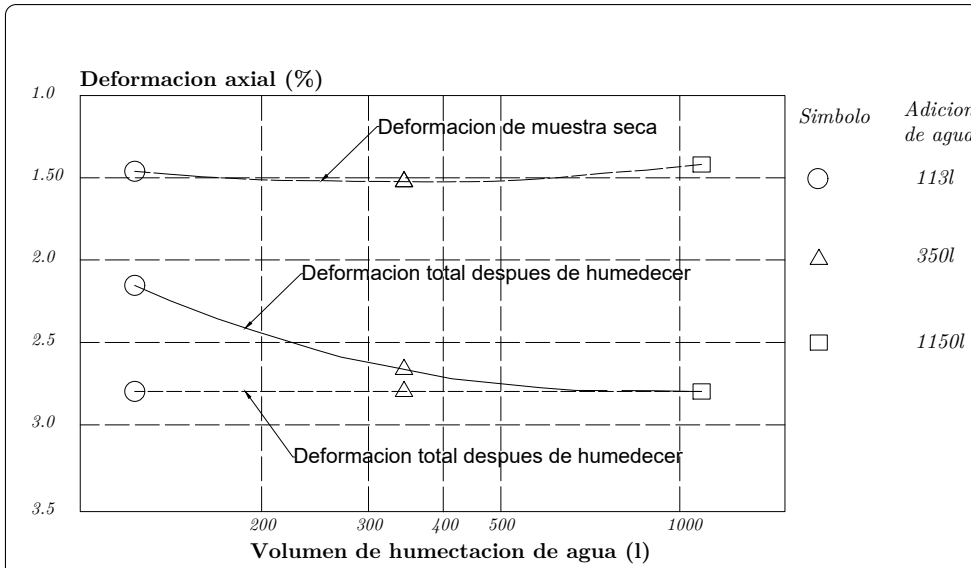


Figura 18 Ensayo de compresión unidimensional: efecto de adición de agua en enrocado de la Angostura
fuente: Imagen tomada de Saboya, 1993.

Otra característica importante relacionada a la compresibilidad es la rotura del grano. Marsal (1973) observó, a partir de varios ensayos de compactación, triaxial y/o compresión unidimensional existía una variación en los pesos antes y después del ensayo. Esta característica fue llamado índice de rotura del grano (B_g).

donde:

B_g : Índice de rotura de granos.

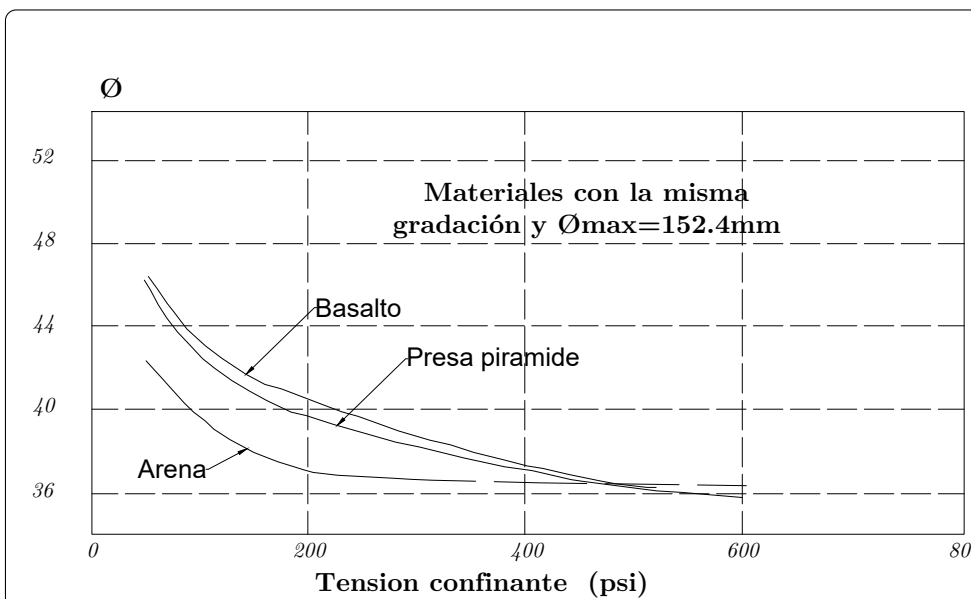


Figura 19 Ensayos triaxiales con muestras de 914mm de diámetro
fuente: Imagen tomada de Saboya, 1993.

Marachi(1969) menciona que las rocas que presentan menor tendencia a la rotura de las

partículas, tienen menores disminuciones en el ángulo de fricción con el aumento de la tensión confinante. Saboya, 1993 comenta que la relación entre el ángulo de resistencia al corte y el índice B_g es independiente del tamaño de la partícula para materiales con curva de tamaño de partículas paralelas e incluso índice de huecos (Figura 19).

2.2.2 Comportamiento durante el embalse

según Sandroni, 2012, Las represas no son obras destinadas a impedir totalmente el paso de agua por sus cimientos o por el terraplén. La filtración de cierta cantidad de agua es inevitable y hasta cierto punto deseable.

El flujo por la cimentación y la represa puede suceder de dos maneras: en flujo transitorio, y en flujo permanente o estacionario, en condición saturada.

2.2.2.1 Comportamiento durante el primer embalse

según Pereira, 1986, El comportamiento de las represas de tierra y enrocado durante el primer llenado es bastante diferente de lo presentado durante la etapa de la construcción, principalmente en relación a la compresibilidad, pérdida de rigidez y pérdida de resistencia o corte, dependiendo de la geometría, naturaleza y propiedades físicas de los materiales. Esto ocurre principalmente porque los aumentos de carga en la cara de talud aguas arriba, por incremento del nivel de agua que se aplican en cortos períodos de tiempo, dando lugar a la ocurrencia de movimientos complejos que generan desplazamientos y variaciones de tensiones. Otra consecuencia del llenado del depósito puede ser la facturación hidráulica.

Nobari and Duncan, 1972, en una detallada revisión de los casos históricos de movimientos en represas causadas por el primer llenado del depósito, indican que la complejidad del comportamiento de la represa en esta fase resulta de tres causas principales:

- La compresión debido al humedecimiento de la fundación genera asentamientos no uniformes pues el total de la fundación es humedecido primero.
- la compresión debido al humedecimiento del cuerpo de represas homogéneas o del espaldar aguas arriba de represas zonificadas produce asentamientos en esta región de la represa con movimientos en la dirección hacia arriba con posible ocurrencia de fisuras longitudinales.
- La carga ocasionada por la presión hidrostática provoca movimientos en el sentido

aguas abajo.

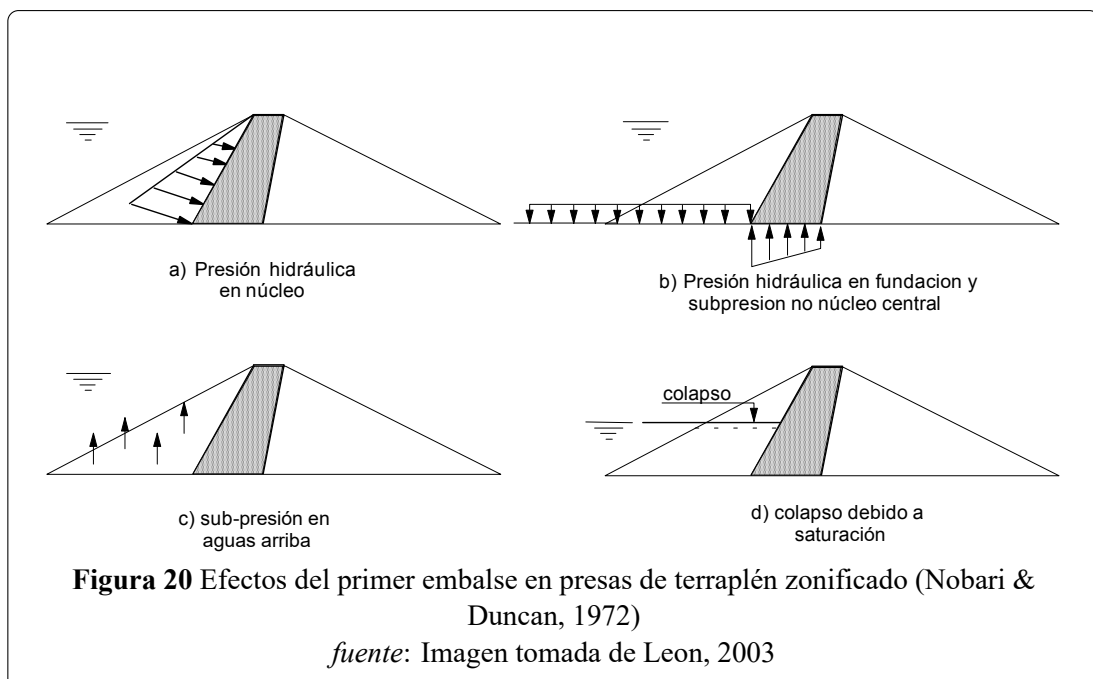
La inmersión de los materiales del espaldar puede ocasionar deformaciones considerables. En general en estos materiales ocurren asentamientos importantes verificándose una rotación del cuerpo de la represa hacia arriba en la fase inicial del llenado y cuando presión hidrostática alcanza valores considerables, se invierte el sentido de aquella rotación hacia abajo.

2.2.3 Efectos de primer llenado en presas zonificadas

Nobari and Duncan, 1972, también reportan que ocurren cuatro efectos separados debido al primer llenado del embalse de un represa zonificada, siendo que en la combinación de estas la deformaciones compresivas resultan las predominantes.

2.2.3.1 Presión hidrostática en núcleo

Según Nobari and Duncan, 1972, durante la fase de llenado del depósito, se considera que la permeabilidad del núcleo es muy pequeña en relación con la permeabilidad del material del espaldar aguas arriba, de modo que se puede asumir la ocurrencia instantánea de una presión hidrostática en la cara de agua arriba del núcleo como se muestra en la (Figura 20a). Esta presión hidrostática tiende a producir desplazamientos dirigidos hacia abajo, llegando a ser apreciables en la fase final del llenado del depósito, con la inversión de la rotación inicial de arriba hacia aguas abajo.



2.2.3.2 Presión hidrostática en cimentación y subpresión en núcleo

según, Nobari and Duncan, 1972 La aplicación de presiones hidrostáticas en la fundación, por encima del núcleo central, origina asentamiento y rotación de la represa hacia arriba, mientras que la ocurrencia de subpresión en la base del núcleo central causa movimientos ascendentes y rotación de la represa hacia abajo, como ilustra la (Figura 20b).

Como el macizo de fundación de represas de tierra o enrocamiento es generalmente constituido por suelo o roca con buenas características de rigidez, las deformaciones que pueden ocurrir debido a la acción de estos dos efectos es de poco interés práctico.

2.2.3.3 Subpresión ascendente

según, Nobari and Duncan, 1972 estas presiones se originan debido a la inmersión del espaldar de las represas zonificadas (enrocado o suelos granulares), con tendencia a causar desplazamientos verticales ascendentes, así como rotaciones en la represa en la dirección de aguas abajo, debido al conocido fenómeno del empuje de Arquímedes, conforme se ilustra en la (Figura 20c).

2.2.3.4 Colapso debido a saturación

según, Nobari and Duncan, 1972, este fenómeno generalmente ocurre en suelos limosos, pudiendo también ocurrir en el caso de suelos granulares e incluso enrocamientos debido a la reducción de la resistencia al cizallamiento causada por el humedecimiento.

En una represa de tierra o enrocado, el colapso ocurre debido a la saturación de estos materiales del espaldar de aguas arriba en la etapa del primer llenado, provocando asentamientos y rotaciones en la represa en la dirección hacia aguas arriba.

El fenómeno de colapso debido a la saturación fue constatado en varias represas de tierra y de enrocado, con varios investigadores (Nobari and Duncan, 1972, Veiga Pinto, 1983, entre otros) indicando la ocurrencia de importantes asentamientos debido al colapso en ensayos triaxiales y edométricos considerando materiales inicialmente secos y luego saturados bajo determinados niveles de tensión.

2.3 Instrumentación geotécnica

La instrumentación se refiere al uso de dispositivos para obtener información cuantitativa que permita caracterizar el comportamiento de la estructura con la finalidad de evaluar su seguridad (Dunnicliff, 1988).

La finalidad de la instrumentación geotécnica es registrar y analizar los desplazamientos, deformaciones, cargas y tensiones (Basset, 2012).

Entre los aspectos fundamentales del monitoreo geotécnico se tiene lo siguiente (CNA, 2012)¹:

- Conocer las condiciones iniciales del sitio (estado de esfuerzos y presión de poro)
- Medir propiedades hidráulicas y mecánicas, insitu.
- monitorear diversas etapas de construcción
- Verificar las hipótesis de diseño.
- conocer las condiciones de seguridad.
- efectuar monitoreo a largo plazo.

2.3.1 Niveles de instrumentación

Para cumplir con la seguridad, la instrumentación tiene una serie de roles para responder a niveles apropiados y se dividen en las siguientes categorías (Basset, 2012).

Monitoreo pasivo Implica registrar y almacenar datos que proporcionen al usuario la prueba de comportamiento de la estructura y en caso que estos datos aparentemente excedan los valores predichos, puede haber tiempo para iniciar acciones correctivas en la estructura o cambiar la técnica de construcción (Basset, 2012).

Monitoreo casi en tiempo real La evaluación en tiempo real debe ir acompañado de la implementación de planes y equipos correctivos que pueda evitar el desarrollo de una situación peligrosa (Basset, 2012).

Monitoreo de seguridad El sistema de instrumentación debe ser capaz de leerse automáticamente, los datos deben capturarse en el tiempo, la cantidad de datos debe ser procesada rápidamente para proporcionar una imagen visual clara (Basset, 2012).

¹Comisión Nacional del Agua

2.3.2 Instrumento para medir niveles y presiones de agua

2.3.2.1 Piezómetro de cuerda vibrante

Los piezómetros (Figura 21) a cuerda vibrante se ha diseñado para medir la presión de fluidos en terraplenes, fundaciones, tuberías, pozos. Los piezómetros de cuerda vibrante miden con gran precisión la presión intersticial (Geokon, 2012).



Figura 21 Piezómetro de cuerda vibrante
fuentes: Imagen tomada de Geokon, 2012

2.3.2.2 Piezómetro de casa grande

El Piezómetro de Casagrande (Figura 22) mide la Columna de agua en un ducto que conecta la celda de captación con la atmósfera. La variación de la longitud de la columna en el interior del ducto se relaciona directamente con la presión de poros (Dunnicliff, 1988).



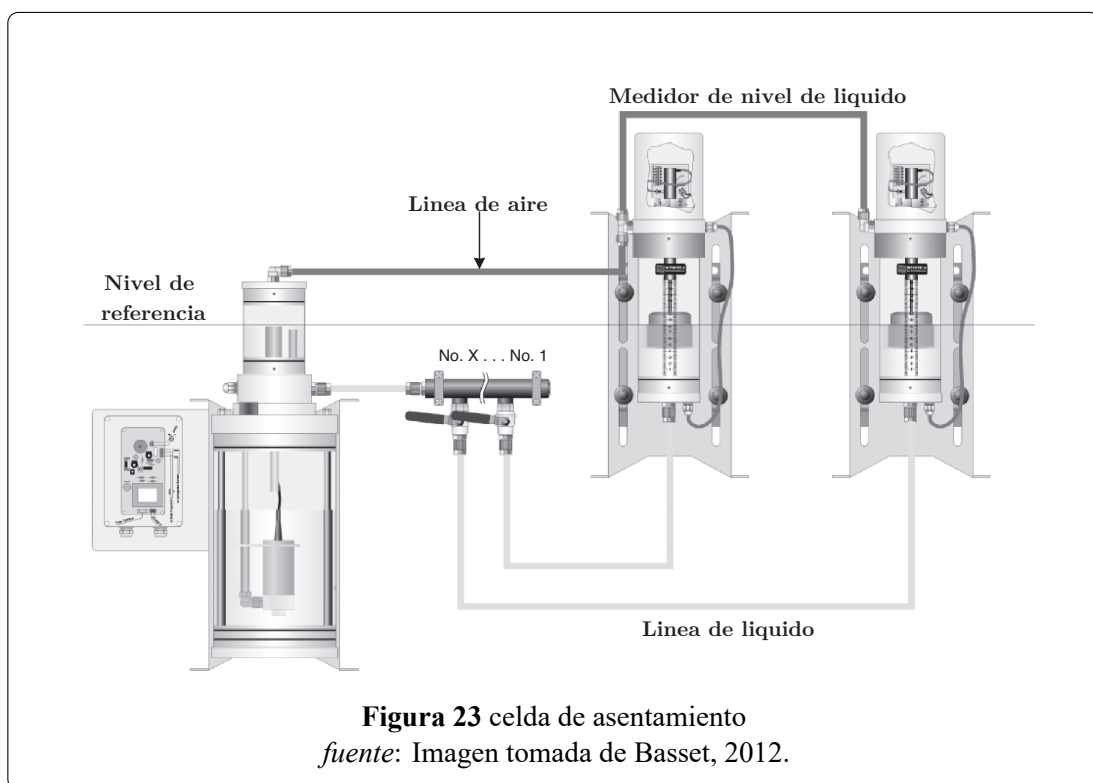
Figura 22 Piezómetro de Casagrande
fuentes: Imagen tomada de Geokon, 2012

2.3.3 Instrumento para medir deformación interna

Las deformaciones de las estructuras pueden ocurrir en cualquier dirección, por lo tanto existen instrumentos que miden deformaciones horizontales y verticales (Dunnicliff, 1988).

2.3.3.1 Celdas de asentamiento

La celda de asentamiento (Figura 23) (settlement cell) es un instrumento muy sencillo y útil, que está diseñado para medir deformaciones verticales (asentamientos o expansiones) en un punto de interés al interior de un terraplén (CNA, 2012).



A) Cálculo

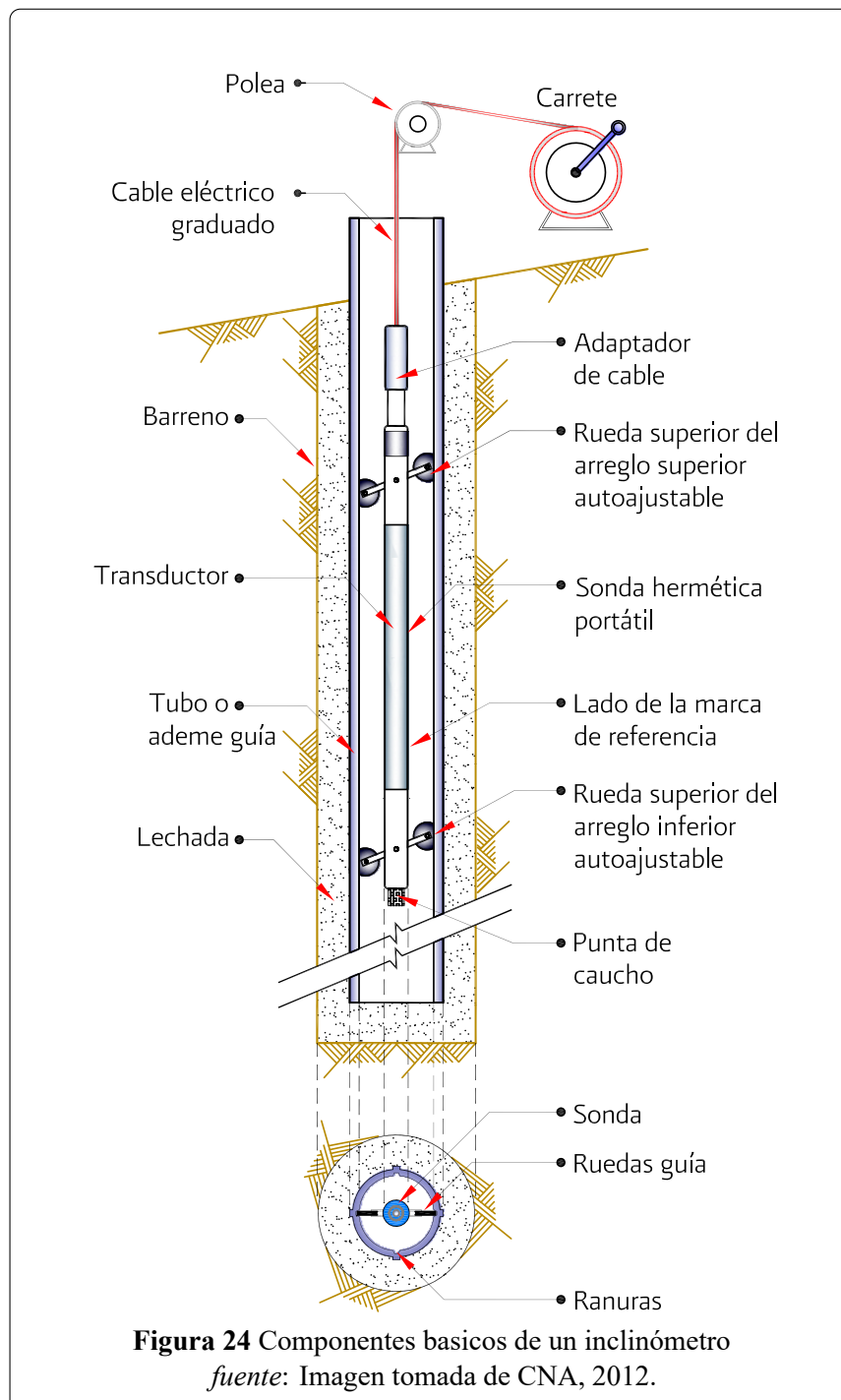
Para la toma de lecturas se realiza lo siguiente (CNA, 2012):

1. Convierta la lectura en hertz a unidades de presión, utilizando las expresiones y factores de calibración del fabricante.
2. Realice la corrección por presión barométrica.
3. Realice la corrección por densidad del líquido en función de la temperatura.
4. Obtenga la altura de columna de agua, que multiplicada por la densidad del líquido utilizado nos dará la elevación de la celda.

5. Para determinar el desplazamiento vertical. El desplazamiento (+) implica asentamientos mientras (-) son expansiones.

2.3.3.2 Inclinómetro vertical

El Inclinómetro (Figura 24) es uno de los instrumentos más usados para medir los desplazamientos de una masa de suelo o roca ya que permite conocer los desplazamientos normales con respecto al eje de una tubería guía, mediante el paso de una sonda por ella (CNA, 2012).



2.4 Método de análisis de la deformación en presas

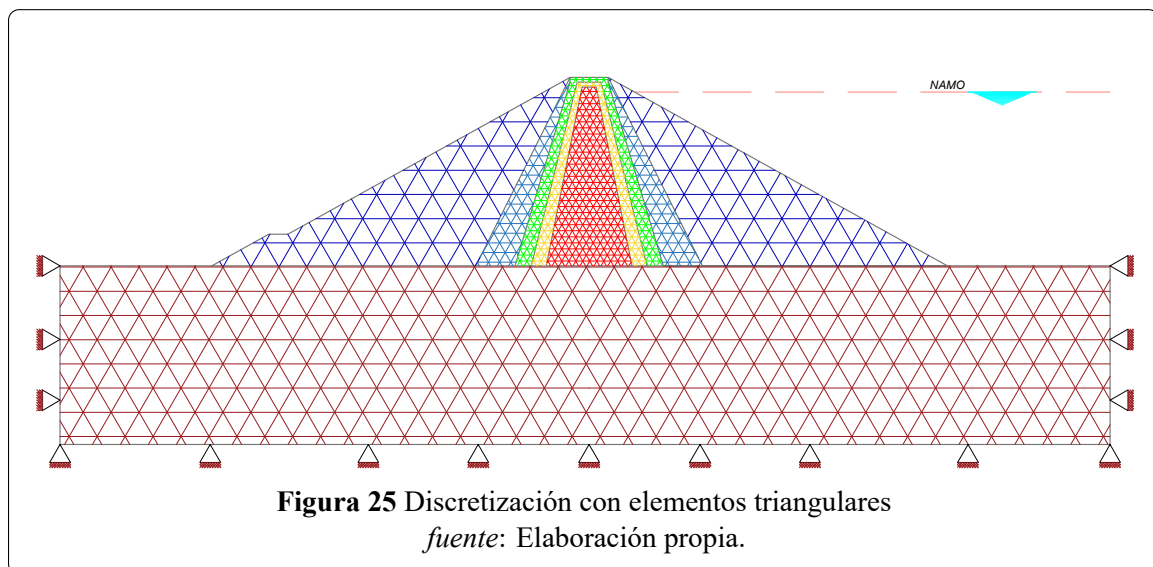
Duncan (1996) y Kovacevic (1994) son referencias recientes sobre el uso del método de los Elementos Finitos aplicables al comportamiento de la deformación de terraplenes, principalmente diques de tierra y rellenos de rocas (Hunter & Fell, 2003).

Duncan (1996) también comenta que la elección del modelo constitutivo de esfuerzo - deformación son empleados en el análisis ya que es un equilibrio entre simplicidad y precisión, y que la elección del modelo constitutivo dependerá del propósito del modelo a realizar (Hunter & Fell, 2003).

2.4.1 Elementos Finitos

De acuerdo con el método de elementos finitos, un medio continuo se divide en un determinado número de elementos (Figura 25). Cada elemento consta de una serie de nodos, Cada nodo tiene una cantidad de grados de libertad que corresponden a valores discretos de las incógnitas en el problema del valor límite a resolver.

En esta investigación se simplifica la idealización del dique de la presa en un modelo bidimensional (Figura 25), donde se realiza la discretización con un enmallado triangular-Lagrangiano.



2.4.1.1 Elasticidad Bidimensional

A) Esfuerzos y deformaciones

Los vectores de esfuerzos y de deformaciones que influyen en el comportamiento de una estructura bidimensional son (Vasquez & Lopez, 2001):

$$\{\sigma\} = \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.7)$$

$$\{\epsilon\} = \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.8)$$

donde:

σ : Matriz de esfuerzos.

ϵ : Matriz de deformaciones.

B) Relaciones esfuerzo y deformaciones

Las relaciones esfuerzo deformación se pueden expresar en la forma matricial (Vasquez & Lopez, 2001).

$$\{\sigma\} = [\mathbf{D}] \{\epsilon\} \quad (2.9)$$

Siendo en este caso la matriz constitutiva:

$$[D] = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.10)$$

donde:

\mathbf{D} : Matriz constitutiva.

E : Módulo de elasticidad.

C) Relaciones deformaciones - desplazamiento

Esta relación se expresa matricialmente de la forma (Vasquez & Lopez, 2001):

$$\{\epsilon\} = [\partial] \{u\} \quad (2.11)$$

donde:

∂ : Operador lineal.

u : Vector desplazamiento.

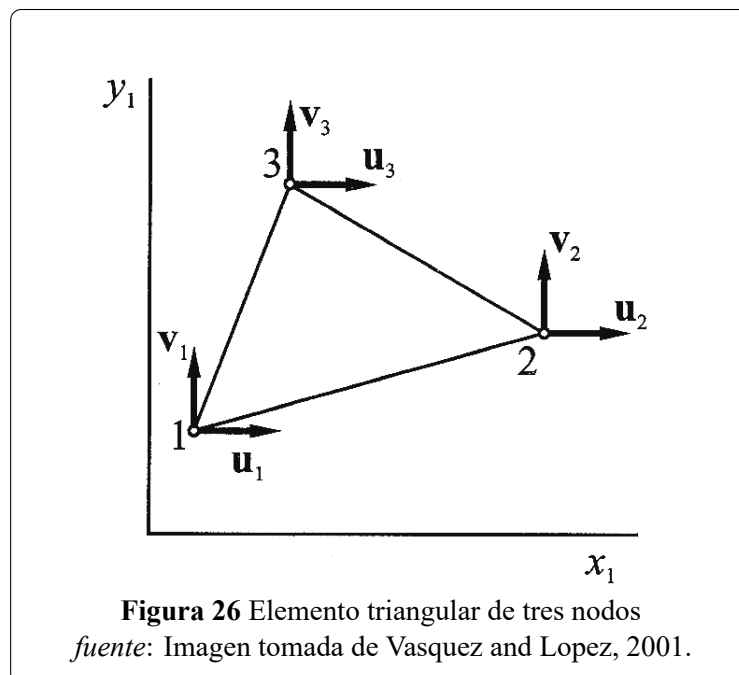
D) Relaciones esfuerzo - desplazamiento

Sustituyendo 2.11 en 2.9, se obtienen las relaciones entre esfuerzos y desplazamientos (Vasquez & Lopez, 2001).

$$\{\sigma\} = [D] [\partial] \{u\} \quad (2.12)$$

2.4.1.2 Funciones de desplazamiento

Para analizar la sección tomamos un elemento triangular básico, cada uno con nodos 1,2,3, cada nodo tiene 2 grados de libertad con un desplazamiento en el eje X y una en Y como se muestra en la Figura 26 (Vasquez & Lopez, 2001).



Las funciones de interpolación de N_i del elemento triangular lineal:

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{x_2 y_3 - y_2 x_3 + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y}{2A_e} \\ N_2 &= \frac{x_3 y_1 - y_3 x_1 + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y}{2A_e} \\ N_3 &= \frac{x_1 y_2 - y_1 x_2 + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y}{2A_e} \end{aligned} \quad (2.13)$$

Donde:

A_e : área del elemento triangular.

Las funciones de interpolación tiene valor uno en el nodo i y valores cero en el resto de los nodos, y por ello son polinomios Lagrangianos. También se verifica que: $N_1 + N_2 + N_3 = 1$.

Matriz de interpolación del elemento.

$$[N_e] = [P][C]^{-1} \quad (2.14)$$

N_e : Matriz de forma.

P : Matriz de funciones de desplazamiento.

2.4.1.3 Matriz de rigidez del elemento

Siendo $[k_e]$ la matriz de rigidez del elemento, definido por (Vasquez & Lopez, 2001):

$$[k_e] = \int_{V_e} [B_e^T] [D] [B_e] dV_e \quad (2.15)$$

$$[B_e] = [\partial] [N_e] \quad (2.16)$$

$[B_e]$: Matriz de deformación del elemento.

Las expresiones de la matriz de rigidez se reducen a:

$$[k_e] = tA_e [B_e^T] [D] [B_e] \quad (2.17)$$

$[k_e]$: Matriz de rigidez del elemento triangular de 3 nodos.

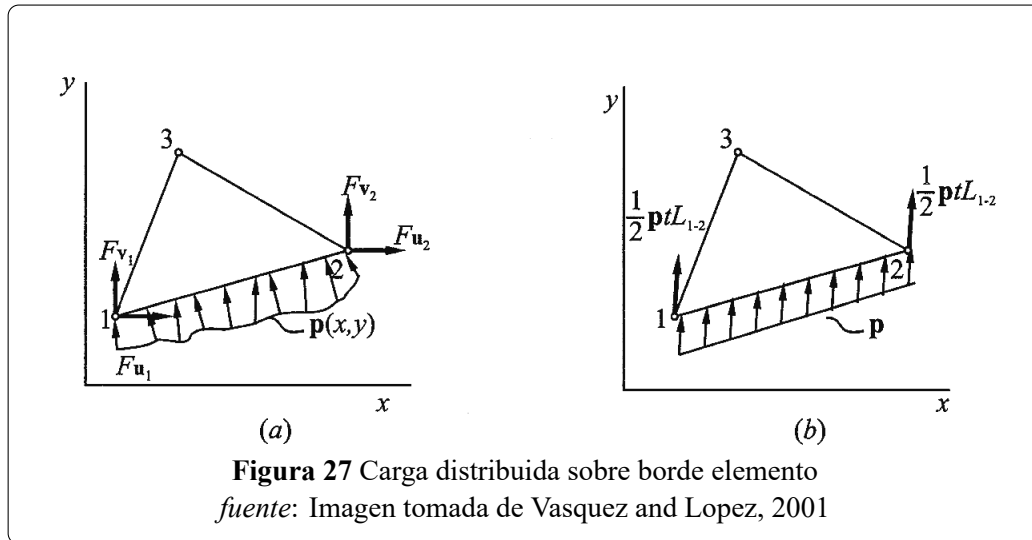
$$[ck_{ij}^e] = tA_e [B_i^T] [D] [B_j] \quad (2.18)$$

$[k_{ij}^e]$: submatrices de rigidez del elemento.

2.4.1.4 Vector de fuerzas nodales equivalente

A) Carga distribuida sobre el borde del elemento

Consideremos que sobre un borde del elemento, por ejemplo el borde 1-2, actúa una carga cualquiera $p(x, y)$ distribuida por unidad de superficie de borde (Figura 27a). Como en el borde 1-2, la función de interpolación N_3 es nula, las fuerzas nodales equivalentes solamente actuarán en los nodos 1 y 2 (Vasquez & Lopez, 2001).



Si la carga distribuida $p(x, y)$ es constante en el borde 1-2 (Figura 27b), las ecuaciones anteriores se reducen a:

$$\begin{aligned} F_{u1} &= \frac{1}{2}p_x tL_{1-2} & F_{v1} &= \frac{1}{2}p_y tL_{1-2} \\ F_{u2} &= \frac{1}{2}p_x tL_{1-2} & F_{v2} &= \frac{1}{2}p_y tL_{1-2} \end{aligned} \quad (2.19)$$

2.4.1.5 Matriz de rigidez completa

La matriz de rigidez completa de la estructura, definida por (Vasquez & Lopez, 2001):

$$[K_0] = \int_V [B]^T [D] [B] dV \quad (2.20)$$

La matriz completa de la rigidez de la estructura es:

$$[K_0] = t \sum A_e [B]^T [D] [B] \quad (2.21)$$

Submatrices de rigidez:

$$[K_{ij}] = t \Sigma A_e [B_i]^T [D] [B_j] \quad (2.22)$$

2.4.1.6 Respuesta de la estructura

A) Desplazamientos nodales

Siendo la matriz de los desplazamientos nodales (Vasquez & Lopez, 2001):

$$\{\delta_d\} = [K]^{-1} (\{F_c\} - [K_I] [\delta_c]) \quad (2.23)$$

$\{\delta_d\}$ desplazamientos nodales desconocidos, $[K]$ rigidez de estructura, orden n igual al número de grados de libertad, $\{F_c\}$ fuerzas nodales conocidas, $\{\delta_c\} = \{0\}$ desplazamiento nodales conocidos nulos, la ecuación 2.23 se reduce a (Vasquez & Lopez, 2001):

$$\{\delta_d\} = [K]^{-1} \{F_c\} \quad (2.24)$$

B) Reacciones Externas

Fuerzas nodales desconocidas:

$$\{F_d\} = [K_{II}]^{-1} \{\delta_d\} \quad (2.25)$$

C) Respuesta de los elementos

Deformación y esfuerzo en cualquier punto de un elemento (Vasquez & Lopez, 2001):

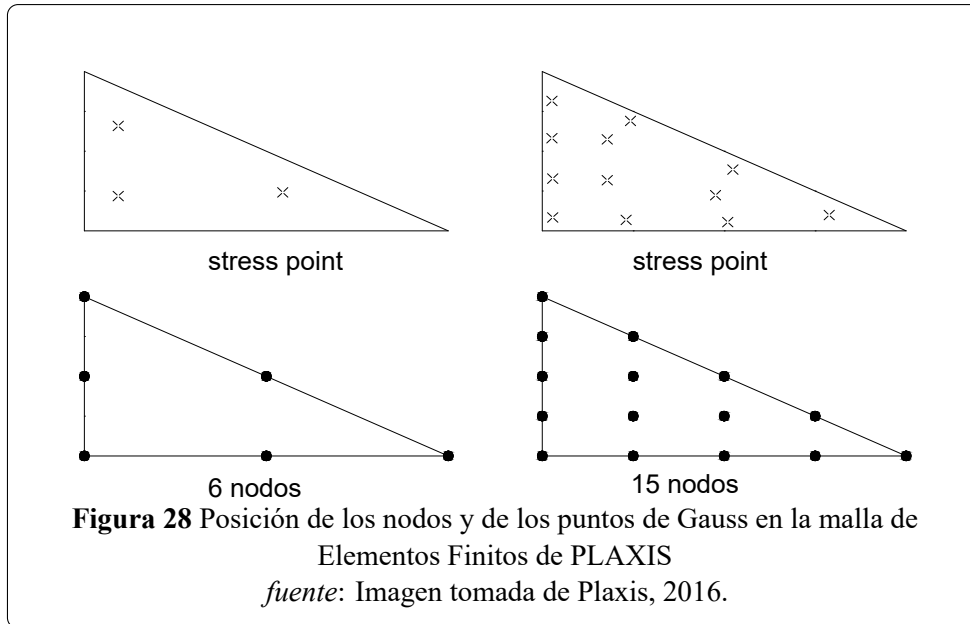
$$\{\epsilon\} = [B_e] \{\delta_e\} \quad (2.26)$$

$$\{\sigma\} = [D] [B_e] \{\delta_e\} \quad (2.27)$$

2.4.1.7 Elementos Lagrangianos (PLAXIS 2D)

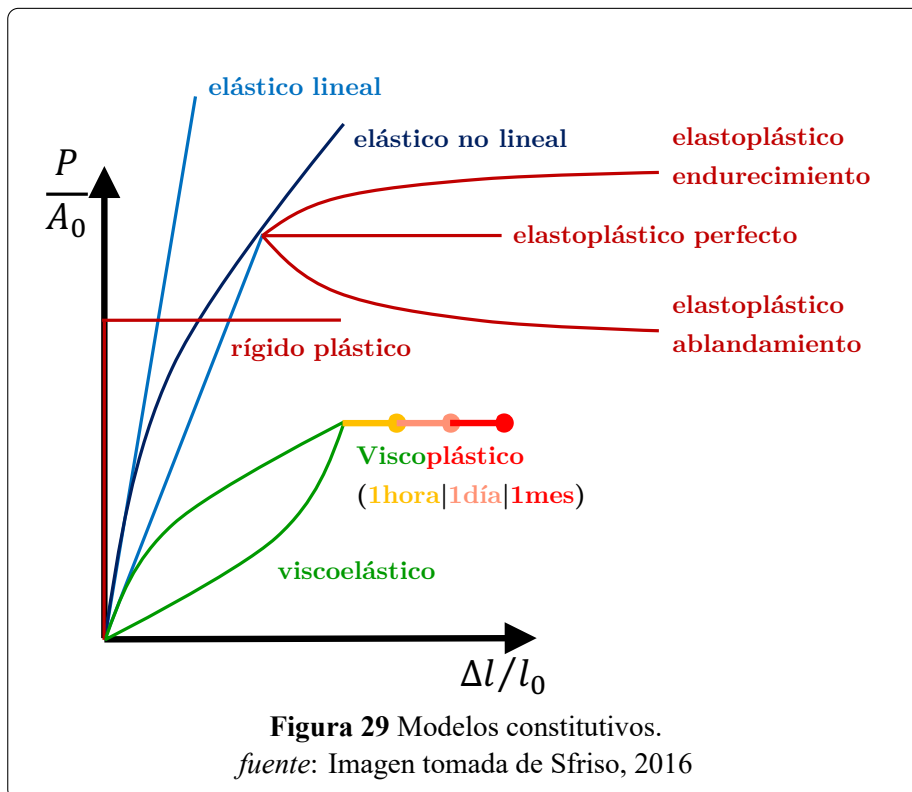
Para generar elementos bidimensionales del más alto grado de aproximación uno de los métodos es incrementar el grado de polinomio de las funciones de interpolación.

El programa tiene elementos triangulares de 6 nodos y 15 nodos (Figura 28), Los nodos definen el elemento y se calculan los desplazamientos, y los puntos de tensión son independientes de los nodos y es donde se calculan las tensiones (Plaxis, 2016).



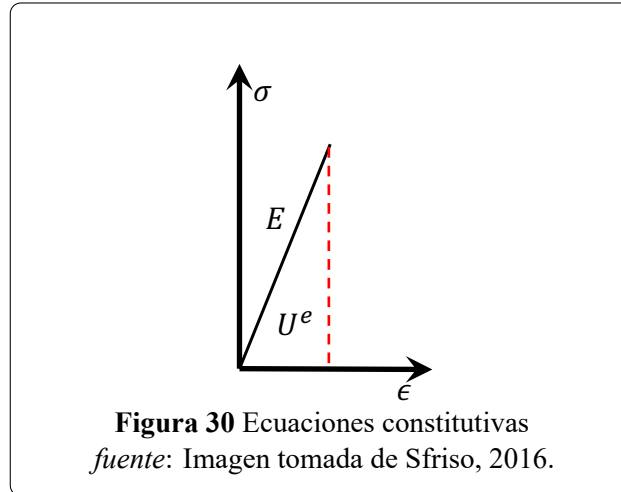
2.4.2 Modelos Constitutivos

Una ecuación constitutiva es un conjunto de fórmulas que determina el estado del material antes y después de cualquier cambio en su configuración. Las ecuaciones constitutivas relacionan tensión con deformación (Sfriso, 2016).



2.4.2.1 Modelo Lineal Elástico

El comportamiento del suelo no es lineal, el modelo elástico lineal es insuficiente para capturar las características esenciales del suelo. Sin embargo, se puede considerar para modelar estructuras masivas fuertes en capas de suelo o roca (Sfriso, 2016).



Los estados de tensión en el modelo elástico lineal no está limitado de ninguna manera, lo que muestra que el modelo muestra una fuerza infinita.

La relación 1D:

$$\sigma = E\epsilon \quad (2.28)$$

Para deformación plana 2D:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.29)$$

La relación entre parámetros elásticos:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.30)$$

Donde:

σ : Esfuerzo aplicado.

E : Modulo de elasticidad.

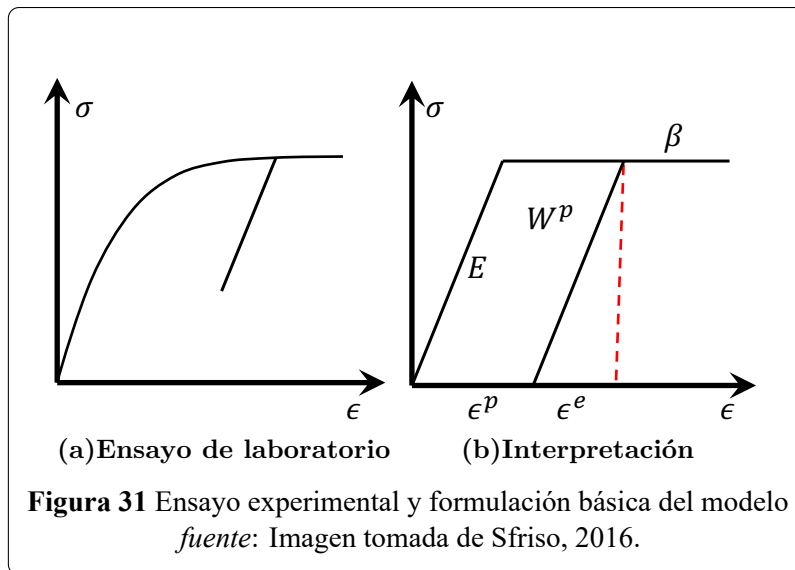
ν : Coeficiente de Poisson.

ϵ : Deformación.

U_e : Energía elástica almacenada.

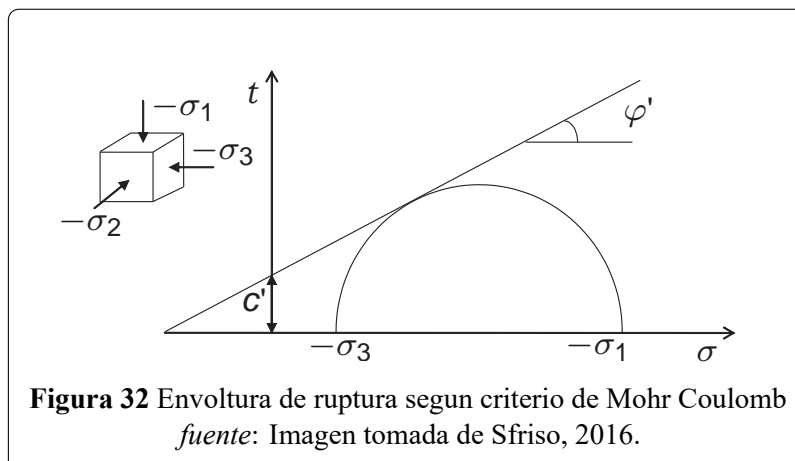
2.4.2.2 Modelo Mohr Coulomb

Se trata de un modelo elastoplástico perfecto (isotrópico), tiene cinco parámetros de entrada, E y ν , para la elasticidad del suelo, ϕ y c para la plasticidad y ψ ángulo de dilatación. Se debe tener en cuenta que no representa el comportamiento elastoplástico progresivo (Figura 31a), sino que es un modelo elástico y luego plástico (Figura 31b).



La envolvente de resistencia relaciona la resistencia al corte de materiales a los niveles de tensión impuestos. Esta resistencia dependerá de la composición de los materiales, y es representado por los parámetros de resistencia c' cohesión, ϕ ángulo de fricción a partir de la relación (Vilchez, 2012):

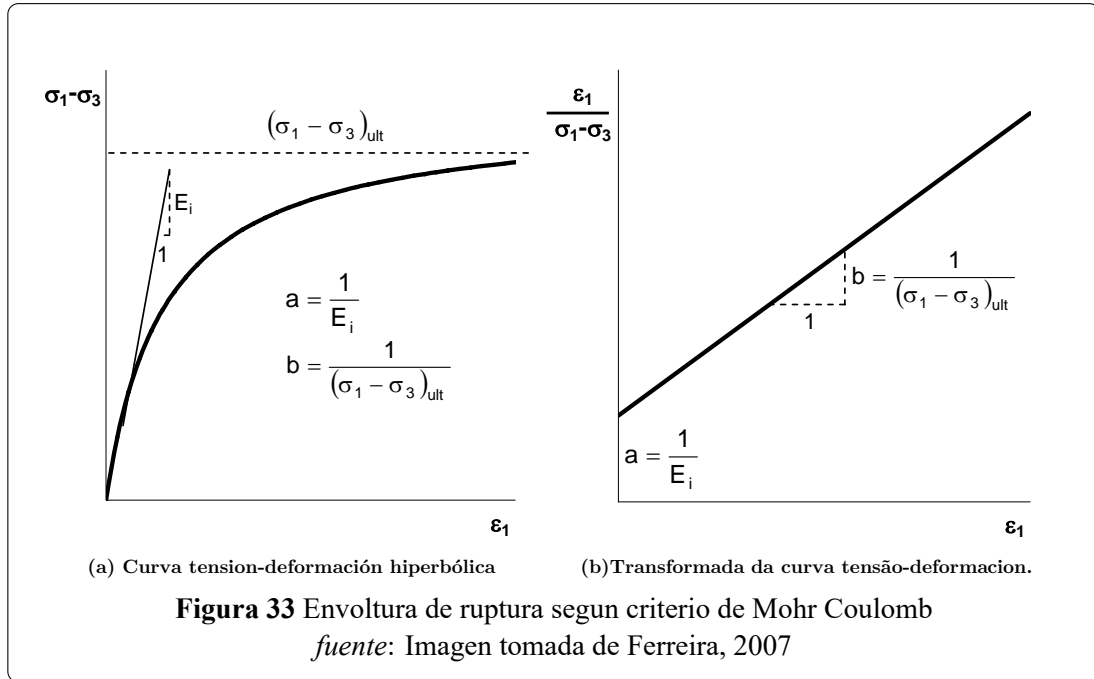
$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi) \tag{2.31}$$



2.4.2.3 Modelo Hiperbólico

El modelo constitutivo hiperbólico, propuesto por Duncan y Chang a sido muy utilizado en análisis no linear de presas, este modelo puede ser empleado para suelos cohesivos y no cohesivos (Ferreira, 2007).

(Kondner, 1963), mostró que las curvas (Figura 33a) pueden ser ajustadas a una parábola y representada por la ecuación 2.32 .



$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b \cdot \epsilon_1} \quad (2.32)$$

El esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_3)$ esta en función de la deformación axial ϵ_1 , los parámetros a y b están en función a la Figura 33b.

- Para la determinación de los parámetros **a** y **b** se grafica la $\epsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ vs ϵ_1 de los ensayos, quedando de la siguiente forma:

$$\frac{\epsilon_1}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b \cdot \epsilon_1 \quad (2.33)$$

- El coeficiente R_f se determina de la relación de esfuerzo desviador máximo $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ obtenido experimentalmente y el esfuerzo desviador asintótico $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, determinado

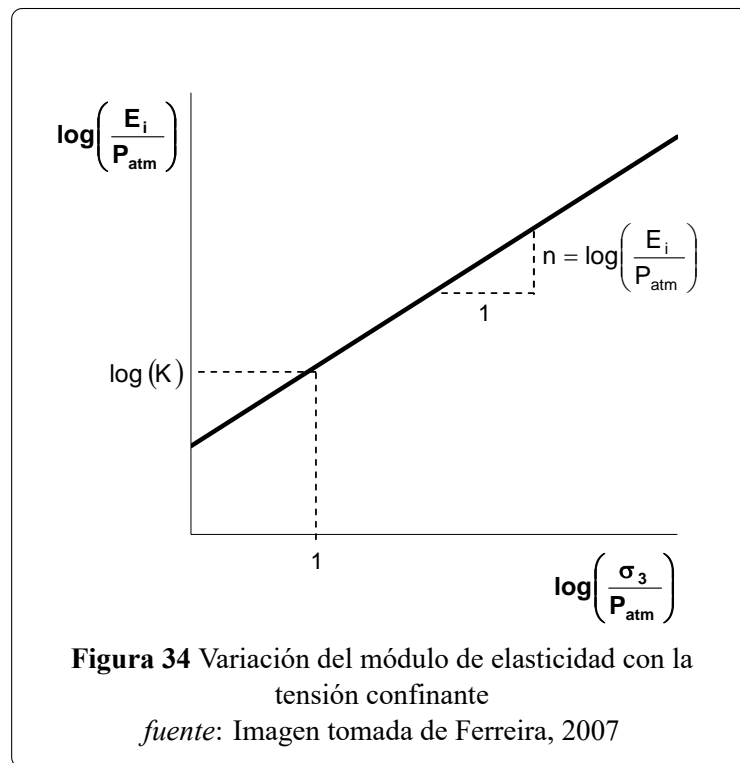
por ajuste hiperbólico.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (2.34)$$

(Janbu, 1963), sugiere la ecuación 2.35 para la variación del módulo de elasticidad inicial E_i en función de la tensión confinante σ_3 .

$$E_i = KP_{atm} \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right)^n \quad (2.35)$$

La representación en escala logarítmica de la transformada de la ecuación 2.35 se ilustra en la Figura 34, a partir del cual se determinan los parámetros k y n , estos parámetros son adimensionales ya que se introduce en la ecuación la presión atmosférica P_{atm} en la misma unidad que E_i y σ_3



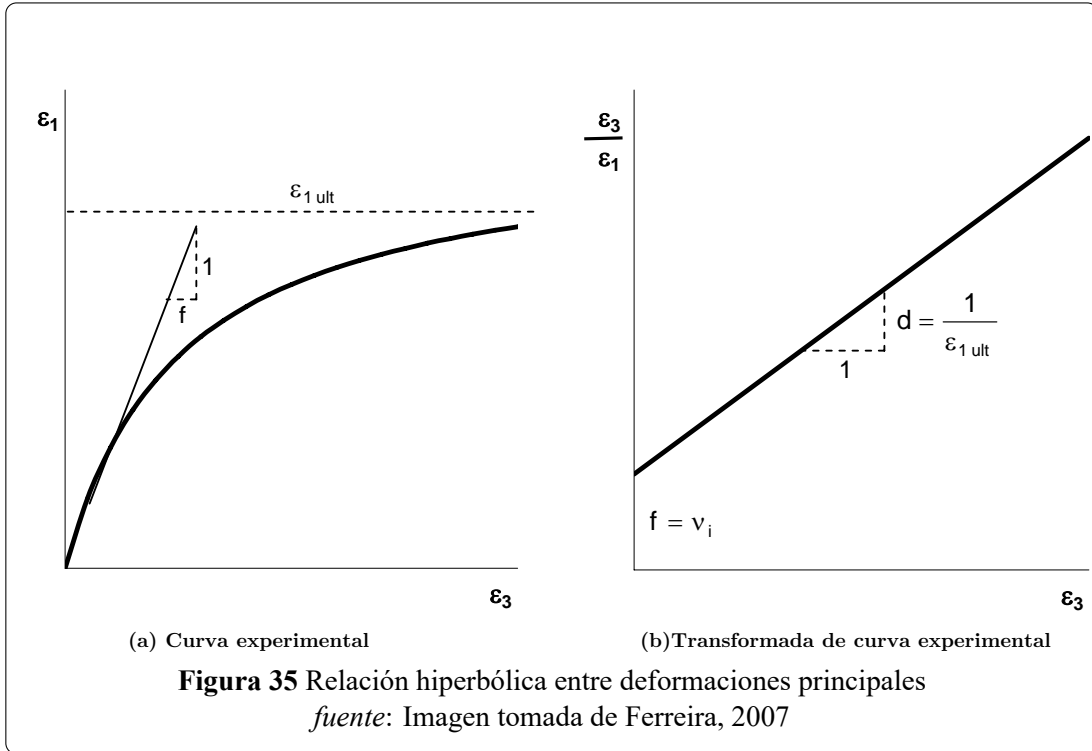
- Con la interpolación de los puntos de ensayo se obtiene la ecuación de la recta 2.36 .

$$\log \left(\frac{E_i}{P_{atm}} \right) = \log K + n \log \left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}} \right) \quad (2.36)$$

(Kulhawy, Duncan & Seed, 1969), sugirieron que la relación entre las deformaciones principales fuera expresada por una tendencia hiperbólica, conforme a la Ecuación 2.37 y Figura

(35a)

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_3}{f + d \cdot \epsilon_3} \quad (2.37)$$



ϵ_3 expresa la deformación radial por las muestras ensayadas.

- Se presenta la deformación lineal entre las deformaciones principales ϵ_1/ϵ_3 y la deformación radial ϵ_3

$$\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = f + d \cdot \epsilon_3 \quad (2.38)$$

$f = \nu_i$: representa coeficiente de Poisson inicial

d : coeficiente angular de la recta

A partir de la ecuación 2.39 de las curvas de deformación volumétrica ϵ_{vol} vs la deformación axial ϵ_1 de la muestras ensayadas, se estableció una relación lineal entre las deformaciones principales ϵ_3/ϵ_1 y la deformación axial ϵ_1

$$\epsilon_3 = \frac{1}{2}(\epsilon_{vol} - \epsilon_1) \quad (2.39)$$

(Kulhawy, Duncan & Seed, 1969) también mostraron que, para una gran variedad de suelos,

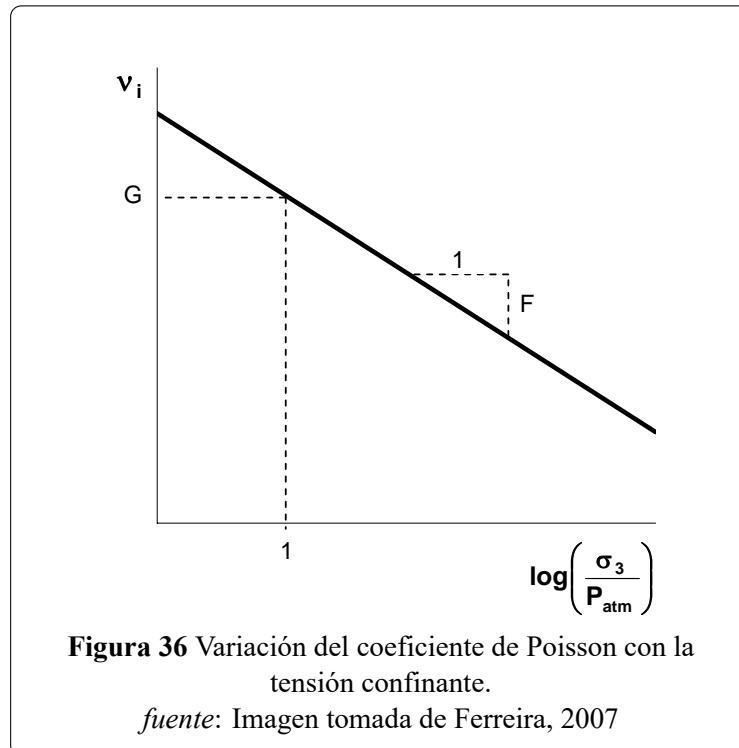
es válido utilizar la Ecuación 2.40 .

$$v_3 = G - F \cdot \log\left(\frac{\sigma_3}{P_{atm}}\right) \quad (2.40)$$

G: Coeficiente de Poisson inicial para una tensión de confinamiento igual a la presión atmosférica.

F: Representa el decrecimiento del coeficiente de Poisson inicial con un aumento de la tensión confinante

En la Figura 36 se muestra la relación lineal.



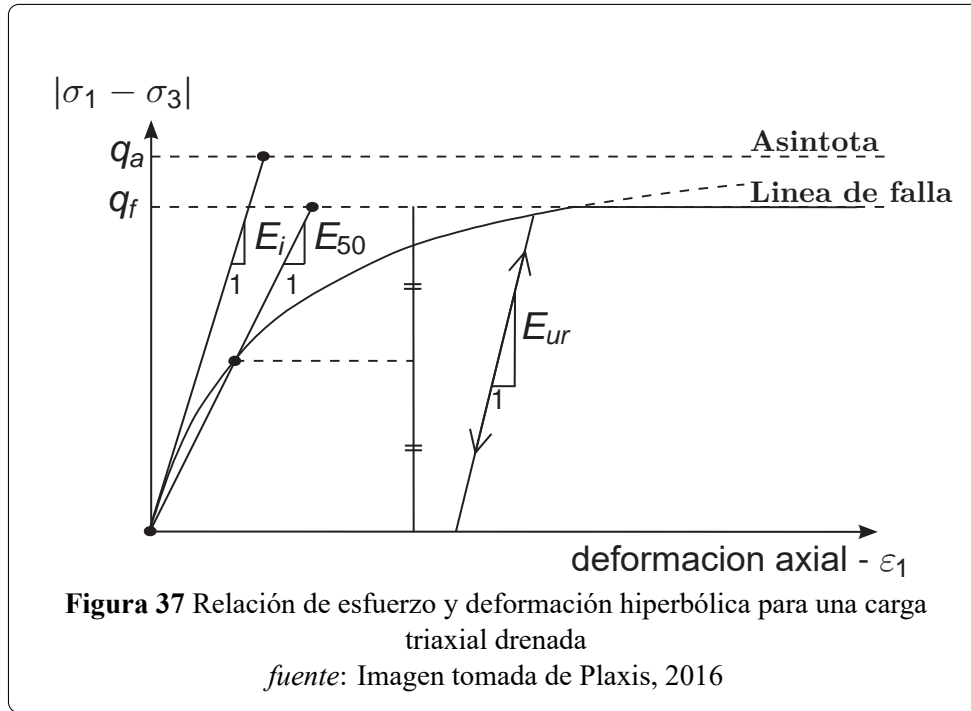
2.4.2.4 Modelo Hardening Soil(Plasticidad con endurecimiento)

El modelo de suelo endurecido es un modelo avanzado para la simulación del comportamiento del suelo. Para el modelo Mohr Coulomb los estados limitantes de tensión se describen por medio del ángulo de fricción ϕ , cohesión c y el ángulo de dilatancia ψ , sin embargo la rigidez del suelo se determina mucho más precisa utilizando tres rigideces de entrada diferentes: La rigidez de carga triaxial E_{50} , La rigidez de descarga triaxial E_{ur} , La rigidez de carga del Edométrico E_{oed} (Plaxis, 2016).

Una idea básica para la formulación básica del modelo es la relación hiperbólica entre la deformación vertical ϵ y el esfuerzo desviador q ilustrada en la (Figura 37), es descrita por la

siguiente ecuación 2.41 .

$$\varepsilon = \left(\frac{1}{2E_{50}} \right) \left(\frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \right) \quad (2.41)$$



E_{50} es el módulo de rigidez dependiente de la tensión de confinamiento y esta dado por la ecuación.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.42)$$

donde:

E_{50}^{ref} : módulo de rigidez correspondiente a la presión de confinamiento.

P_{ref} : 100 Kpa, el cuál depende del esfuerzo principal menor σ'_3 .

El incremento del esfuerzo viene dado por la potencia **m**, para arcillas blandas **m=1**, para arena y limos **m=0.5**.

El último esfuerzo desviador q_f y la asíntota q_a se definen:

$$q_f = (c \cdot \cot\phi - \sigma_3) \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.43)$$

Para la carga y recarga de tensión, se utiliza otro módulo de rigidez dependiente de la tensión

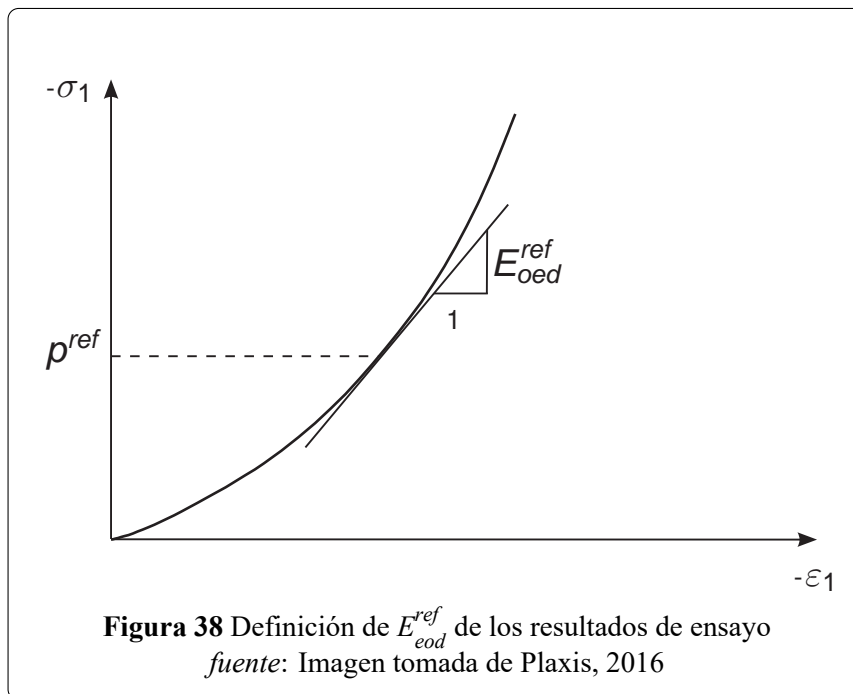
y se define con la ecuación 2.44 :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.44)$$

En muchos casos prácticos $E_{ur} = 3E_{50}^{ref}$

E_{oed} permite simular el comportamiento de los suelos en una situación de compresión unidimensional y se determina con la ecuación 2.45 .

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_1 \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad (2.45)$$



De los experimentos de varios suelos se conoce la relación:

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \quad (2.46)$$

2.4.2.5 Modelos constitutivos en PLAXIS 2D

El programa Plaxis es recomendado para el análisis de tensión y deformación sometido a grandes cargas. el software tiene una gran variedad de modelos constitutivos.

- Modelo de elasticidad
- Modelo Mohr-Coulomb
- Modelo del endurecimiento isotrópico (Hardening-Soil) Mohr-Coulomb

- Modelo del deslizamiento del suelo blando
- Modelo del suelo blando

PLAXIS ha derivado una falta de atención a las grandes construcciones de retención de estructuras de tierra y enrocado en la que no se tiene efectos importantes como el asentamiento durante su proceso constructivo, de forma directa.

Capítulo III

Método de la Investigación

3.1 Enfoque

El enfoque de esta investigación es **cuantitativa** por que tiene que ver con la medición de la deformación en el cuerpo de la presa Cuchoquesera durante la construcción y primer embalse. En la presente investigación se realiza la recolección de datos de los registros históricos del asentamiento en el cuerpo de la presa Cuchoquesera durante la etapa de construcción y embalse, y estas deformaciones se analizan con el empleo de modelos numéricos.

3.2 Alcance

El alcance de la presente investigación es **descriptiva y relacional**.

Descriptiva por que se analiza la deformación horizontal y vertical en el cuerpo de la presa, detallando las características que lo produce.

Relacional por que se responde a la deformación que se produce durante la etapa de construcción (1 y 8 etapas constructivas) y el primer llenado del embalse (1,8 láminas de agua).

3.3 Diseño de investigación

El diseño de investigación desarrollada en esta tesis es **no experimental**, por que se desarrolla sin manipular deliberadamente las variables.

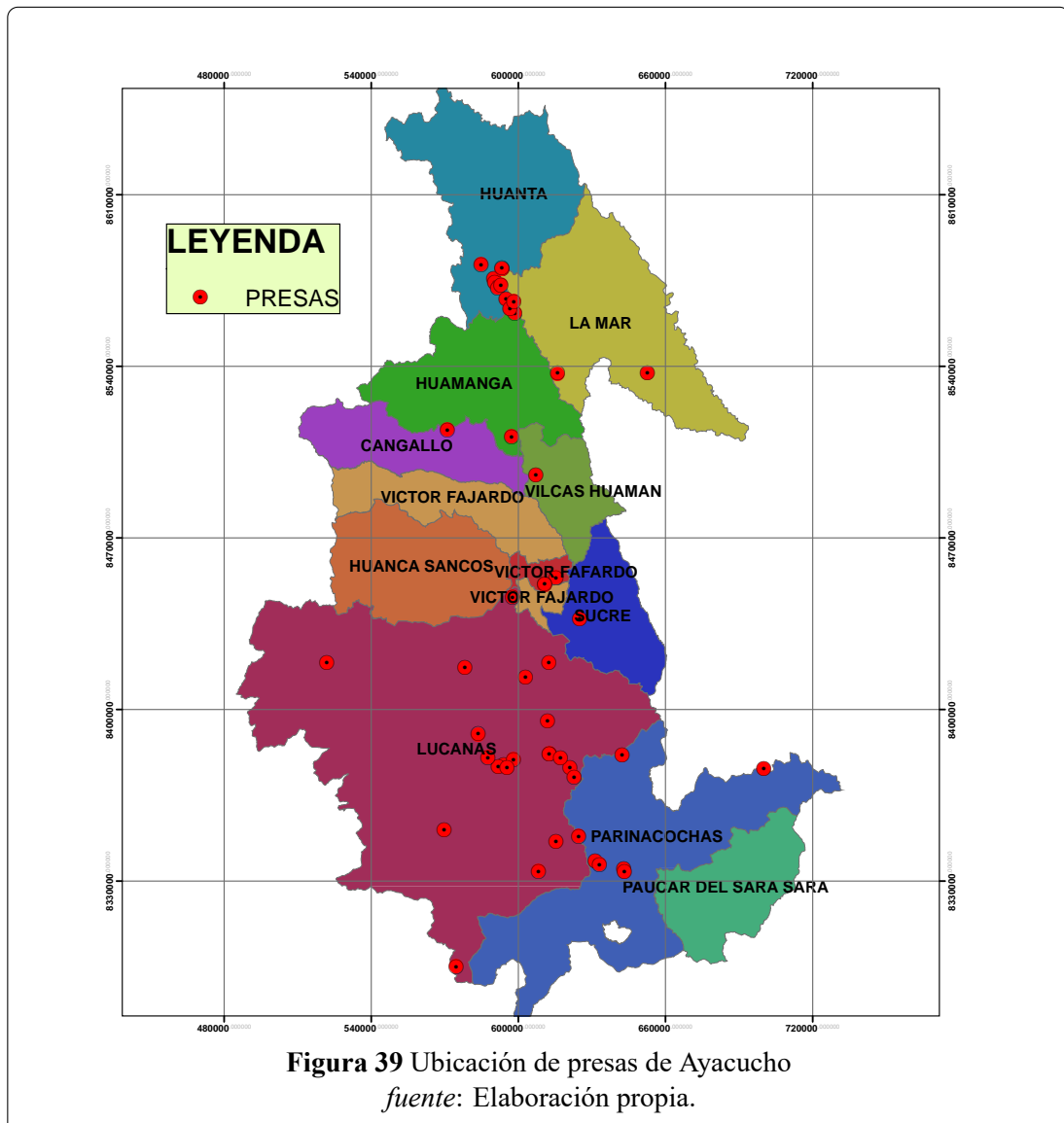
No experimental porque que se analiza la deformación tal y cómo se dan en su contexto natural, se observan las situaciones ya existentes, en esta investigación las variables independientes ya han ocurrido y ya no pueden ser manipulados por el investigador, por que la deformación ya sucedió al igual que sus efectos.

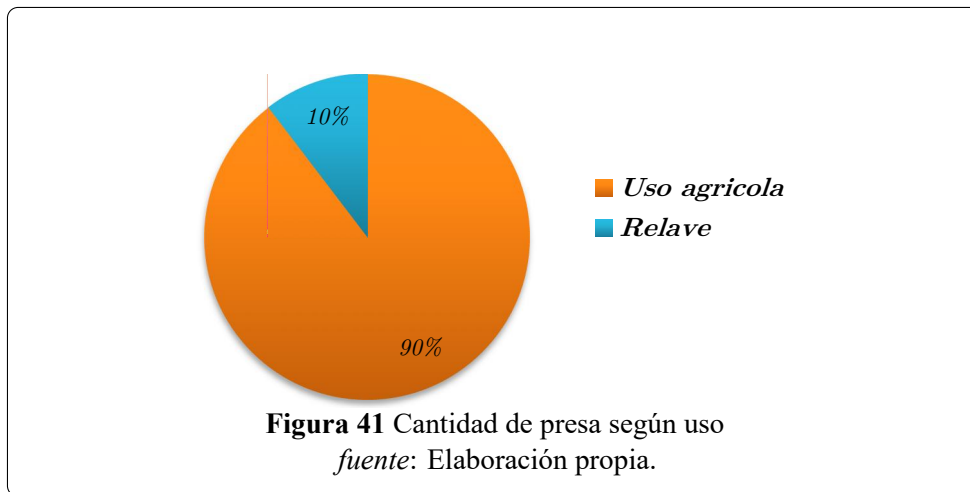
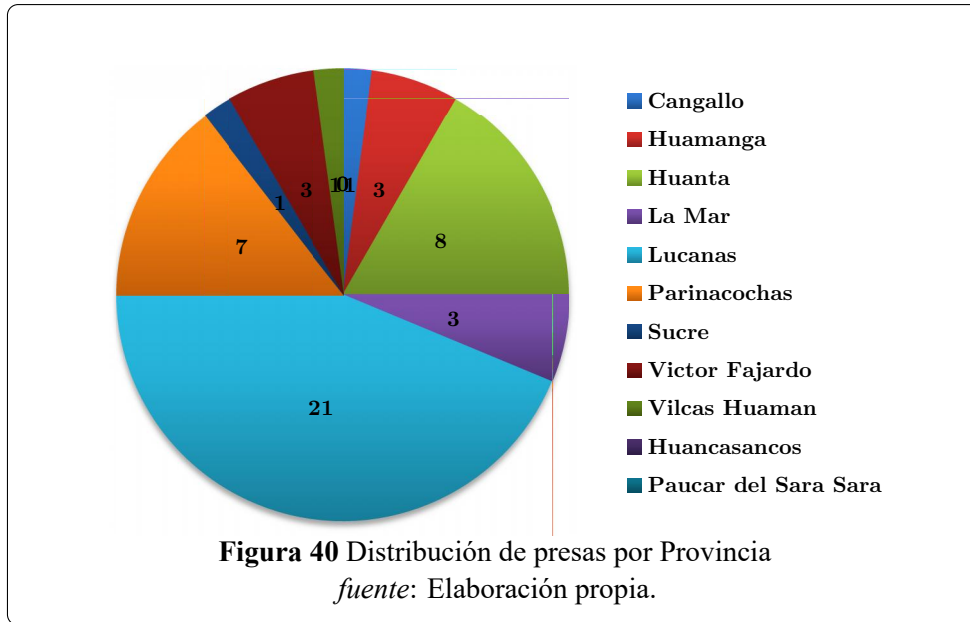
3.4 Población y muestra

3.4.1 Población

La población con la que se realizó la investigación fueron las presas inventariadas por la Autoridad Nacional del Agua (ANA) que se encuentran ubicados en la Región Ayacucho, entre presas de relave y de uso agrícola.

Para la presente investigación se considera las presas para consumo humano y de uso agrícola. En la figura 39 se muestra la ubicación de presas, en la Figura 40, se muestra la cantidad de presas por provincia, En la figura 41 se muestra la cantidad de presas por uso de la región Ayacucho.





3.4.2 Muestra

Para la investigación se realizó un **muestreo no probabilístico por conveniencia**, se eligió a la **Presa Cuchoquesera** por considerarse la única presa zonificada con núcleo de arcilla y ser la más importante de la región. Asimismo se tiene acceso a la información de los registros de la deformación vertical y horizontal, geotecnia, geología y mecánica de suelos en el archivo de **OPEMAN-GRA**.

La Presa Cuchoquesera cuenta con tres secciones de instrumentación 0+420,0+490 y 0+970, de las cuales se selecciona la progresiva **0+420**, por ser este el dique con mayor altura de H=42.00m, esta sección cuenta con 16 Piezómetros eléctricos, 03 celdas de asentamiento, 02 Inclínómetros que controlan el comportamiento del nivel freático y la deformación correspondientemente.

3.5 Hipótesis

3.5.1 Hipótesis general

Con el retroanálisis físico se determina la deformación del cuerpo de la presa Cuchoquesera, al final de su etapa constructiva y el primer llenado del embalse.

3.5.2 Hipótesis específicas

1. La deformación física en el cuerpo de la presa, en una etapa se produce en la corona y por capas constructivas en la altura media del cuerpo de la presa.
2. La deformación durante el embalse en una y varias láminas de agua es ascendente y las diferencias no son considerables.
3. La deformación registrado por instrumentación geotécnica y modelamiento numérico tienen una aproximación favorable.

3.6 Operacionalización de variables

La siguiente Tabla 2 muestra en resumen, la identificación de variables dependientes e independientes y relación entre las variables e indicadores identificadas en la presente investigación.

Tabla 2 Variables e indicadores	
Variables	Indicadores
<p>Dependiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Deformación del cuerpo de la presa <p>Independiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Construcción • Embalse • Instrumentación geotécnica 	<p>Dependiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Asentamiento, esfuerzos actuantes. <p>Independiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • espesor de compactación, propiedades físicas y de resistencia • Infiltración, flujo laminar, permeabilidad. • Deformación, nivel freático.
<i>Fuente: Elaboración propia</i>	

3.7 Técnicas e instrumentos.

3.7.1 Técnicas

Análisis documental La recolección de datos es retrospectivo (Figura 42) y prospectivo por que está formado por **análisis de fuentes documentales** estudios de propiedades físicas y de resistencia de los materiales, informes técnicos.

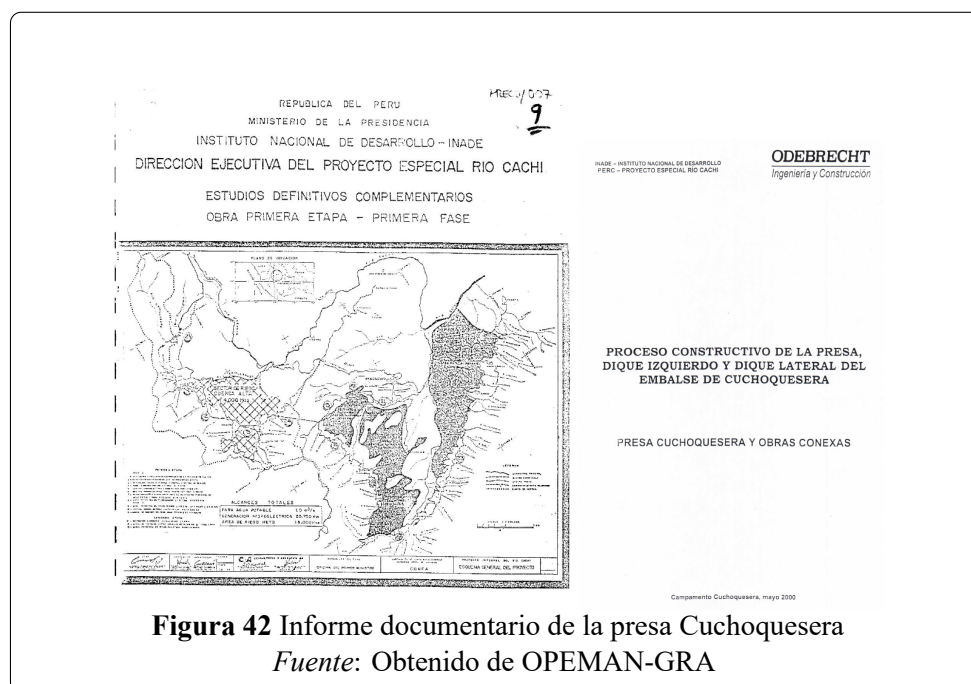


Figura 42 Informe documentario de la presa Cuchoquesera
Fuente: Obtenido de OPEMAN-GRA

- Planos de la recepción final de la presa Cuchoquesera
- Informe final de instrumentación geotécnica
- Informe de inspección del estado situacional del sistema hidráulico mayor del ex proyecto especial “Río Cachi”
- Informe técnico de Ensayo triaxial de la presa Cuchoquesera PUCP.
- Estudio definitivos complementarios obra primera etapa-primera fase

Observación directa Consta de la inspección del registro de datos del sistema de auscultación de la presa Cuchoquesera durante su periodo de operación.

Análisis Estadístico Los cálculos de la deformación obtenido por el modelamiento y lo registrado por la instrumentación geotécnica será determinado mediante el **método de correlación lineal simple** para determinar su grado de relación y sentido.

3.7.2 Instrumentos

Registro de datos Se capta la información con instrumentos de medición que son las celdas de asentamiento (CA) (Figura 43) e Inclínómetros (I) que registra el fenómeno en estudio que es la deformación vertical y horizontal.

- 03 Celdas de asentamiento
- 02 Inclínómetros

GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO
GERENCIA REGIONAL DE INFRAESTRUCTURA
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PRESA CUCHOQUESERA
INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA
CELDA DE ASENTAMIENTO
 (PROGRESIVA 0+420, ZONA DE TERRAPLEN)

COTA UBICACIÓN		3.712.48		3.712.32		3.712.05		NIVEL DE CASETA CT-1	3.712.48		3.712.32		3.712.05		ALTURA DE TERRAPLEN		
PROGRESIVA		0+420		0+420		0+420			0+420		0+420		0+420				
C.ASENTAMIENTO		CA-04		CA-05		CA-06		m.s.n.m.	CA-04		CA-05		CA-06				
N°	FECHA	Lectura	T °C	mm.	Lectura	T °C	mm.		Lectura	T °C	mm.	Lectura	T °C	mm.	Lectura	T °C	mm.
17	0	23-09-00	10900.5	16.9		10787.1	18.5		10802.0	20.5				3712.48	3712.32	3712.05	3745.00
18	0	23-09-00	10531.0	17.1		10513.9	18.6		10560.0	20.6							3745.00
19	0	23-09-00	9872.4	18.2		9882.3	18.4		10560.0	20.6							3745.00
20	1	25/10/2000	8911.6	12.0	82.0	9453.4	11.4	75.0	9198.6	11.1	66.0	3712.397					3745.00
21	2	03/11/2000	9768.0	11.8	82.0	9420.6	11.5	75.0	9195.3	11.3	66.0	3712.397	3712.28	3712.28	3712.05		3745.00
22	3	09/11/2000	9781.7	11.9	82.0	9401.0	11.3	75.0	9128.2	11.6	66.0	3712.397	3712.30	3712.25	3711.95		3745.00

Figura 43 Registro de datos de instrumentación geotécnica

Fuente: Obtenido de OPEMAN-GRA

Modelamiento con programa computacional El modelamiento de la presa Cuchoquesera se realiza con el siguiente programa computacional:

- Programa computacional de simulación por etapas constructivas empleando el modelo constitutivo Hardening Soil y Mohr Coulomb: Plaxis 2D

Software usado para procesamiento de datos Las herramientas empleadas durante el desarrollo de esta investigación son:

- AutoCad
- Microsoft office - Excel
- L^AT_EX

Confiabilidad del instrumento Los equipos de la instrumentación geotécnica fue calibrada el 27/02/2017. En cambio el software Plaxis 2D fue calibrado a partir de un modelo de deformación plana con el análisis de la presa Sao Simao (Publio, 2014).

3.8 Validación de modelo: Sao Simao (Brasil)

Publio, 2014, realizó un estudio de esfuerzo y deformación en la represa de enrocado con núcleo de arcilla UHE Sao Simao. En este estudio fueron utilizados los modelos constitutivos Lineal Elástico para la cimentación, Mohr Coulomb y modelo hiperbólico para el núcleo. El objetivo de esta investigación fue realizar la comparación de la deformación y asentamiento del terraplén durante el proceso constructivo registrados con la instrumentación geotécnica y los modelos teóricos con el uso de los modelos constitutivos (Lineal elástico, Mohr Coulomb, Hiperbólico).

3.8.1 Antecedentes presa Sao Simao

Sao Simao es importante por el aprovechamiento hidroeléctrico en Brasil que pertenece a CEMIG¹. La represa fue construida en 4 etapas distintas entre los años de junio de 1973 a junio de 1977 y el llenado fue realizado entre agosto de 1977 a diciembre 1978.

La represa Sao simao esta compuesta por diques al lado derecho e izquierdo. Un dique de enrocado con núcleo de arcilla y otro dique de gravedad de concreto. El embalse tiene un volumen útil 12.5 a 8.79 mil millones de m³ de agua (Publio, 2014).

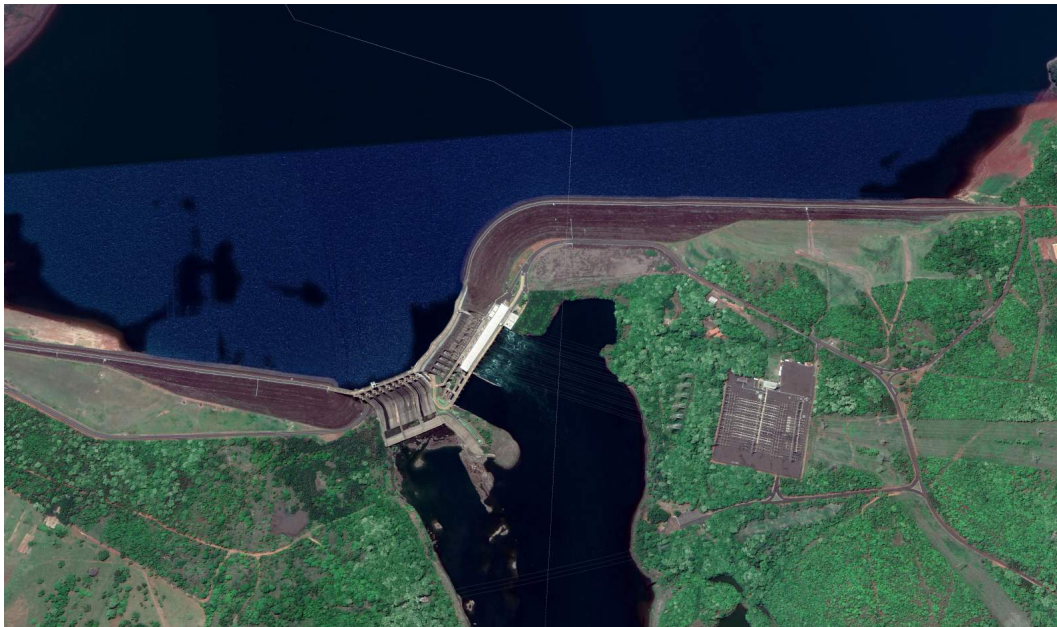


Figura 44 Ubicación de la presa Sao simao

Fuente: Imagen tomada de google earth

¹Compañía Energética de Minas Gerais

Se analiza el dique izquierdo de la presa que tiene una extensión aproximada de 952.00m y una altura máxima de 64.00m con una cresta de 10.00m proyectada con una sobre elevación de 0.30m con la finalidad de compensar el asentamiento después de la construcción.

3.8.2 Dique izquierdo presa Sao Simao

Geometría de la sección y ubicación de la instrumentación geotécnica, Figura 45.

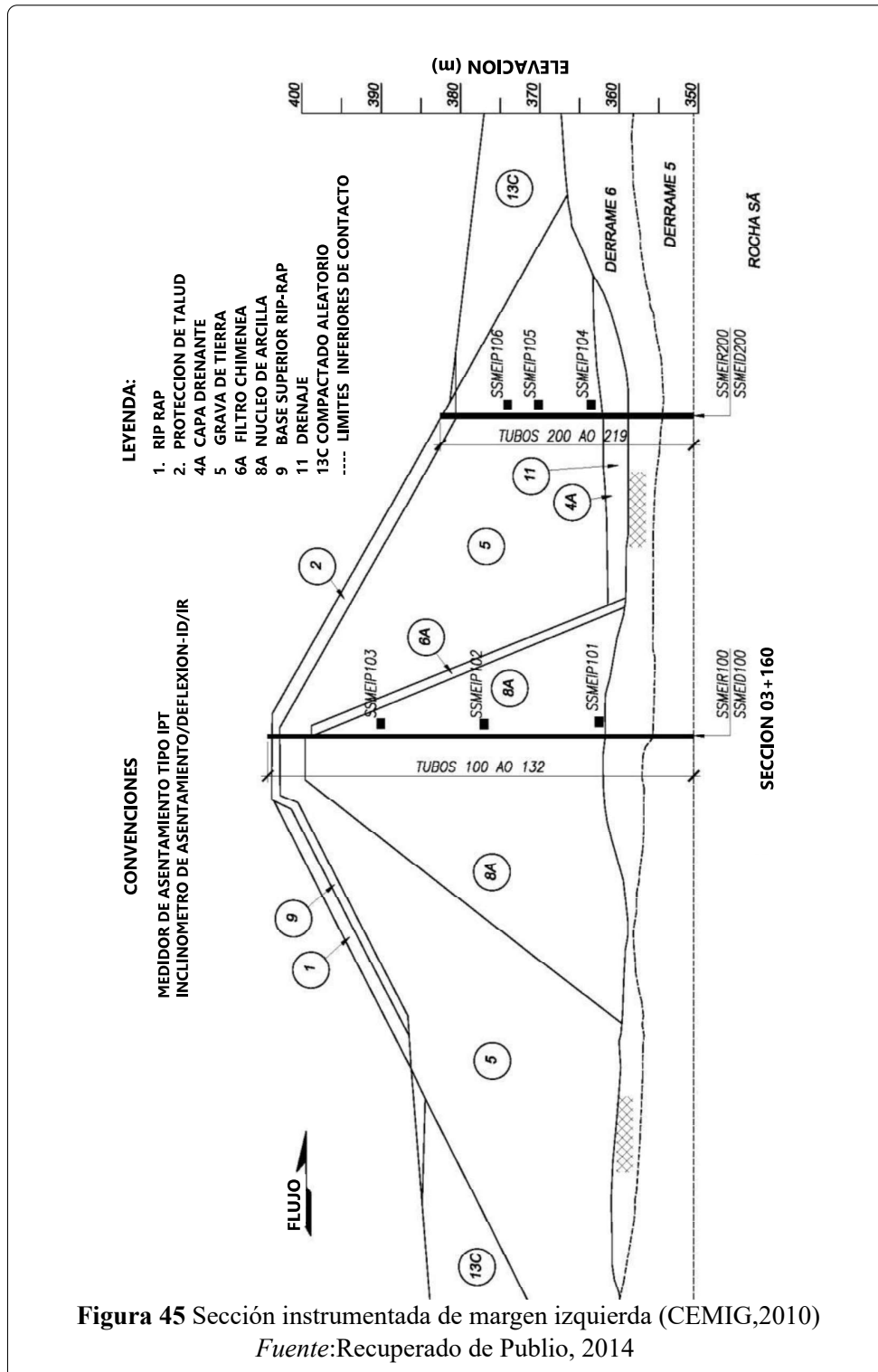


Figura 45 Sección instrumentada de margen izquierda (CEMIG,2010)
 Fuente:Recuperado de Publio, 2014

Los materiales utilizados en la presa Sao Simao se detallan a continuación:

Núcleo (8A) Núcleo impermeable de arcilla, con pendiente variable 1:2.5-1:2.0.

Drenaje interno (4A, 6A e 10) Constituido por un filtro de arena.

Zona de transición (1, 2, 5 e 9) Constituido por grava con talud igual o inferior 1.9:1 (H:V), protegida con RIP RAP de 1.30m de espesor.

3.8.3 Instrumentación dique izquierdo 03+160 Sao Simao

En la Tabla 3 se presenta el código de la instrumentación geotécnica a ser utilizada para la comparación con los resultados de modelamiento numérico y datos obtenidos por monitoreo de campo.

Asentamiento		Inclinómetro	Marcas Superficiales
Cota (m.s.n.m.)	Código		
362.59	SSMEIP 101	SSMEID 200	SSMEMS003
377.04	SSMEIP 102	SSMEID 100	SSMEMS009
380.00	SSMEIP 103		SSMEMS 015
363.84	SSMEIP 104		SSMEMS 021
370.24	SSMEIP 105		SSMEMS 025
374.04	SSMEIP 106		
350.42	SSMEID/IR 100		
350.49	SSMEID/IR 200		

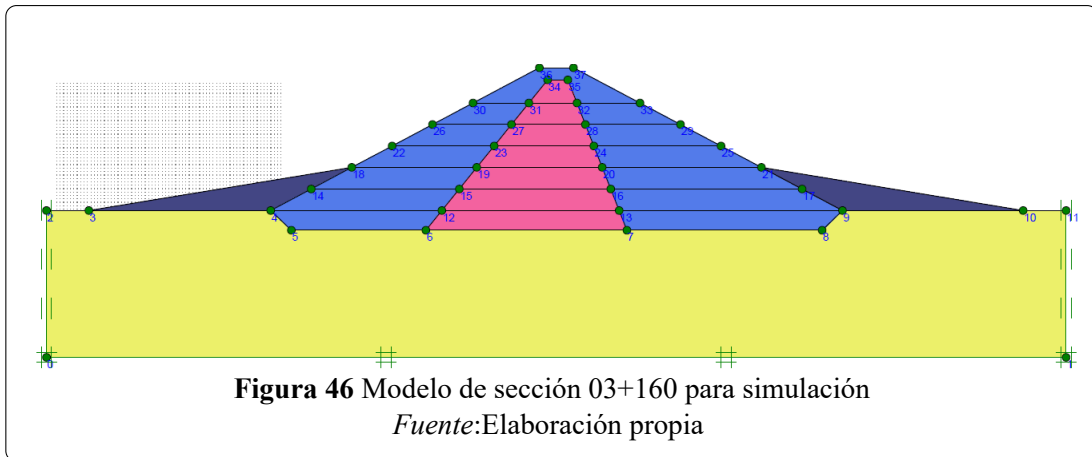
Fuente: Tomado de Publio, 2014

3.8.4 Análisis de sección izquierda 03+160 Sao Simao

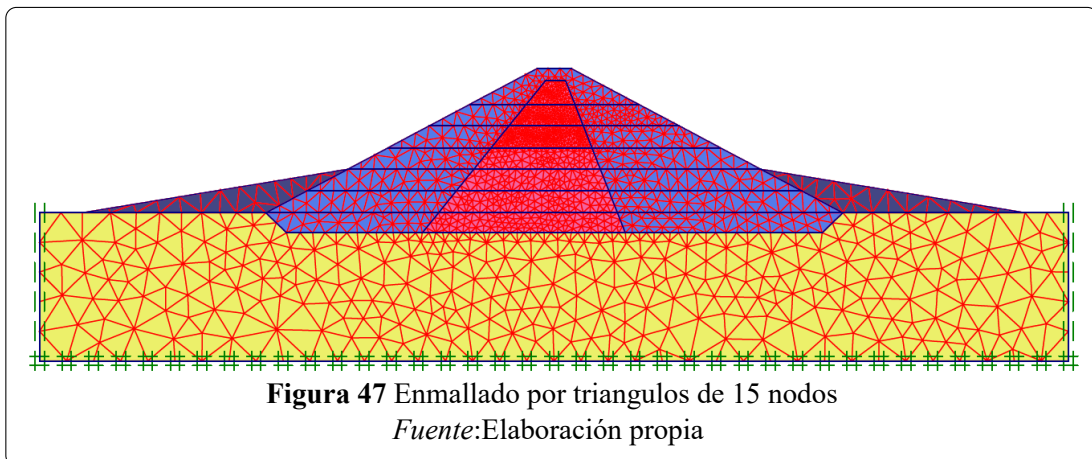
El análisis bidimensional no es válida en toda la sección, sin embargo la sección de análisis 3+160 se encuentra aproximadamente en el medio de la presa, siendo válida el modelo bidimensional.

- Se representa la geometría de acuerdo a lo que se encontró en literatura.
- Los parámetros geotécnico han sido tomados de estudios análogos.
- En el análisis bidimensional con el empleo del Plaxis 2D, fue considerando el estado plano de deformaciones.

- La sección fue subdividida en 7 etapas constructivas cada uno 6.00m de espesor, como se muestra en la figura 10, según las investigaciones realizadas por Clough e Woodward(1966) considera que el numero de capas debe estar entre 7 y 14 para obtener resultados satisfactorios.
- Para obtener los parámetros Hardening soil se realiza una relación matemática a partir del modelo Hiperbólico y de Morh Coulomb.



Malla de elementos finitos generada automáticamente con triángulos de 15 nodos, con mayor refinamiento en el núcleo.



3.8.4.1 Parámetros geotécnicos de los materiales dique izquierdo 03+160

Los modelos constitutivos empleado para el análisis de la presa Sao Simao son Mohr Coulomb y Hardening soil model(HSM).

Los parámetros geotécnicos para el modelo Mohr Coulomb, en la tabla 4

Tabla 4 Parámetros Mohr Coulomb

Material	$\gamma(kN/m^3)$	$E(kN/m^2)$	ν	$c(kN/m^2)$	ϕ	ψ
Núcleo	20.00	37685.00	0.49	150	33.00	3.00
Enrocado	22.00	68171.00	0.49	0.00	33.00	3.00
Relleno	18.00	37685.00	0.49	0.00	33.00	3.00
Fundación	22.00	50000.00	0.49	-	-	-

Nota. Los parámetros han sido tomados en el modelo de Publio, 2014

Los parámetros geotécnicos del modelo hiperbólico han sido obtenidos de Literatura especializada, porque los ensayos triaxiales no han sido realizados para esta presa y se toma los parámetros sugeridos por (Duncan, Byrne, Wong & Mabry, 1980) en la tabla 5.

Tabla 5 Parámetros de Modelo Hiperbólico

Material	$\gamma(kN/m^3)$	K	n	$c(kN/m^2)$	ϕ°	R_f
Núcleo	20.00	200.00	0.60	150.00	33.00	0.70
Enrocado	22.00	450.00	0.40	0.00	39.00	0.70
Relleno	18.00	200.00	0.60	0.00	33.00	0.70

Nota. Los parámetros han sido tomados en el modelo de Publio, 2014

Los parámetros geotécnicos del modelo Hardening soil son obtenidos a partir de modelo hiperbólico y Mohr Coulomb por relación matemática, los resultados obtenidos se muestra en la tabla 6.

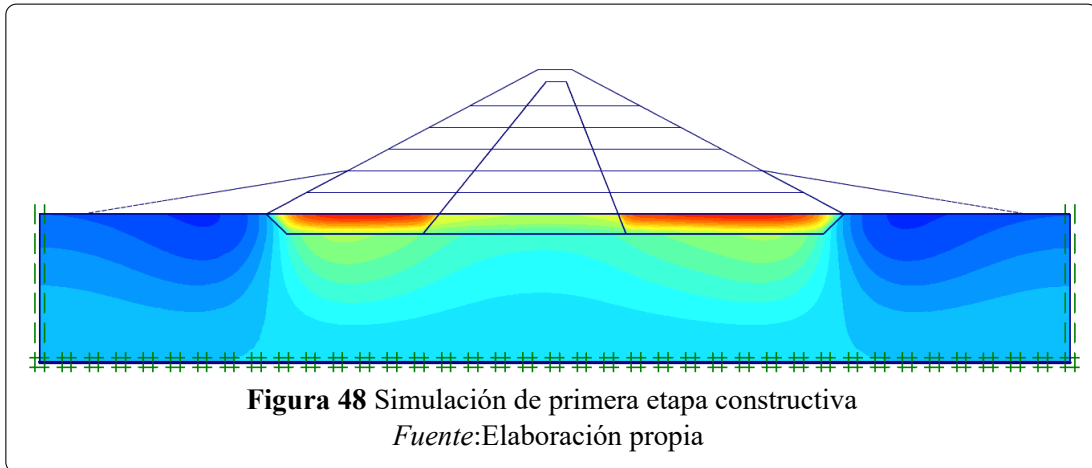
Tabla 6 Parámetros del Modelo Hardening Soil (HSM)

Material	$\gamma_u(kN/m^3)$	$\gamma_s(kN/m^3)$	$E_{50}^{ref}(kPa)$	$E_{oed}^{ref}(kPa)$	$E_{ur}^{ref}(kPa)$	m
Arcilla	20.00	20.00	13068.63	13068.63	39205.88	1.00
Enrocado	22.00	20.00	29481.93	29481.93	88445.78	0.60
Random	18.00	18.00	13068.63	13068.63	39205.88	0.60

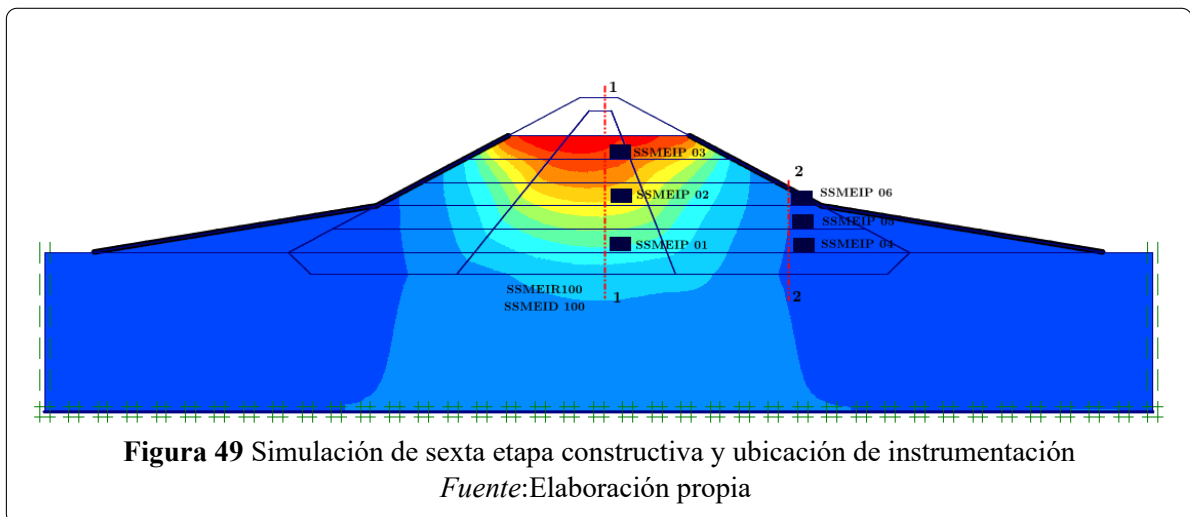
Nota. Los parámetros del modelo Hardening Soil ha sido obtenidos por relaciones matemáticas del modelo Mohr Coulomb y el modelo Hiperbólico. **Fuente:** elaboración propia

3.8.5 Simulación de etapa constructiva

Simulación de la etapa constructiva se realiza en 7 capas (Figura48), lo cual cumple con la recomendación dada por Clough and Woodward, 1967, tratando de replicar la construcción física.



En la Figura 49 se muestra las secciones y puntos de análisis de acuerdo a la ubicación de la instrumentación geotécnica, y poder comparar la deformación obtenida por análisis numérico y los datos registrados por la instrumentación geotécnica.



Una vez obtenido los resultados de la deformación horizontal y vertical en cuerpo de la presa Sao Simao, se procesa en una hoja de cálculo la deformación incremental para cada etapa constructiva, pudiendo determinar el asentamiento y la deformación horizontal generada durante la construcción. En las secciones siguientes se compara los resultados obtenidos con datos de la instrumentación de campo.

3.8.6 Análisis comparativo modelamiento-Instrumentacion geotécnica

3.8.6.1 Deformación Vertical(Celdas de asentamiento)

En la figura 50 la mayor deformación vertical se da al final de la etapa constructiva lo cual contradice lo dicho por (Law, 1975). Por lo tanto para obtener la deformación por secuencia constructiva se tiene que procesar los datos en una hoja de calculo.

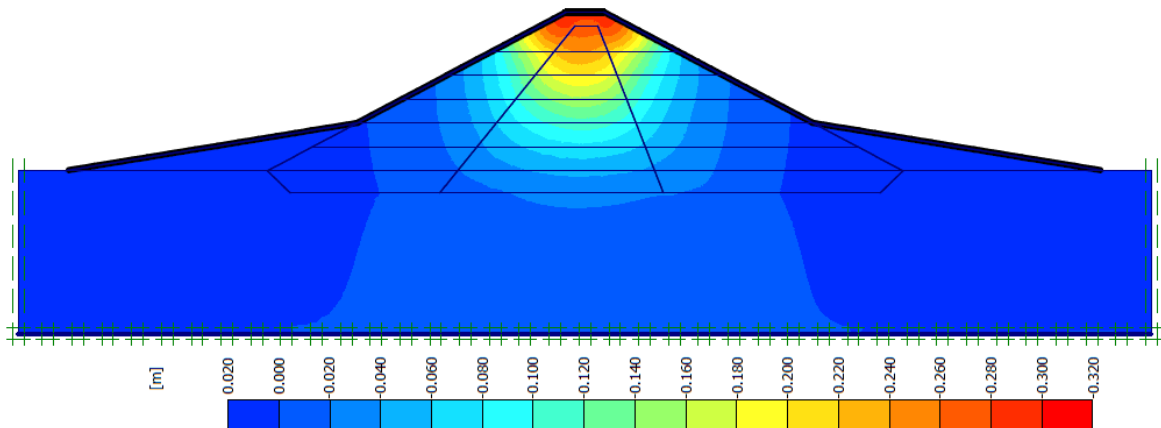


Figura 50 Deformación vertical U_y de la Presa Sao simao.

Fuente:Elaboración propia

A) Medidor de asentamiento SSMEIR-100

El medidor de asentamiento **SSMEIR-100** (Figura51) se encuentra ubicado en el eje **1-1** que se encuentra ubicado a 3.90m del eje central.

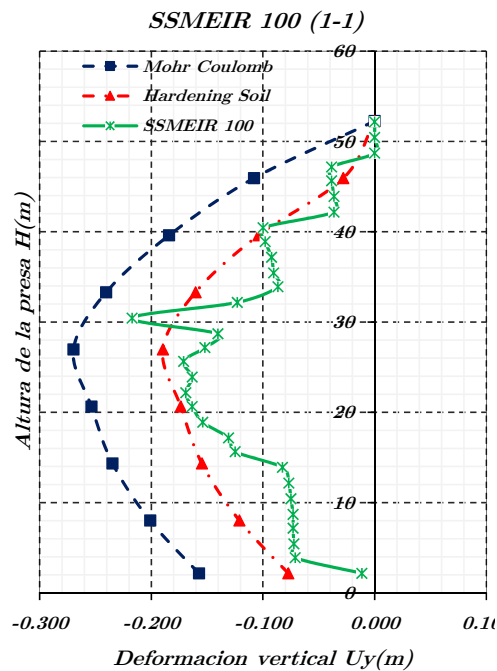
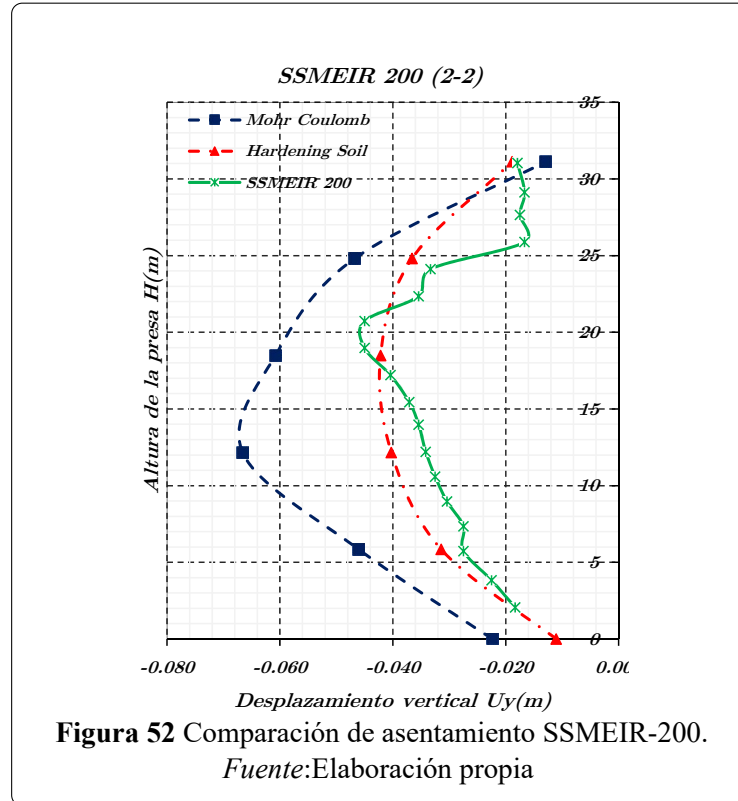


Figura 51 Comparación de asentamiento SSMEIR-100

Fuente:Elaboración propia

B) Medidor de asentamiento SSMEIR-200

El medidor de asentamiento **SSMEIR-200** (Figura52) se encuentra ubicado en el eje 2-2 que se encuentra ubicado a 45.0m del eje central.



En la Tabla7 se muestra la comparación de la deformación vertical U_y entre los datos observado y el modelo numérico empleado.

Tabla 7 Desplazamiento U_y observados y modelados

Instrumento	H (m)	Observado (m)	HS(m)	MC (m)
SSMEIR-100	20.65	0.163	0.174	0.254
SSMEIR-200	18.97	0.045	0.0417	0.059

*Nota Fuente:*Elaboracion propia

De los resultados se puede determinar que el modelo HS tiene una mejor aproximación a los datos observado en campo.

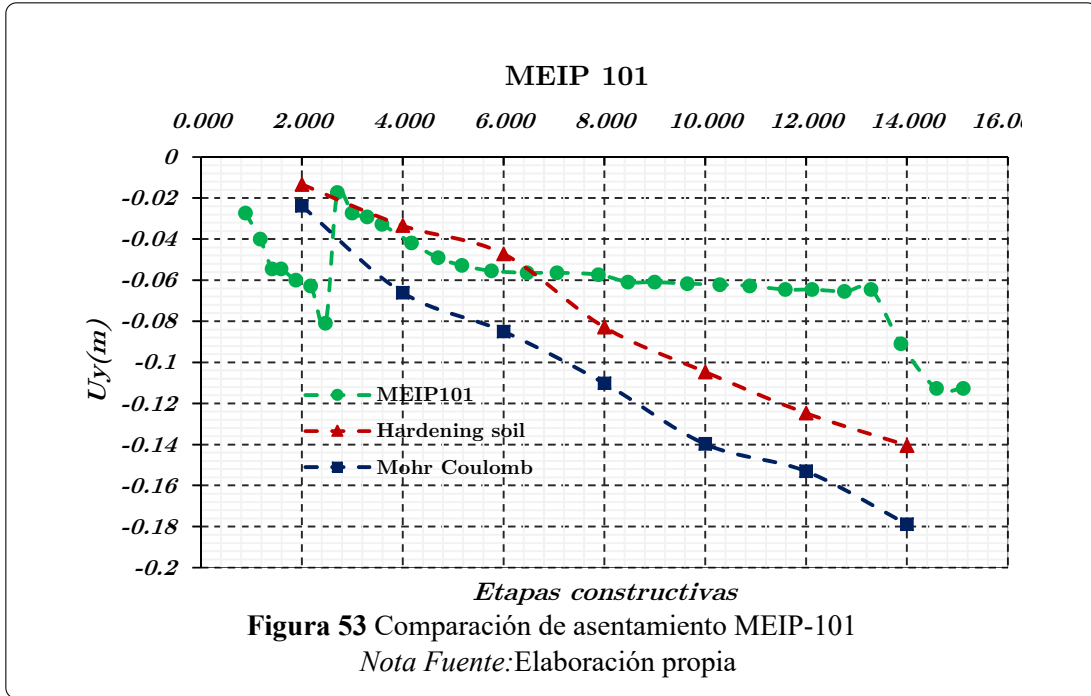
C) Celdas de asentamiento en Núcleo

Las celdas de asentamiento que se encuentran ubicados en el núcleo son: **MEIP-101,MEIP-102,MEIP-103** y se realiza la comparación de la deformación con los datos toma-

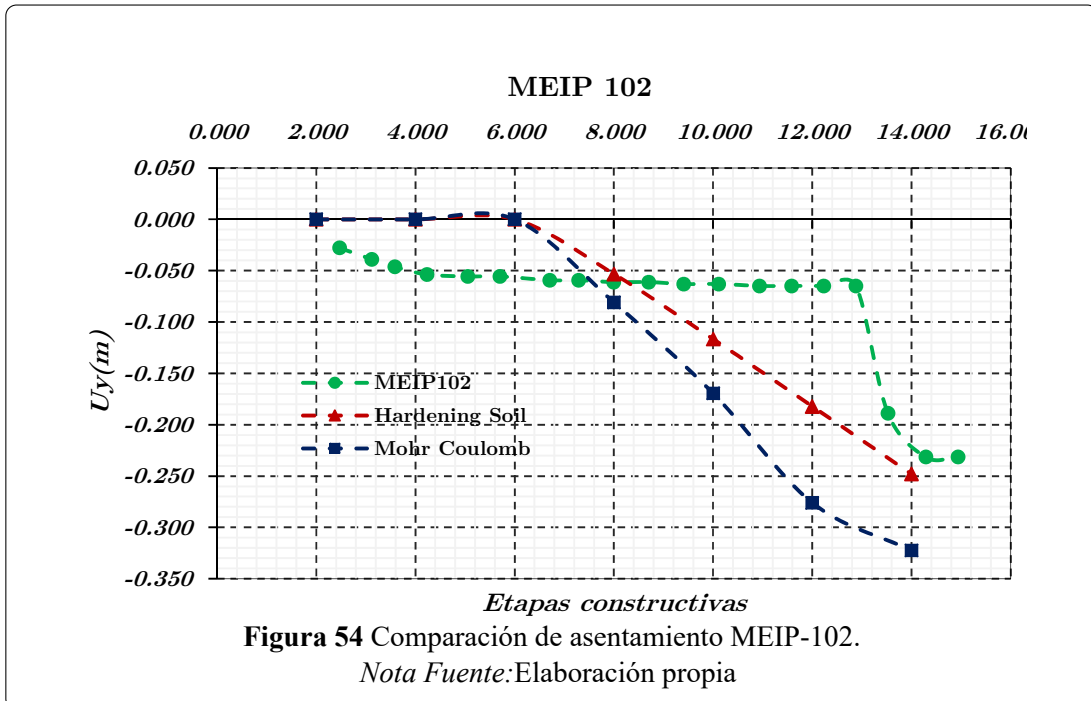
dos en campo y el modelo numérico empleado.

En los gráficos (Figura:53,54,55) se realiza la comparación de la deformación por etapas constructivas.

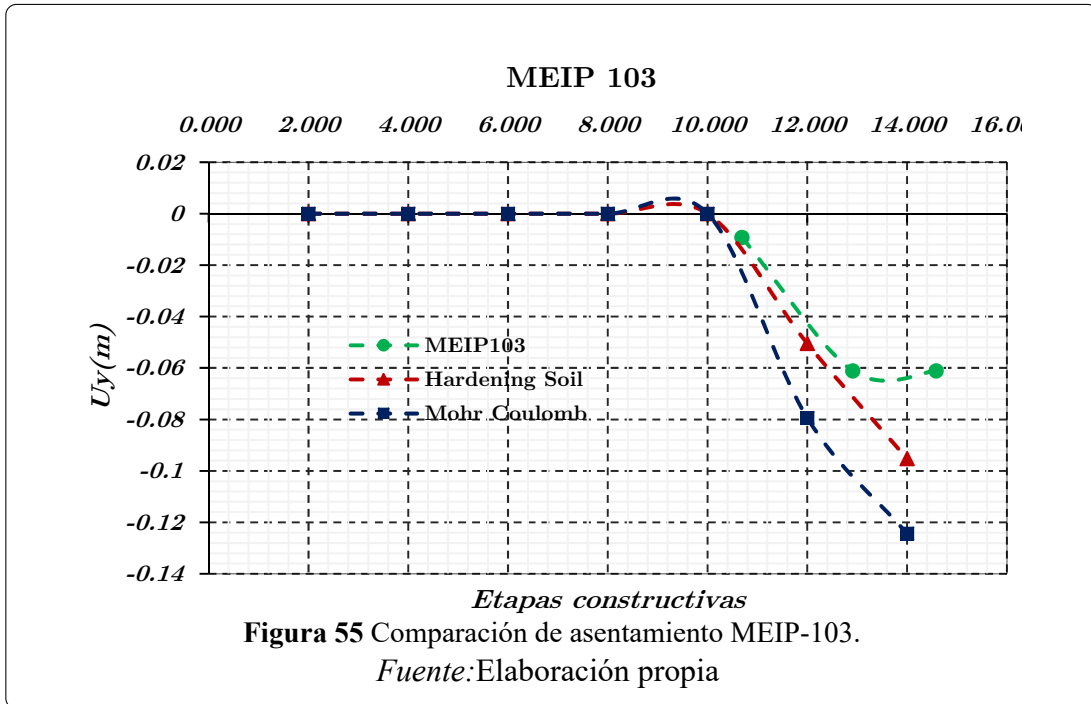
Celda de asentamiento MEIP 101 Ubicado a 3.90m del eje de la presa (Figura 53).



Celda de asentamiento MEIP 102 Ubicado a 3.90m del eje de la presa y a una altura de 377.04msnm (Figura54).



Celda de asentamiento MEIP 103 Ubicado a 3.90m del eje de la presa a una altura de 380 msnm (Figura55).



En la tabla8 se muestra la deformacion maxima al final de la construcción.

Tabla 8 Comparación de resultados en el núcleo

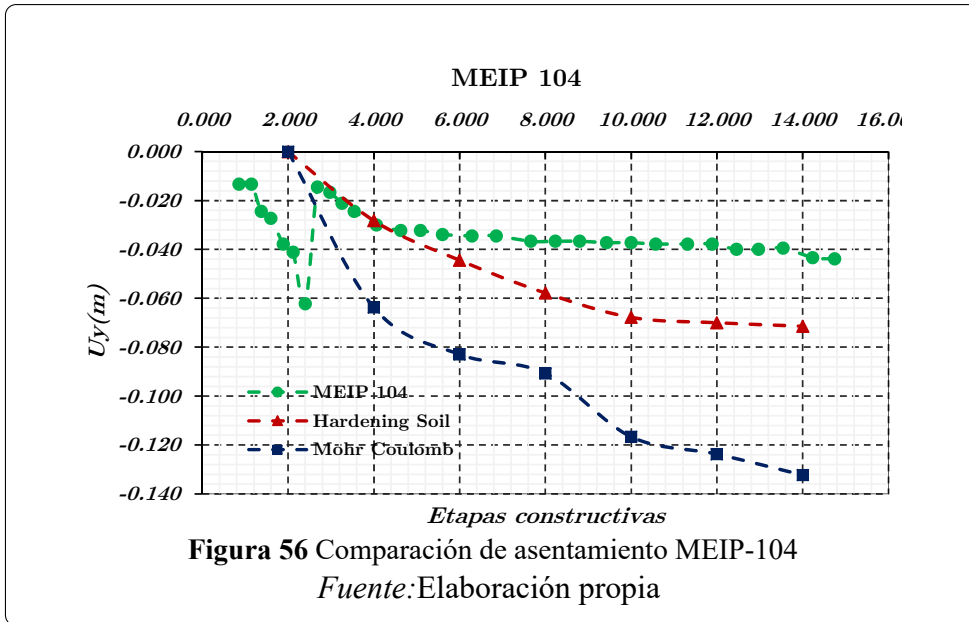
Instrumento	H (m)	Observado (m)	HS(m)	MC (m)
MEIP-101	20.65	-0.110	-0.140	-0.170
MEIP-102	20.65	-0.231	-0.248	-0.322
MEIP-103	18.97	-0.061	-0.095	-0.124

*Fuente:*Elaboración propia

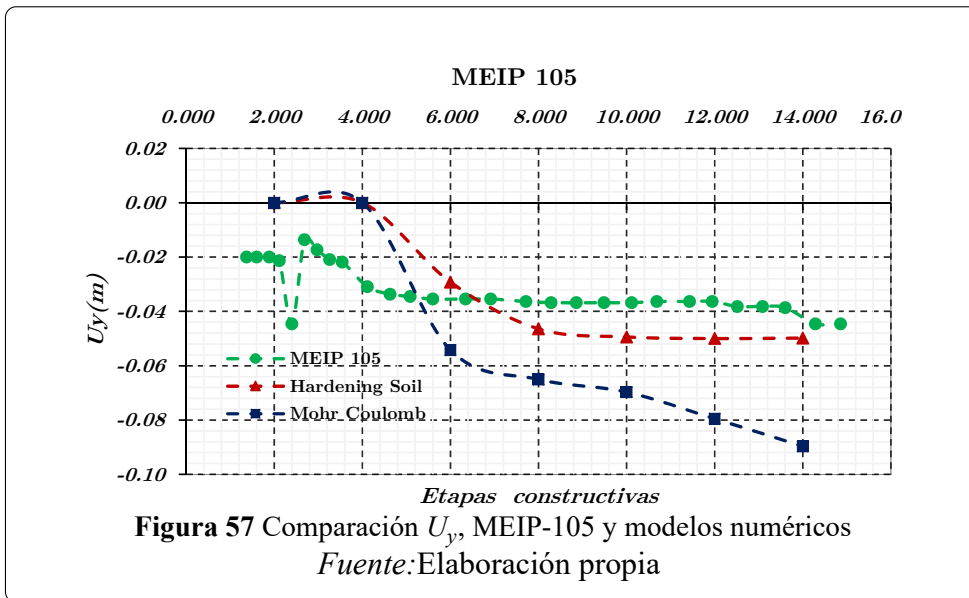
D) Celdas de asentamiento en Enrocado

La instrumentación MEIP-104,MEIP-105,MEIP-106 se ubica en el enrocado, la celda se asentamiento MEIP-106 no cuenta con registro del asentamiento al final de la etapa de construcción.

Celda de asentamiento MEIP 104 Ubicado a 45m del eje de la sección y sobre una altura de 363.84msnm (Figura56).



Celda de asentamiento MEIP 104 Ubicado a 45m del eje de la sección y sobre una altura de 370.24 msnm (Figura57).



En la tabla9 se muestra la deformación máxima en el enrocado.

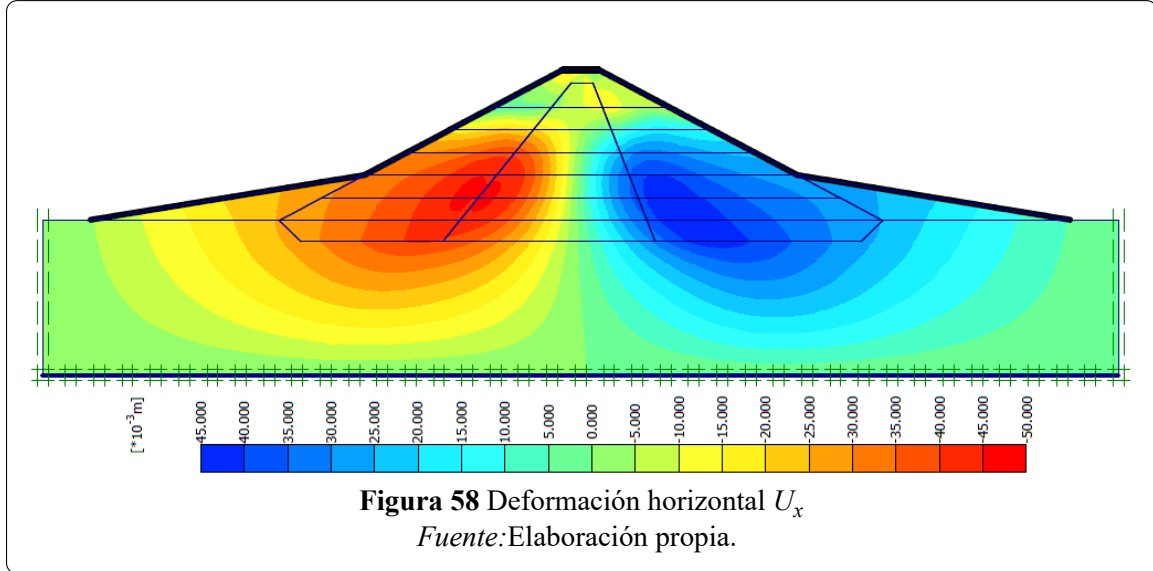
Tabla 9 Comparación de resultados en núcleo

Instrumento	H (m)	Observado (m)	HS(m)	MC (m)
MEIP-104	20.65	-0.043	-0.071	-0.130
MEIP-105	18.97	-0.040	-0.049	-0.089

Fuente: Elaboración propia.

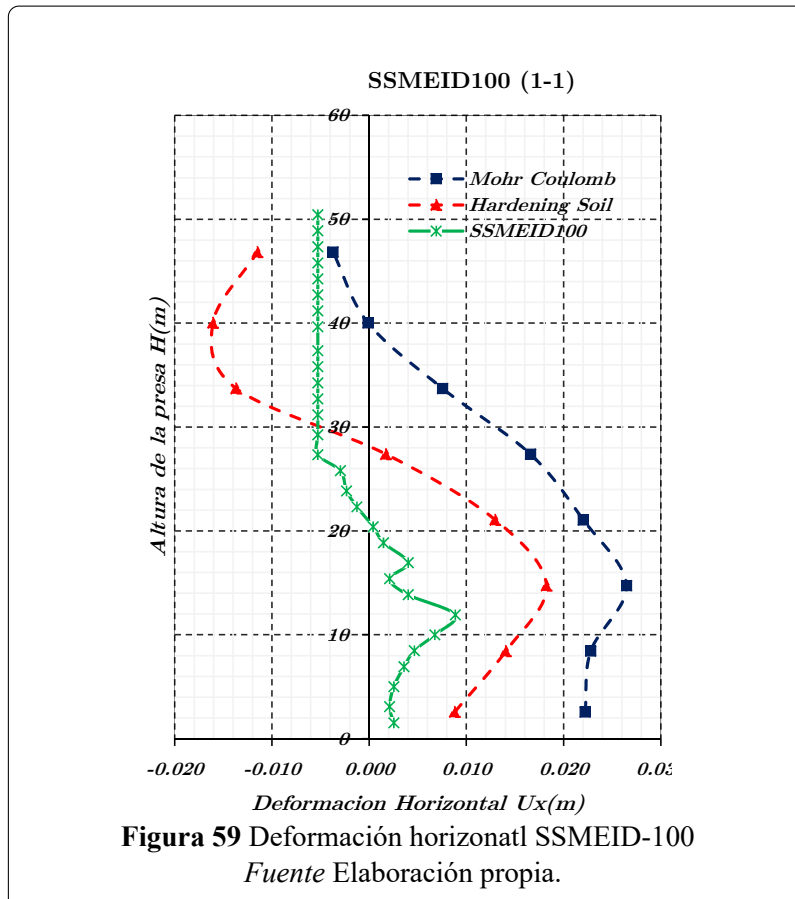
3.8.6.2 Deformación Horizontal (Inclinómetro)

La figura 58 muestra la deformación horizontal por modelamiento al final de la etapa constructiva.



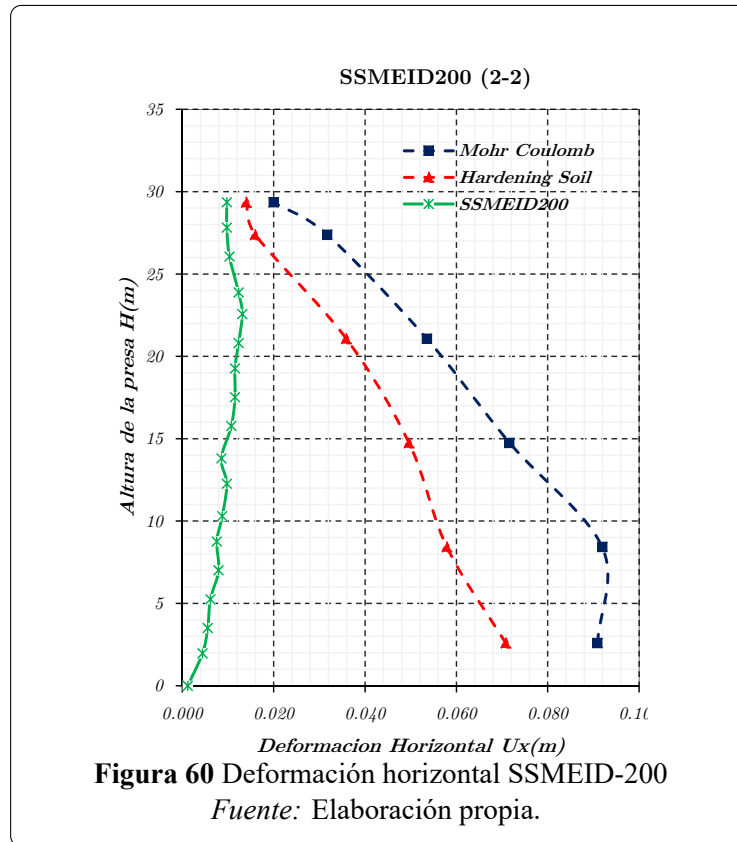
A) Inclinómetro SSMEID-100

El Inclinómetro de encuentra ubicado a 3.50m del eje central.



B) Inclinómetro SSMEID-200

El Inclinómetro de encuentra ubicado a 45.0m del eje central.



En el gráfico 59 que es el Inclinómetro SSMEID100 se puede determinar que se mantiene la tendencia de la deformación horizontal en el núcleo de la presa, en cambio en el Inclinómetro SSMEID200 (60) la tendencia de deformación horizontal no es muy buena, en ambos casos el método que tiene mejor aproximación es el modelo de Hardening soil.

En la tabla 10 se compara la deformación horizontal máxima, lo registrado por instrumentación geotécnica y el modelamiento.

Tabla 10 Desplazamiento U_x observados y modelados

Instrumento	H (m)	Observado (m)	HS(m)	MC (m)
SSMEID-100	11.93	0.0089	0.0164	0.0245
SSMEID-200	13.80	0.0085	0.0509	0.0747

Fuente: Elaboración propia

3.9 Aplicación de la validación

Toda la información recopilada con respecto a esta presa en estudio fue obtenida de los archivos de OPEMAN², donde se encontró los estudios de suelos, geotecnia y geológicos. De donde se obtuvo los parámetros geotécnicos, de la misma forma para la comparación entre modelo numérico y datos observados en campo se tuvo acceso a los registros históricos de la instrumentación geotécnica.

3.9.1 Presa Cuchoquesera

Este proyecto se encuentra ubicado en la sierra central del Perú, Región Ayacucho, Provincia Cangallo, Distrito de Chuschi, Localidad Cuchoquesera a una altitud de 3740msnm.

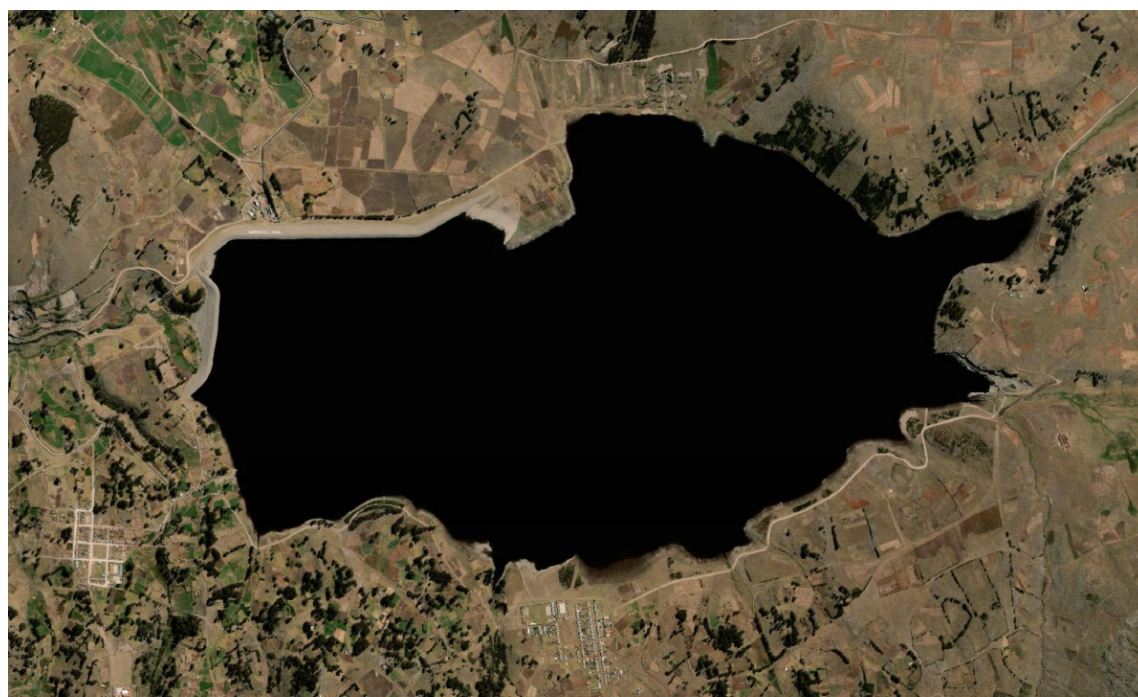


Figura 61 Presa Cuchoquesera

Fuente: Imagen tomada de Google Earth

Cuchoquesera es la presa mas importante de la Región Ayacucho, tiene una longitud de dique de 2007.03m y en la sección mas alta tiene una altura de 42 m y se encuentra zonificado con núcleo de arcilla, filtros de transición y espaldón de enrocado y cuenta con una capacidad de embalse de 80 MM. El proyecto fue realizado por HC&ASOCIADOS S.R.L, la construcción

²Operación y Mantenimiento-Presa Cuchoquesera

estuvo a cargo de la Constructora Norberto Odebrecht y el monitoreo geotécnico fue a cargo de Bureau Geotécnico S.A (BUGESA)

3.9.2 Instrumentación Geotécnica

La instalación de la instrumentación geotécnica se realizó en la cimentación y el terraplén de acuerdo al diseño en tres líneas, que son las progresivas: 0+420, 0+490 y 0+970 (figura:62).

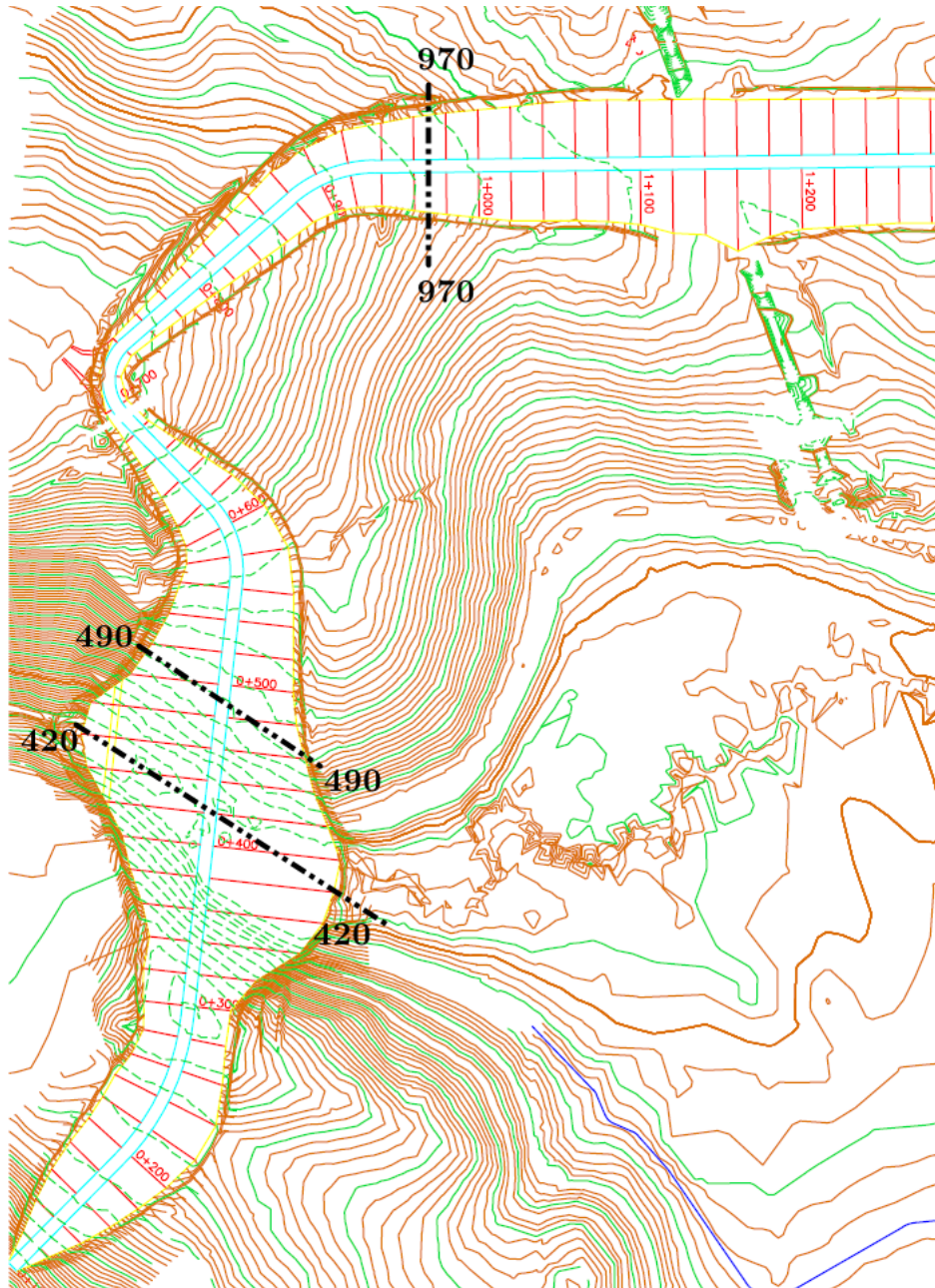


Figura 62 Ubicación de instrumentación geotécnica

Fuente: Imagen tomada de OPEMAN-GRA

Tabla 11 Instrumentación Geotécnica

Instrumentación	Cantidad
Celdas de asentamiento	: 09
Inclinómetros	: 06
Piezómetro eléctrico	: 37
Piezómetro casa grande	: 07

Fuente: datos tomados de OPEMAN

3.9.2.1 Instrumentación dique izquierdo 0+420

En la figura 63, se muestra la ubicación de la instrumentación geotécnica.

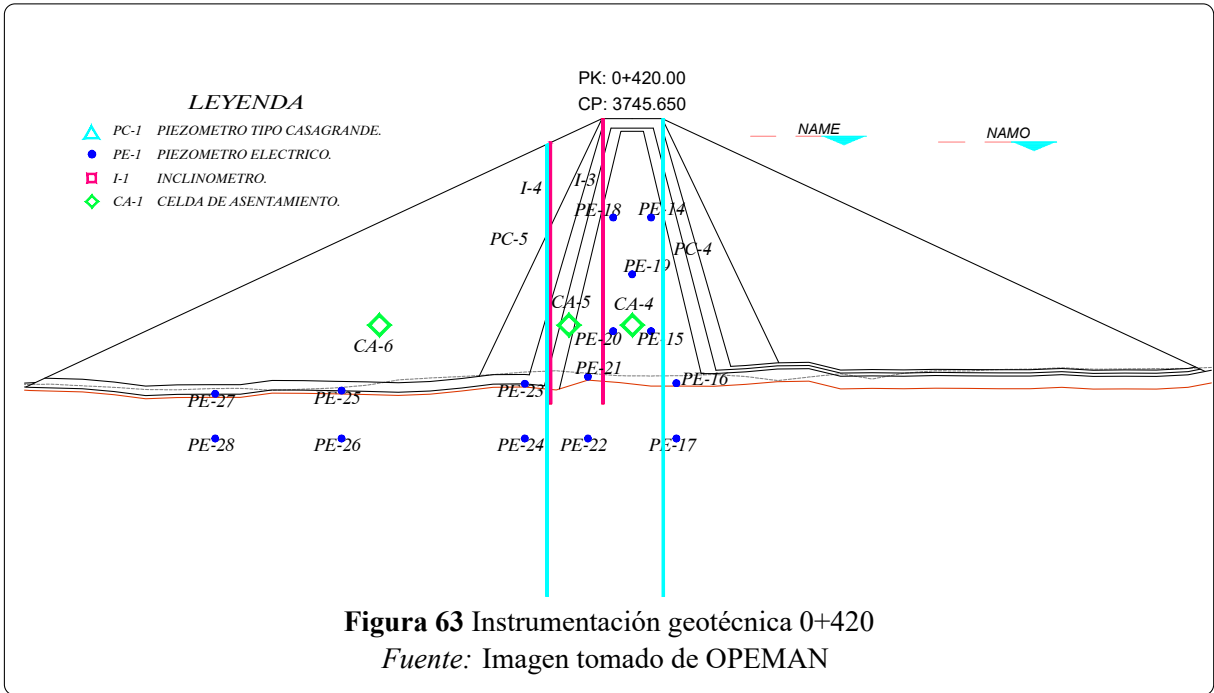


Tabla 12 Instrumentación 00+420

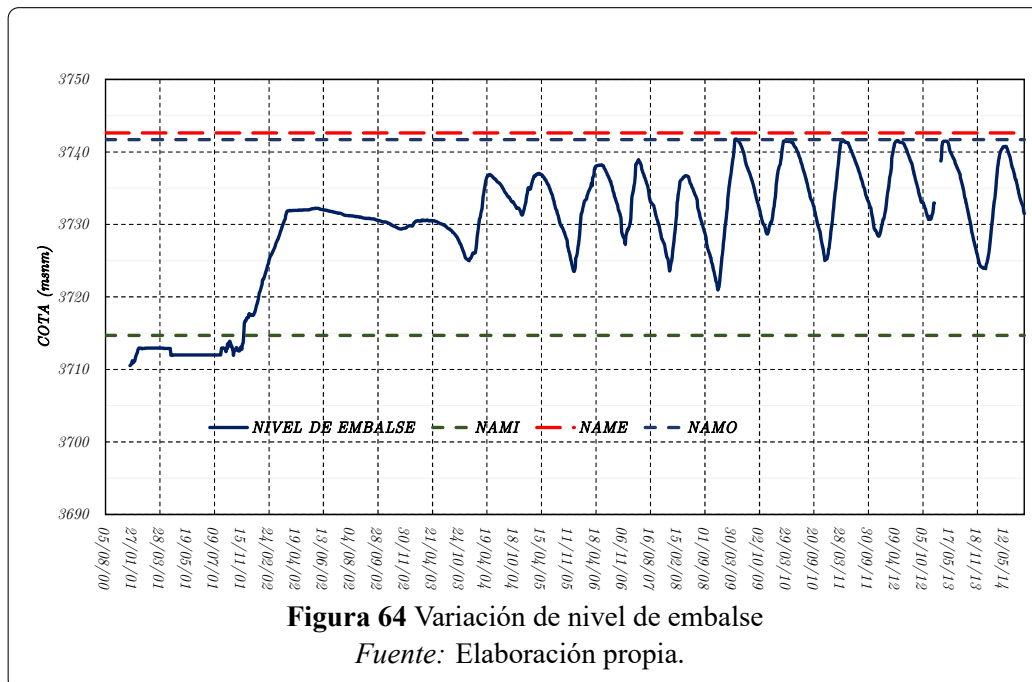
Instrumentación	Cantidad
Celdas de asentamiento	: 03
Inclinómetros	: 02
Piezómetro eléctrico	: 15
Piezómetro casa grande	: 02

Fuente: Datos tomados de OPEMAN

La instrumentación geotécnica se encuentra ubicada en el núcleo, filtros de transición y enrocado de la presa, el propósito de esta instrumentación ha sido con la finalidad de verificar el comportamiento del cuerpo de la presa durante: el proceso constructivo, el primer llenado del embalse y durante su periodo de operación.

A) Nivel de Embalse

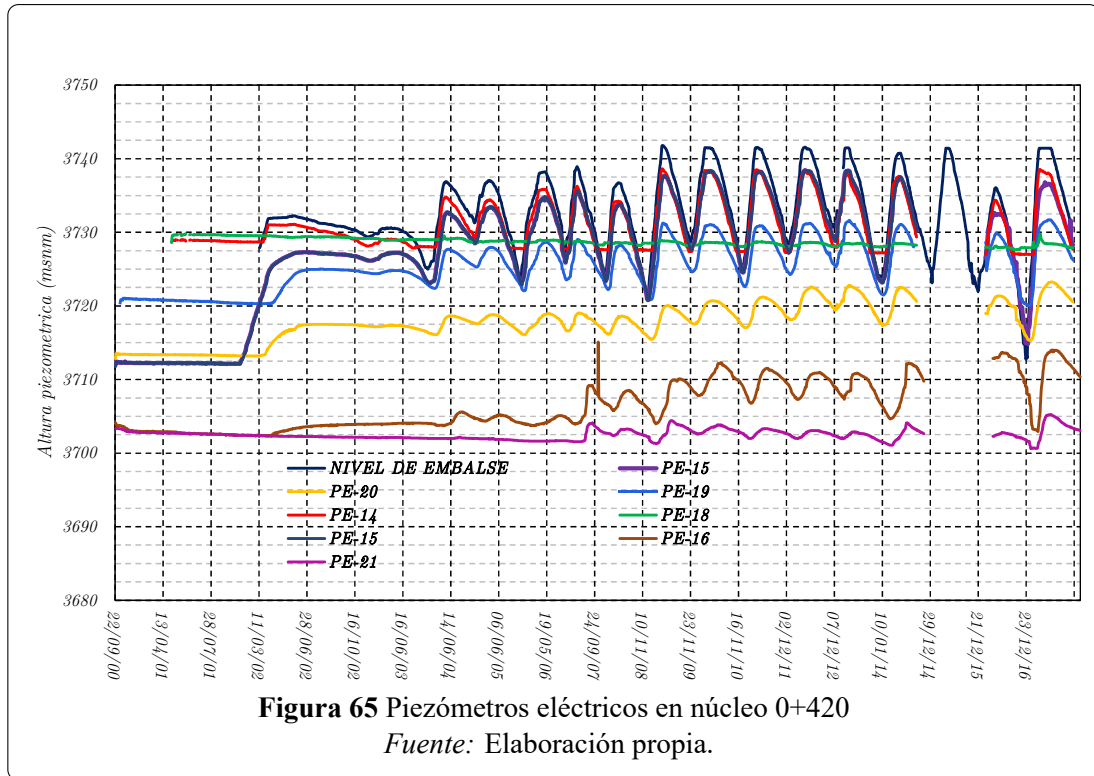
según la figura 64 se observa que el llenado se realiza en forma gradual y el primer llenado finalizó el 24 de abril de 2009 alcanzando una cota de 3741.78msnm, posterior a ésta el nivel de embalse ha ido variando entre 3725 msnm a 3741.78 msnm.



B) Control de presión intersticial

En la figura 65, se observa la evolución de la cota piezométrica junto con la cota del nivel de embalse, dónde se puede determinar que la cota piezométrica sigue fielmente la variación del nivel de embalse.

En el Piezómetro eléctrico PE-18 se puede observar que no tiene el mismo comportamiento que el resto de los Piezómetro, lo cual quiere decir una pérdida de tensión en la cuerda piezométrica, esto es a consecuencia que el sensor nunca a estado sumergido en nivel freático.



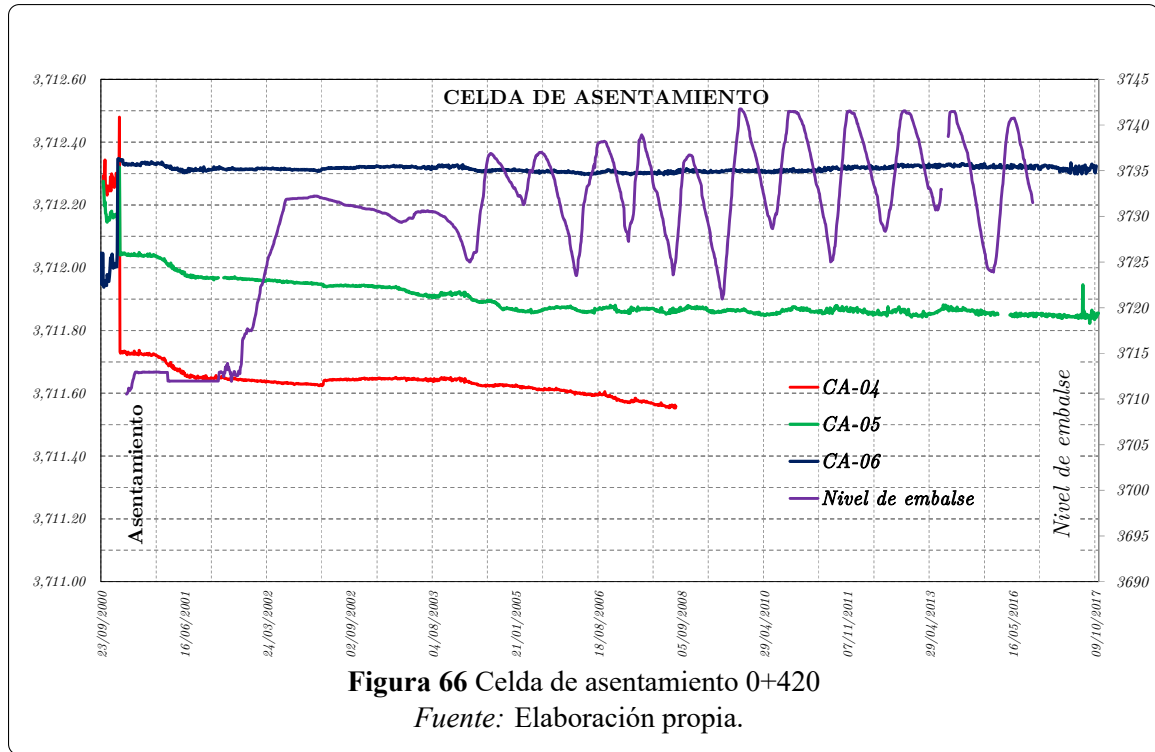
C) Control de asentamiento

CA-04 Esta celda de asentamiento se encuentra instalado en el núcleo a 9.00 m sobre la zona de contacto, a una profundidad 0.92m y sección de 0.70x0.70m, cota 3712.489 msnm y presenta el siguiente comportamiento de la figura 66.

CA-05 Esta celda de asentamiento se encuentra instalado en el filtro de transición o material TIPO 2 A 9.00 m sobre la base de contacto, a una profundidad 0.90 m y sección 0.70x0.70 m, cota 3712.32 msnm y presenta el siguiente comportamiento de la figura 66.

CA-06 Esta celda de asentamiento se encuentra instalado en el espaldón o material TIPO 4 a 9.00 m sobre la base de contacto, a una profundidad de 0.60m y sección 0.70x0.70m y cota 3712.05 msnm.

De la figura 66 se puede observar que el mayor asentamiento se produce durante la etapa de construcción, y el segundo mayor incremento de asentamiento se produce durante el primer llenado del embalse, que se atribuye a la saturación o consolidación del núcleo, posterior al llenado del primer embalse se reduce notablemente el asentamiento siguiendo una ley logarítmica.



En las tablas 13, 14, 14 se describe el historial de deformación física del cuerpo de la presa a partir de la instalación de las celdas de asentamiento durante la etapa de construcción, primer llenado del embalse y periodo de operación.

Tabla 13 Celda de asentamiento CA-4

Descripción	fecha inicio	Fecha fin	Nivel de embalse (msnm)	CA4	Δ(m)	
Construcción	03/11/2000	24/01/2001	0.0000	3,712.48	3,712.26	0.22
Fin construcción	03/02/2001	31/07/2001	0.0000	3,711.73	3,711.66	0.08
Embalse	31/07/2001	31/07/2002	3712.99	3,711.66	3,711.64	0.01
Embalse	31/07/2002	25/07/2005	3732.55	3,711.64	3,711.61	0.03
Embalse	25/07/2005	31/07/2006	3733.88	3,711.61	3,711.60	0.01
Embalse	31/07/2006	25/07/2008	3736.73	3,711.60	3,711.56	0.03
Embalse	25/07/2008	24/04/2009	3741.78	3,711.56	0.00	

Nota: El control de lectura en CA-04 se realiza hasta el 2008. *Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 14 Celda de asentamiento CA-5

Descripción	fecha inicio	Fecha fin	Nivel de embalse (msnm)	CA5		$\Delta(m)$
Construcción	03/11/2000	24/01/2001	0.0000	3,712.28	3,712.14	0.13
Fin construcción	03/02/2001	31/07/2001	0.0000	3,712.04	3,711.97	0.07
Embalse	31/07/2001	31/07/2002	3712.99	3,711.97	3,711.94	0.03
Embalse	31/07/2002	25/07/2005	3732.55	3,711.94	3,711.86	0.08
Embalse	25/07/2005	31/07/2006	3733.88	3,711.86	3,711.87	0.01
Embalse	31/07/2006	25/07/2008	3736.73	3,711.87	3,711.86	0.00
Embalse	25/07/2008	24/04/2009	3741.78	3,711.86	3,711.86	0.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15 Celda de asentamiento CA-6

Descripción	fecha inicio	Fecha fin	Nivel de embalse (msnm)	CA6		$\Delta(m)$
Construcción	03/11/2000	24/01/2001	0.0000	3,712.05	3,712.00	0.04
Fin construcción	03/02/2001	31/07/2001	0.0000	3,712.35	3,711.32	0.03
Embalse	31/07/2001	31/07/2002	3712.99	3,712.32	3,712.32	0.00
Embalse	31/07/2002	25/07/2005	3732.55	3,712.32	3,712.30	0.01
Embalse	25/07/2005	31/07/2006	3733.88	3,712.30	3,712.30	0.00
Embalse	31/07/2006	25/07/2008	3736.73	3,712.30	3,712.30	0.00
Embalse	25/07/2008	24/04/2009	3741.78	3,712.30	3,712.30	0.00

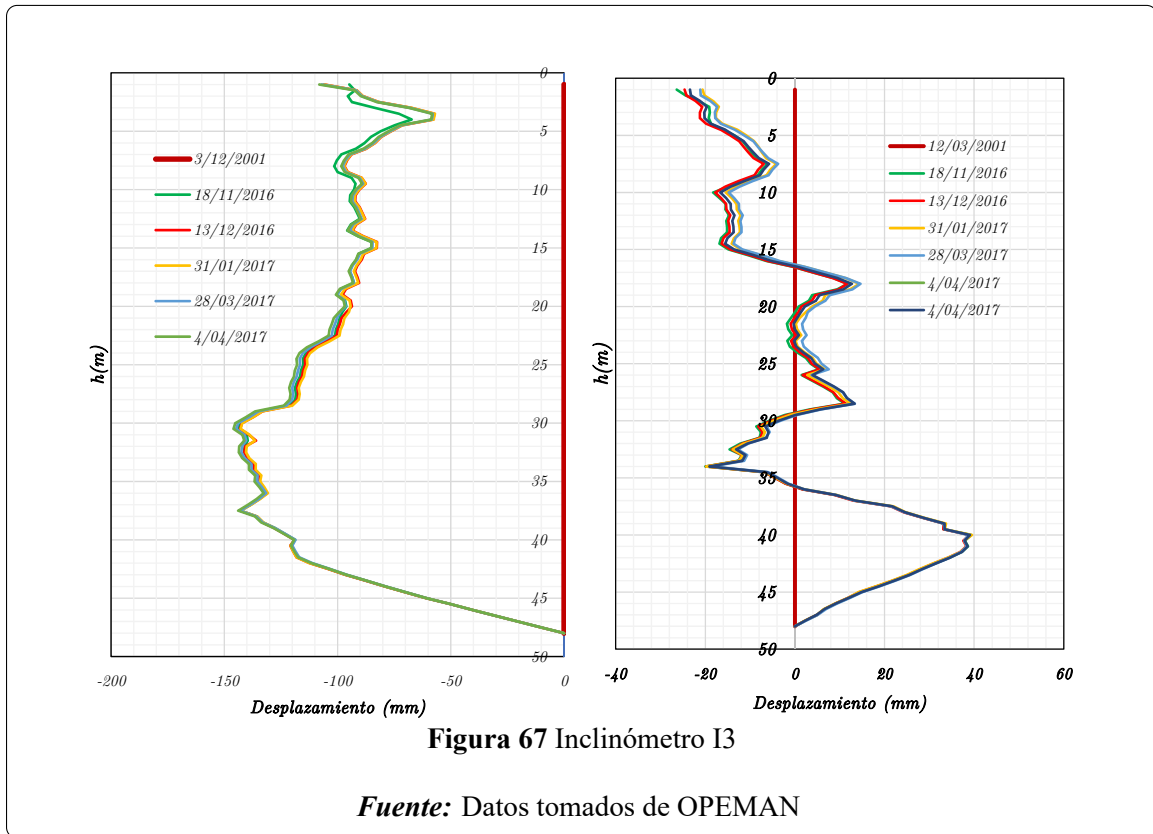
Fuente: Elaboración propia.

D) Control de deformación horizontal

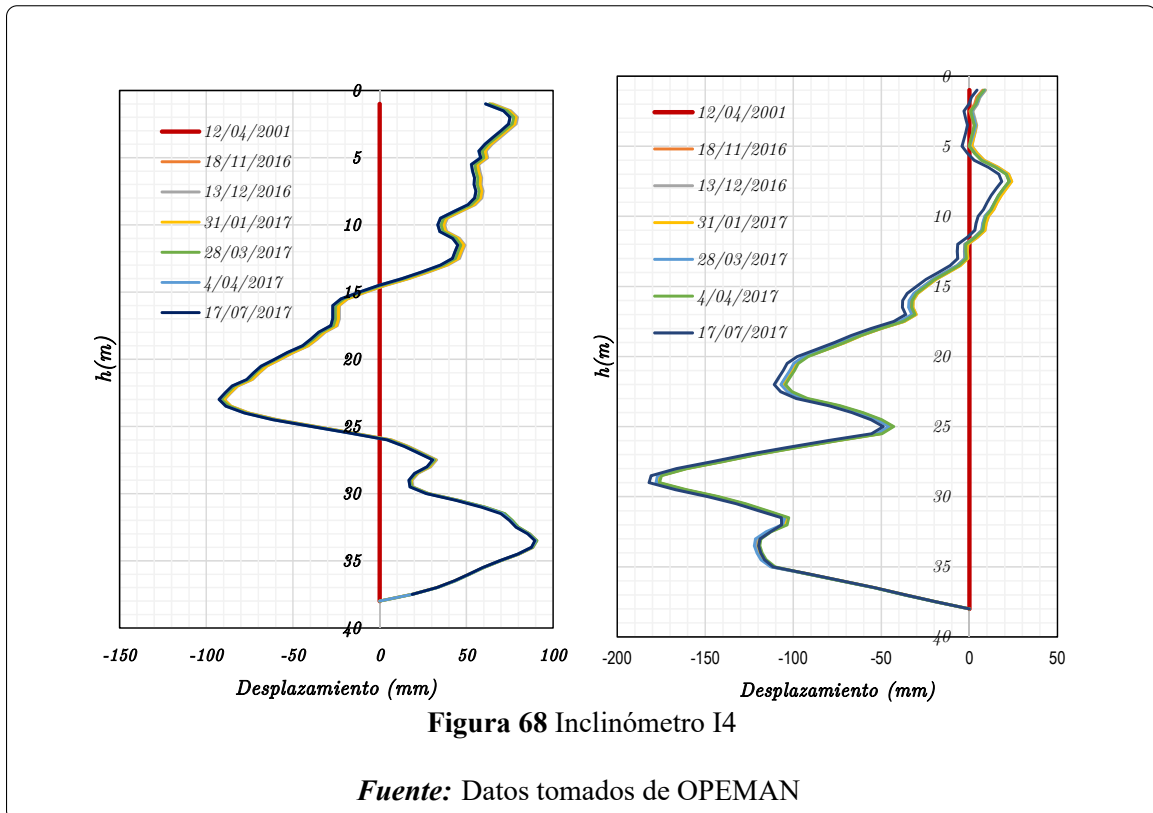
En esta sección se cuenta con dos inclinómetros ubicado aguas abajo I-03,I-04, que traspasan todo el cuerpo de la presa desde la base hasta la corona registrando la deformación horizontal en sus diferentes etapas.

El registro de la deformación horizontal durante la etapa de construcción no se tiene, pero si tenemos la deformación horizontal durante el proceso de llenado del embalse y periodo de operación.

Inclinómetro I-03 Ubicado a 4.63m aguas abajo con respecto al eje del núcleo de la presa.



Inclinómetro I-04 Ubicado a 4.63m aguas abajo con respecto al eje del núcleo de la presa.



3.9.3 Materiales del cuerpo de la presa Cuchoquesera

La sección alta de la presa Cuchoquesera se encuentra en el dique izquierdo en la progresiva 0+420 con una altura de 42.00m de altura y una longitud de 186.68m (Figura 69).

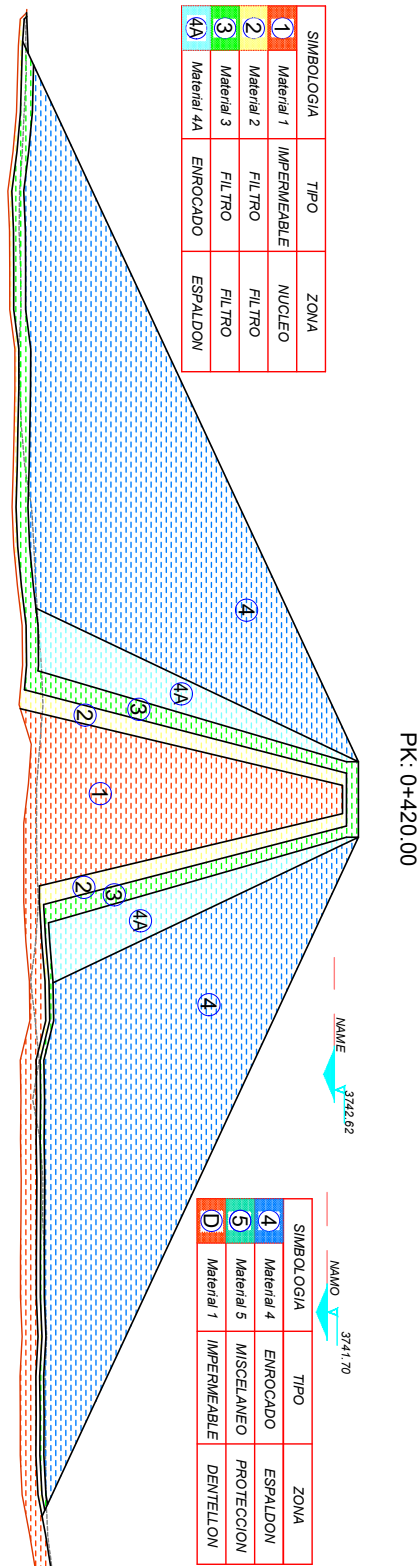


Figura 69 Zonificación de materiales 0+420
Fuente: Plano tomado de OPEMAN

A) Cimentación

La cimentación esta constituido por las rocas andesíticas, y la particularidad que los distingue es unicamente su color.

El basamento rocoso esta constituido predominantemente por andesita de color gris claro a gris verdoso intercalada con andesita parduzcas a rosadas, para asentar la estructura se hizo la eliminación del suelo hasta llegar a la estructura y luego se hace un tratamiento de consolidación de la fundación para minimizar los asentamientos diferenciales.

Andesitas de color gris claro a color verdoso se caracteriza por su dureza, mayor densidad.

Andesitas de color gris parduzco-rosadas se aprecian mas livianas, de menor dureza y resistencia y con mayor porosidad.

Tabla 16 Parámetros físicos de Andesita

Parámetros físicos	Unidad
Densidad natural seca	23.83 Kn/m ³
Densidad de rocas saturada	24.52 Kn/m ³
peso específico de sólidos	2.62
proporcion de vacíos	0.078
porosidad	7.2%
Modulo de Poisson	0.19

Fuente: Tomada del informe geotecnico

Tabla 17 Parámetros de resistencia Andesita

Parámetro de resistencia	Unidad
Resistencia a la compresión simple	69333.02 Kn/m ²
Resistencia a la Tracción	5491.72 Kn/m ²
Módulo de Elasticidad	8468042.28 Kn/m ²
Ángulo de fricción interna	41°
Cohesión	14709.98 Kn/m ²

Fuente: Tomada del informe geotécnico

B) Ubicación de materiales de préstamo

Durante los estudio de factibilidad se analizaron exhaustivamente las canteras de suministro de materiales impermeables y permeables, y se seleccionó las canteras más apropiadas para el abastecimiento del material rocoso.

Para el abastecimiento de los materiales se ubicaron canteras cercanas a los diques laterales de la presa y los más apropiados de acuerdo a sus propiedades físicas y de resistencia (Tabla18).

Tabla 18 Ubicación de canteras de préstamo-Cuchoquesera

	Simbología	Tipo	Zona	Cantera
1	Material 1	Impermeable	Núcleo	C, I
2	Material 2	Filtro	Filtro	Rosapta
3	Material 3	Filtro	Filtro	Chancadora Cuchoquesera
4A	Material 4A	Enrocado	Espaldón	Botijuela, Milagritos
4	Material 4	Enrocado	Espaldón	Botijuela, Milagritos
5	Material 5	Misceláneo	Protección	Botijuela, I, Milagritos
D	Material 1	Impermeable	Dentellón	C, I

Fuente: Tomada del informe geotécnico

C) Material impermeable para núcleo

El núcleo se encuentra compuesto por arcillas de baja plasticidad y limo de baja plasticidad (CL-MH).

Parámetros físicos

Tabla 19 Parámetros físicos de arcilla -Cuchoquesera

Parámetros	Unidad
Densidad seca de compactación	14.45 Kn/m ³
óptimo contenido de Humedad	23.5%
Densidad humeda	17.84 Kn/m ³
peso específico(G)	2.71
Proporción de vacíos (e)	0.84
Porosidad (n)	45.60%
Densidad del suelo saturado	18.92 kn/m ³

Fuente: Tomada del informe geotécnico

Parámetros de resistencia

La determinación de la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ se realizó por medio del ensayo triaxial Consolidado Drenado (CD), NO Consolidado No Drenado (UU), Consolidado No Drenado (CU). Los ensayos de laboratorio considerados en esta investigación fueron realizados en la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) (Figura 20).

Tabla 20 Parámetros de resistencia para cada muestra

Cantera	Calicata	Profundidad	Triaxial UU		Triaxial CU		Triaxial CU	
			c	ϕ°	c	ϕ	c'	ϕ''
A	C-QA-12	0.15-2.90	0.4	5	0.3	8	0.45	9
C	C-QB-7	3.85	0.42	4	0.2	12	0.35	14
C	C-QB-10	3.70	1.30	16	0.15	13	0.20	24
C	C-QB-4	0.85-3.00	0.45	0.00	0.45	8	0.45	15

Fuente: Tomada del informe geotécnico

Segun Holtz y Kovacs (1981), el ensayo triaxial CU debe ser utilizado en la hipótesis en que se apliquen aumento de tensiones sobre un suelo consolidado de manera rápida, de modo que no haya disipación de exceso de poro presión, caracterizando de estas forma las condiciones necesarias para la aplicación del ensayo triaxial del tipo CU.

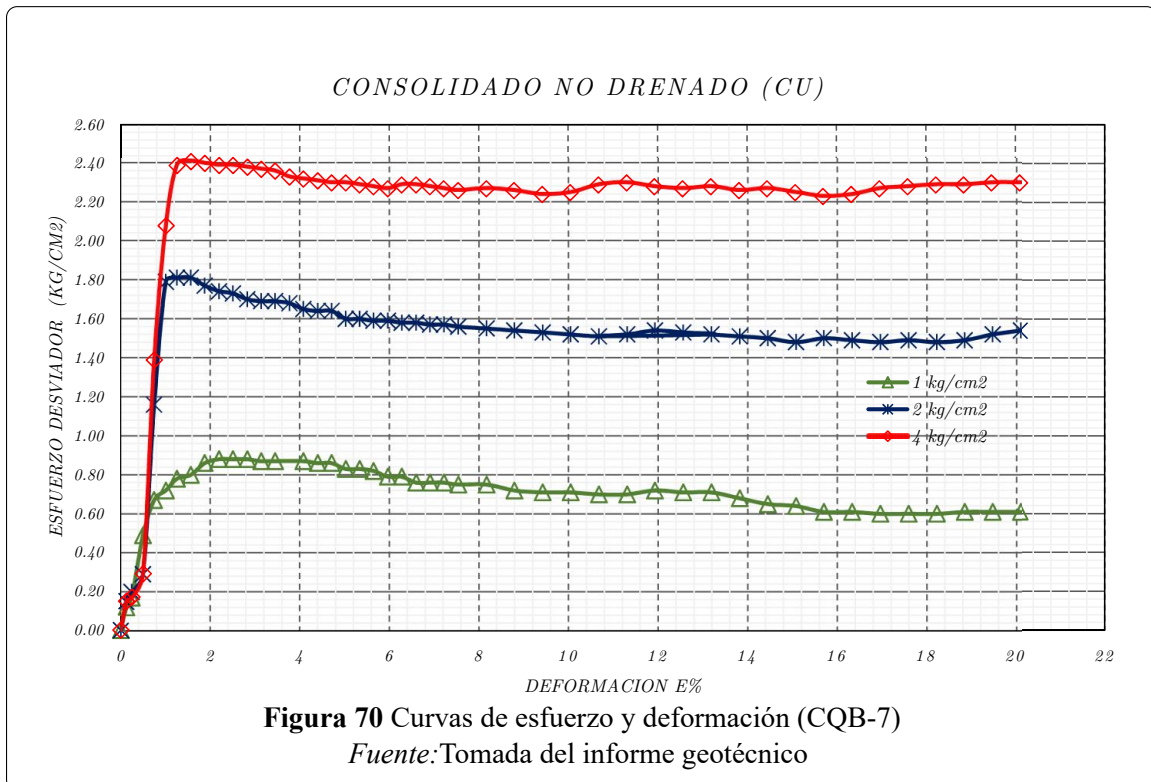


Figura 70 Curvas de esfuerzo y deformación (CQB-7)

Fuente: Tomada del informe geotécnico

Los parámetros de resistencia obtenidos para la muestra C-QB-7 son las que se consideran representativos y los cuales se va a emplear para el modelamiento del núcleo de la presa, en la Figura 20 se muestra los resultados del ensayo triaxial (deformación vs esfuerzo desviador), a esta muestra empleada en laboratorio de aplicaron esfuerzos de confinamiento de: 1.00, 2.00, 3.00 Kg/cm².

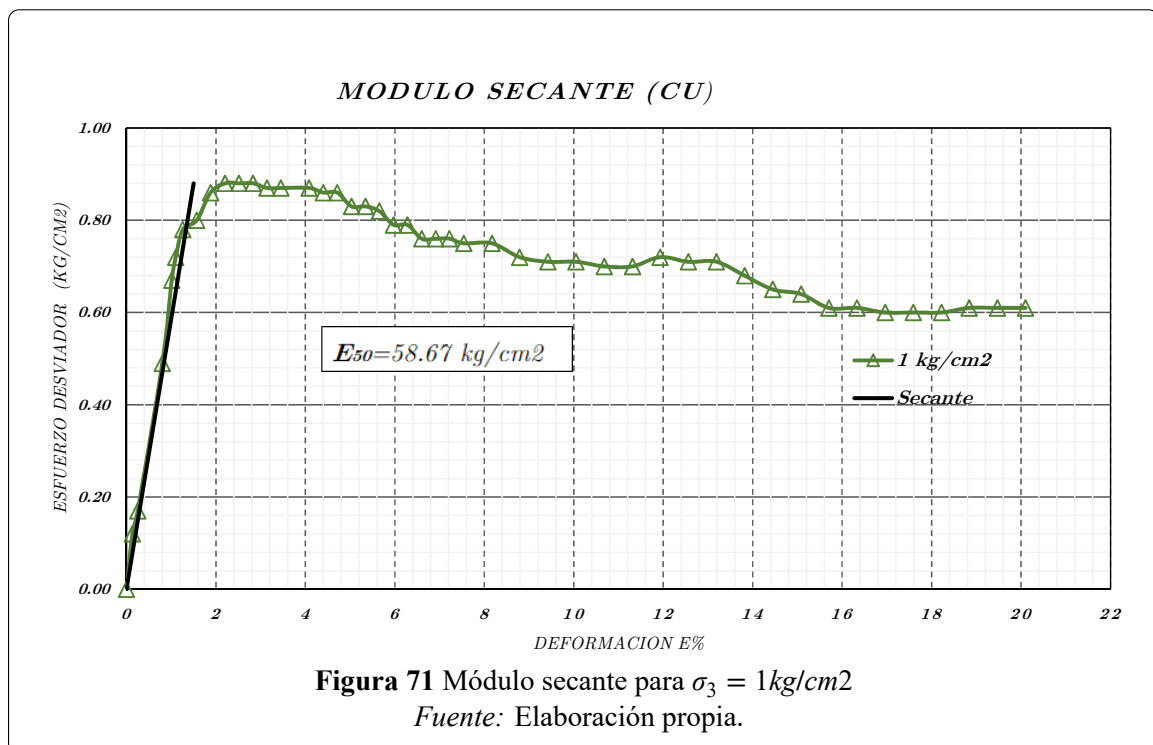
Parámetros Elásticos

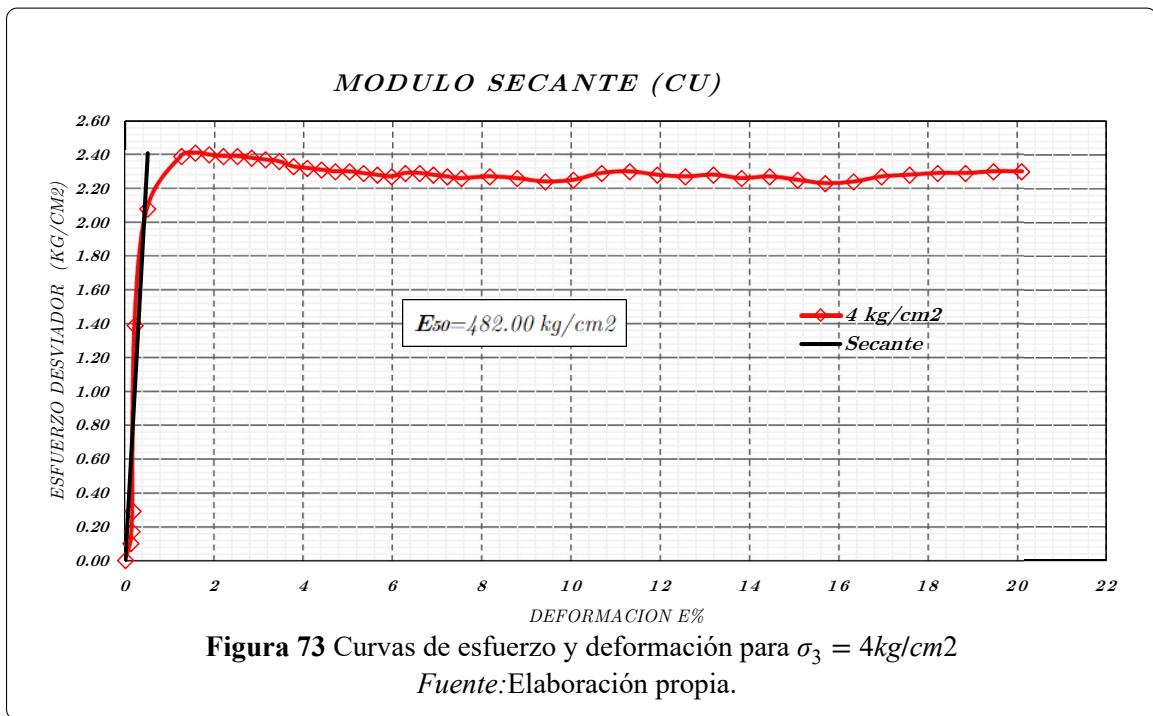
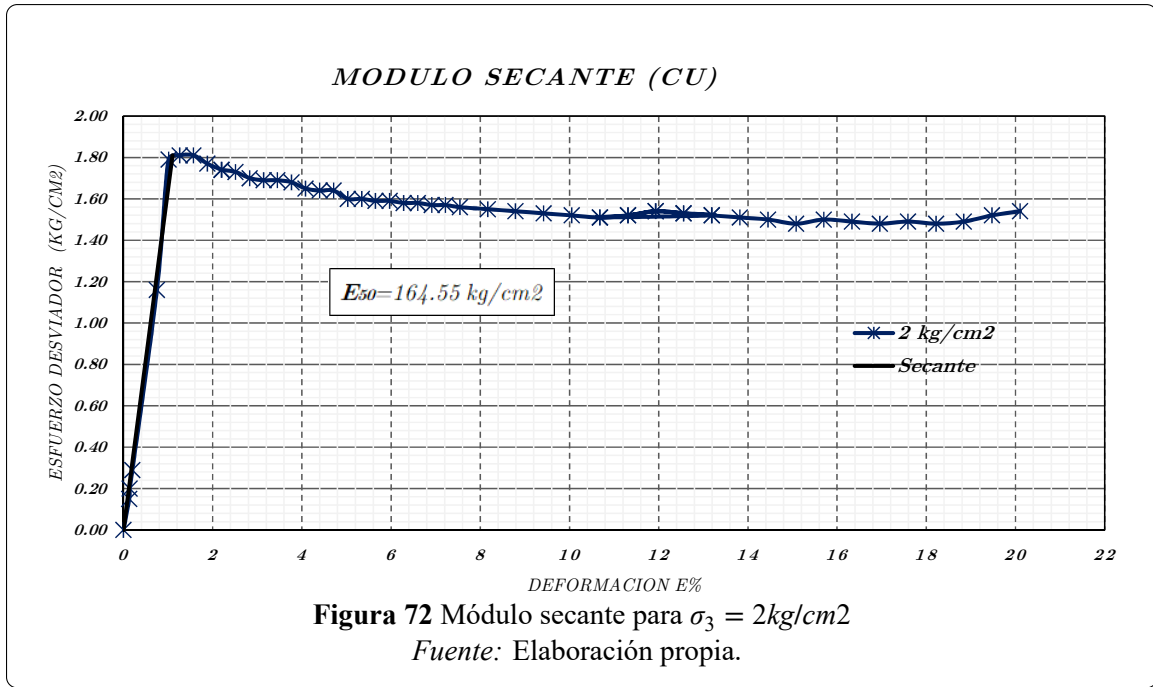
Del ensayo triaxial CU realizados a partir de las curvas esfuerzo-deformación, determinamos el módulo secante al 50% de la resistencia máxima E_{50} tal como se aprecia en los gráficos 71, 72, 73. En la tabla 21 se recopila los resultados obtenidos para la compresión triaxial correspondiente.

Tabla 21 E_{50} para cada σ_3

σ_3 kg/cm ²	p' (kg/cm ²)	$p'/2$ (kg/cm ²)	E(%)	E'_{50} (kg/cm ²)
1.00	0.88	0.440	0.0075	58.67
2.00	1.81	0.905	0.0055	164.55
4.00	2.41	1.205	0.0025	482.00

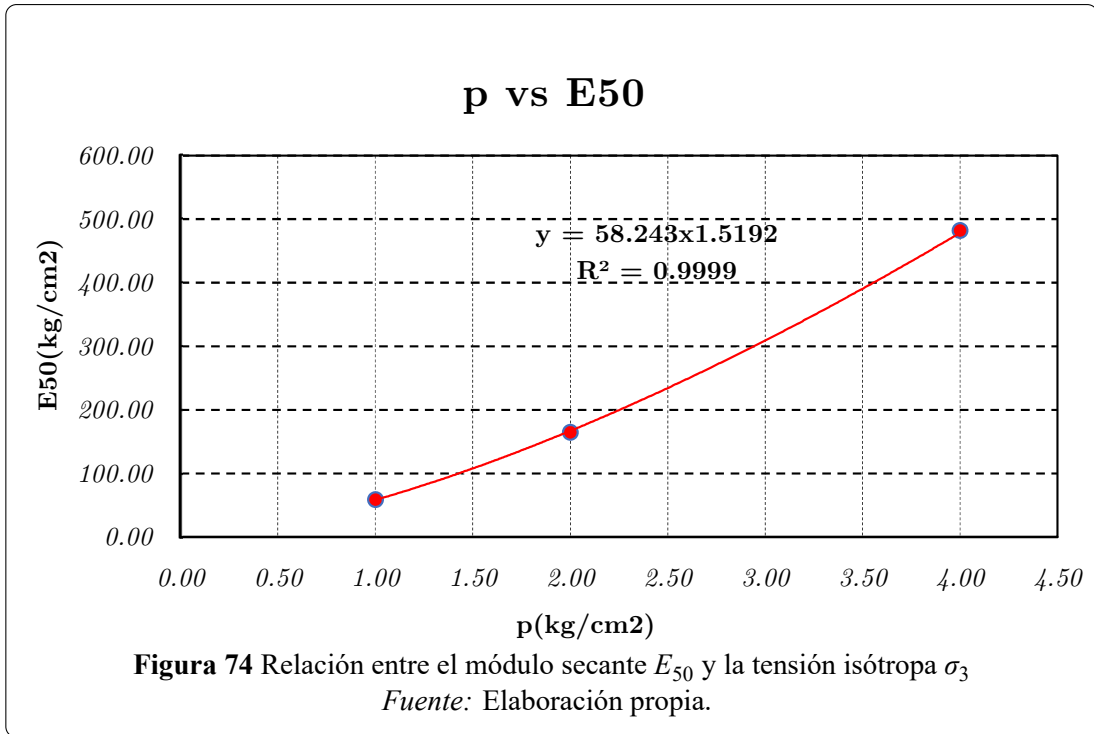
Nota: Secante determinada de los gráficos anteriores





Utilizando los resultados obtenidos de los ensayos triaxiales, tabla 21, se logran obtener los parámetros E_{50}^{ref} y m^3 definidos en la expresión 2.42, donde se toma en valor por defecto $P_{ref} = 100\text{Kpa}$.

³Potencia de la dependencia tensional de la rigidez



$$E_{50} = 58.243 \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^{1.5192} \quad (3.1)$$

Tabla 22 E_{50} de laboratorio y matematizado

σ_3	$E_{i-Laboratorio}$	$E_{i-Matematizado}$
1.00	58.67	57.343
2.00	164.55	107.810
4.00	482.00	237.121

Fuente: Elaboración propia.

Para los demás parámetros del modelo Hardening Soil se determina de acuerdo a lo expresado en la sección 2.4.2.4. En la tabla 23 se muestra un resumen de los once parámetros con los que trabaja el modelo constitutivo Hardening Soil (Suelo Endurecido) correspondiente a la muestra de arcilla C-QB-7 que ha sido empleado en la construcción del núcleo de la presa Cuchoquesera.

Tabla 23 Parámetros del modelo de arcilla limosa - Presa Cuchoquesera

Parámetros de Modelo Hardening Soil (HSM).				
Resistencia	c	KPa	19.61	cohesión
	ϕ	°	12.00	ángulo de fricción.
	ψ	°	0.00	ángulo de dilatación.
Rigidez	E_{50}^{ref}	KPa	5711.39	Rigidez secante.
	E_{eod}^{ref}	KPa	5711.39	Rigidez tangente en ensayos edométricos
	E_{ur}^{ref}	KPa	17134.18	Rigidez de carga y descarga.
	m		1.00	Dependencia de la rigidez con el estado de tensión del suelo
Avanzado	ν_{ur}		0.40	Coefficiente de Poisson de recarga y descarga.
	p'_{ref}	KPa	100.03	Tensión de referencia.
	K_0^{nc}		0.79	Coefficiente de presión lateral de los suelos.
	R_f		1.00	Razón de ruptura, relación entre q_f y q_a

Nota: Los parámetros de arcilla empleado en la construcción del núcleo de la Presa Cuchoquesera. **Fuente:** Elaboración propia.

D) Materiales de transición y enrocado

El enrocado de la presa Cuchoquesera está compuesto por material permeable que consta de filtros de transición y enrocado, los materiales empleados en la construcción del cuerpo de la presa no cuentan con un ensayo triaxial.

Para obtener los parámetros del modelo empleado en esta investigación se tuvo que acudir a datos de literatura especializada de acuerdo a las características de los materiales y se lograron obtener parámetros del modelo hiperbólico (Tabla 24).

Tabla 24 Parámetros del método hiperbólico

Materiales	Modelo Hiperbólico						
	K	n	R_f	K_b	m	ϕ_o	$\Delta\phi$
Enrocado Grueso (Maia,2001)	500	0.60	0.80	156	0.00	46	16
Enrocado Fino (Saboya,1993)	450	0.37	0.80	255	0.18	-	-
Transición Gruesa (Duncan,1980)	200	0.40	0.70	50	0.20	-	-
Transición Fina (Duncan,1980)	300	0.40	0.70	75	0.20	-	-
SC-ML (Parra,1996)	525	0.50	0.71	0.70	0.16	29	-
GW-GP-GM (Parra,1996)	525	1.20	0.70	0.70	0.41	42	-

Nota: Parámetros obtenidos de Literatura

El modelo Hardening Soil, según la ecuación 2.42, considera un aumento de rigidez en función del σ_3 y la potencia m , en el caso de ensayos triaxiales el módulo de rigidez E_{50}^{ref} depende de la tensión confinante σ_3 y el módulo de rigidez E_{50} (Tabla 25).

Con los valores obtenidos para el modelo constitutivo hiperbólico de la tabla 24 y determinados por el gráfico 34 y la ecuación 2.35 se obtienen E_i . Las tensiones referenciales que se tomaron, fueron: $\sigma_3 = 100KPa$, $\sigma_3 = 200KPa$ y $\sigma_3 = 310KPa$.

Teniendo E_i y σ_{3i} se obtiene:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \tag{3.2}$$

Donde:

$$E_{50}^{ref} \quad E_{oed} = E_{50}^{ref} \quad E_{ur} = 3 \cdot E_{50}^{ref} \tag{3.3}$$

Parámetros del modelo Hardening Soil (Tabla 25) a partir del modelo hiperbólico (Tabla 24).

Tabla 25 Parámetros Hardening Soil obtenidos a través del modelo hiperbólico

Materiales	Hardening Soil				
	$E_{50}^{ref}(MPa)$	$E_{oed}^{ref}(MPa)$	$E_{ur}^{ref}(MPa)$	m	R_f
Enrocado Grueso (Maia,2001)	54.50	54.50	163.50	0.60	0.90
Enrocado Fino (Saboya,1993)	37.90	37.90	113.80	0.40	0.90
Transición Gruesa (Duncan,1980)	17.40	17.40	52.30	0.40	0.90
Transición Fina (Duncan,1980)	26.10	26.10	78.40	0.40	0.90
SC-ML (Parra,1996)	33.81	38.07	101.40	0.51	0.90
GW-GP-GM (Parra,1996)	34.31	32.45	100.50	1.00	0.70

Fuente:Elaboración propia.

En Tabla 26 se muestra los parámetros físicos de los materiales permeables.

Tabla 26 Parámetros físicos de material permeable.

Material	$\gamma_{seco}(Kn/m3)$	$\gamma_{saturado}(kn/m3)$	ϕ^o	ψ^o	$C(Kn/m2)$	ν
Cimentacion	23.83	24.52	41	11	14709.98	0.19
Enrocado Grueso	25.52	25.96	42	12		0.2
Enrocado Fino	25.52	25.96	42	12		0.2
Transición Gruesa	24.32	24.71	40	10		0.2
Transición fina	24.32	24.71	40	10		0.2
Núcleo	17.84	18.92	8		29.42	0.4

Fuente: Elaboración propia.

3.9.4 Proceso constructivo del dique de la presa

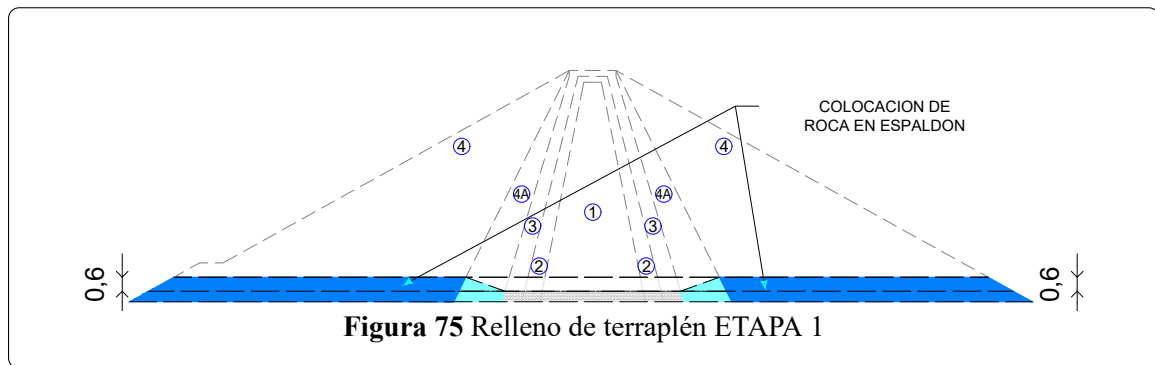
En general el proceso constructivo de la presa se ha realizado de la siguiente forma:

- Tratamiento de las fundaciones de la presa y diques.
- Relleno del dentellón con material impermeable.
- Relleno de la presa y/o los diques.

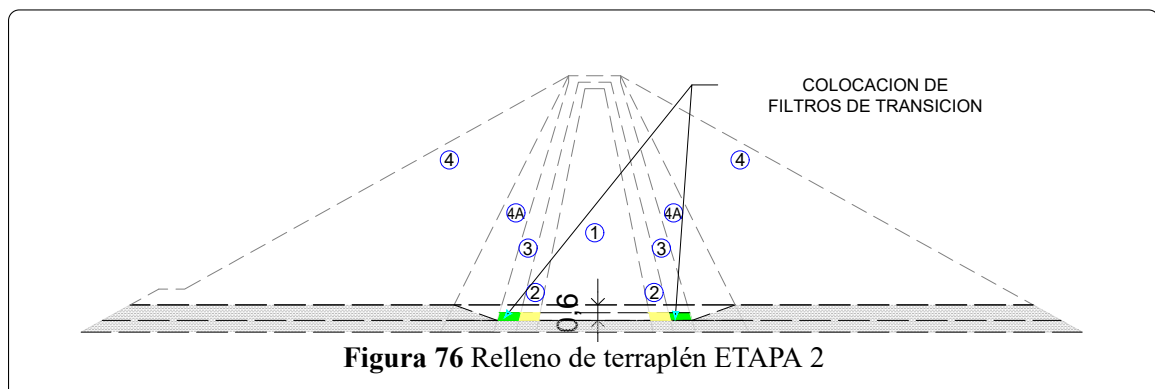
3.9.5 Relleno de los diques

La colocación y compactación de los rellenos en el dique se realizaron, con el relleno de capas exteriores de 60.00 cm con material 4 (Enrocado grueso), a continuación los materiales adyacentes 3 y 2 (filtros de transición) con 30 cm de espesor ya la capa central de núcleo de 30 cm de espesor, seguidamente la segunda capa de material de 2 y 3 con 30 cm de espesor y concluyendo con la segunda capa central del núcleo de 30cm de espesor. Quedando de esta forma el relleno nivelado a todo lo ancho del cuerpo del dique, en un total de 5 fases (Figuras: 75, 76, 77, 78, 77).

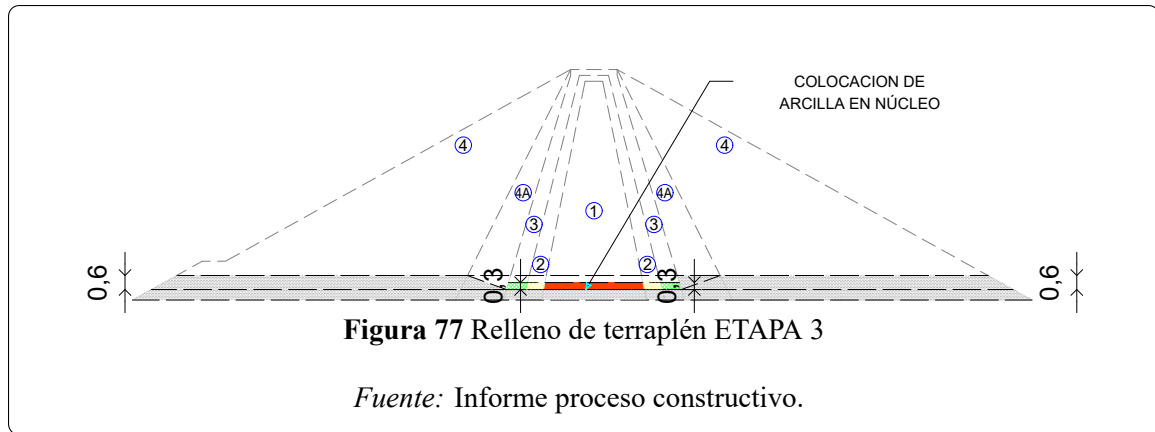
ETAPA 1 Colocación de enrocado al volteo, conformado en capas $e=0.60\text{m}$ máx.



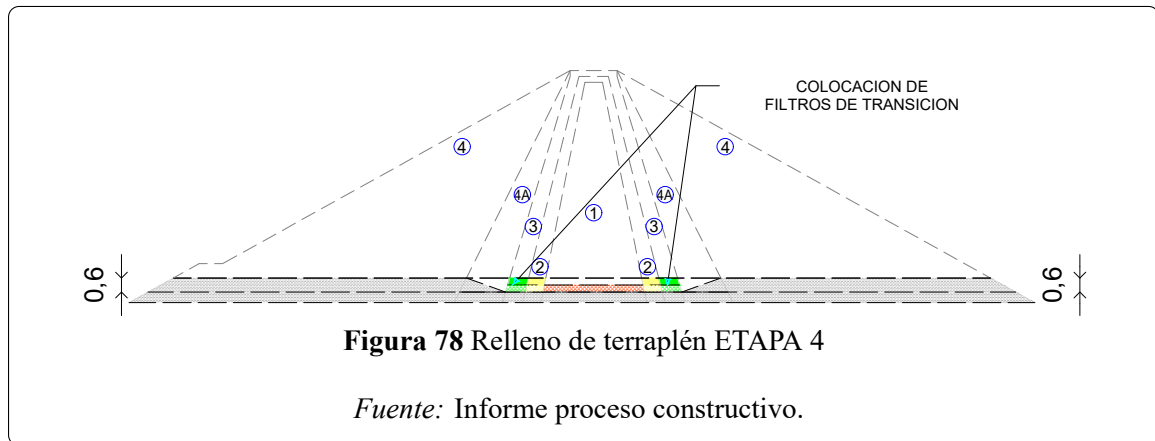
ETAPA 2 Colocación de materiales para la zona de filtros (2 y 3), en capas de $e=0.30\text{m}$



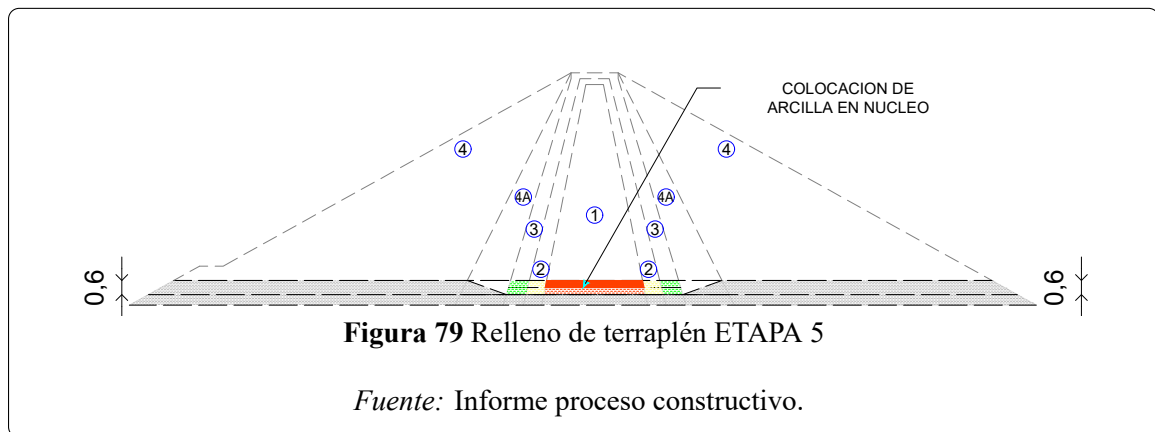
ETAPA 3 Colocación de material impermeable (núcleo), en capas compactadas de $e=0.30\text{m}$.



ETAPA 4 Colocación de filtro de transición (2 y 3) en capas de $e=0.30\text{m}$, hasta el nivel del enrocado



ETAPA 5 Colocación de material impermeable en capas de $e=0.30\text{m}$, hasta el nivel del enrocado.

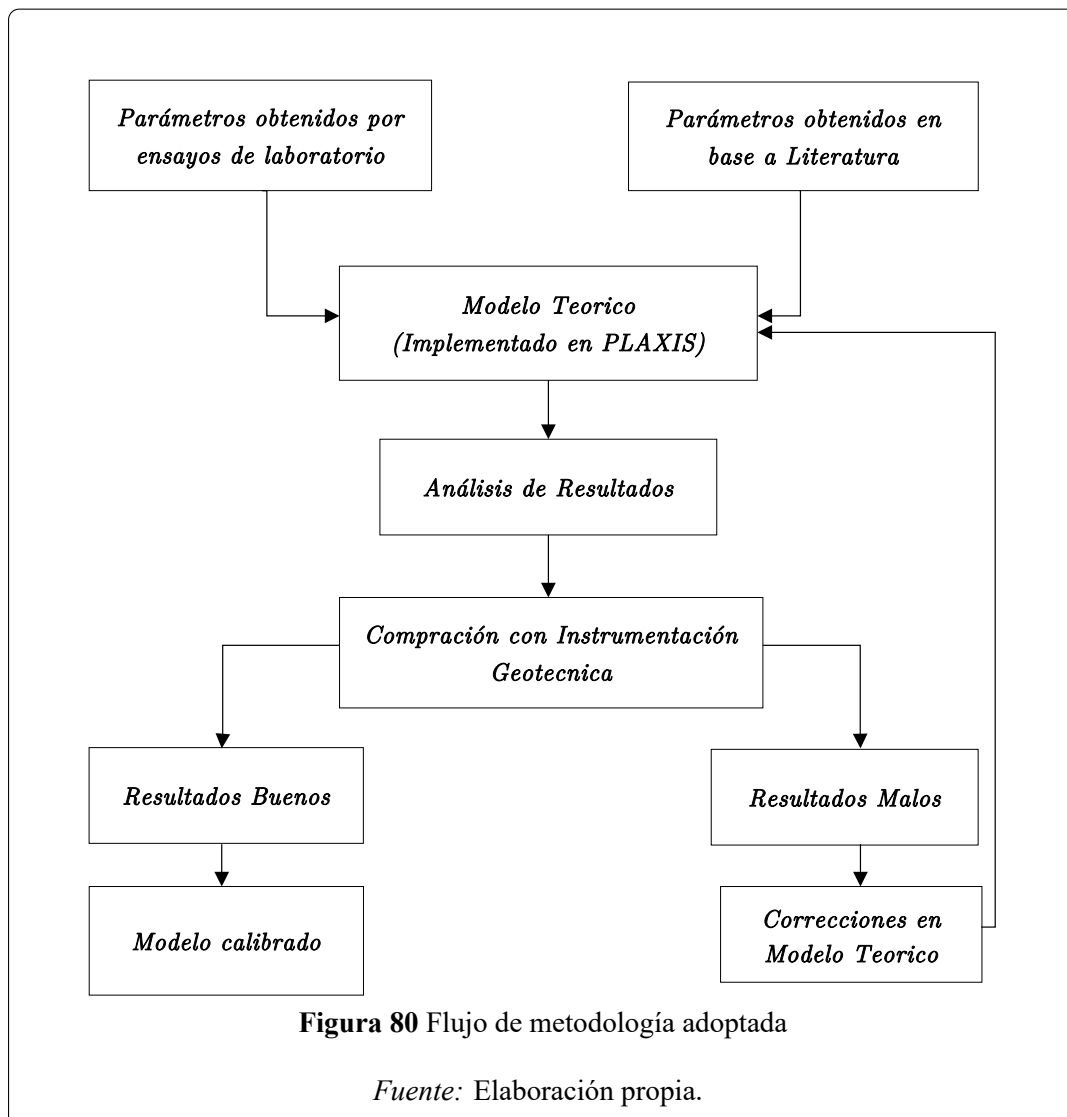


3.9.6 Consideraciones para el modelamiento bidimensional

El modelo de la presa Cuchoquesera se desarrolla en el programa computacional Plaxis 2D, este software utiliza el método de los elementos finitos para el análisis de esfuerzo y deformación.

En todo modelamiento los datos de entrada desempeñan un papel fundamental en la calidad de los resultados, los cuales han sido obtenidos a través de ensayos de laboratorio y de fuentes bibliográficas especializadas.

El modelo debe ser capaz de generar resultados compatibles con los registros de la instrumentación geotécnica, haciendo que los datos de entrada del modelo sean confiables, en la figura 80 se muestra la metodología adoptada en esta investigación.



3.9.7 Validación de la deformación vertical

Para la validación a través del cálculo manual de la deformación vertical se realizó el análisis de una presa homogénea, para lo cual se emplean los modelos constitutivos Lineal Elástico y Mohr Coulomb.

Para esta presa la cimentación esta compuesto por un substrato rocoso (propiedades muy buenas sin mucha influencia en los resultados) y el dique esta relleno de pedraplén (Pedraplén de grano grueso mezclado con arena gruesa y algunos finos).

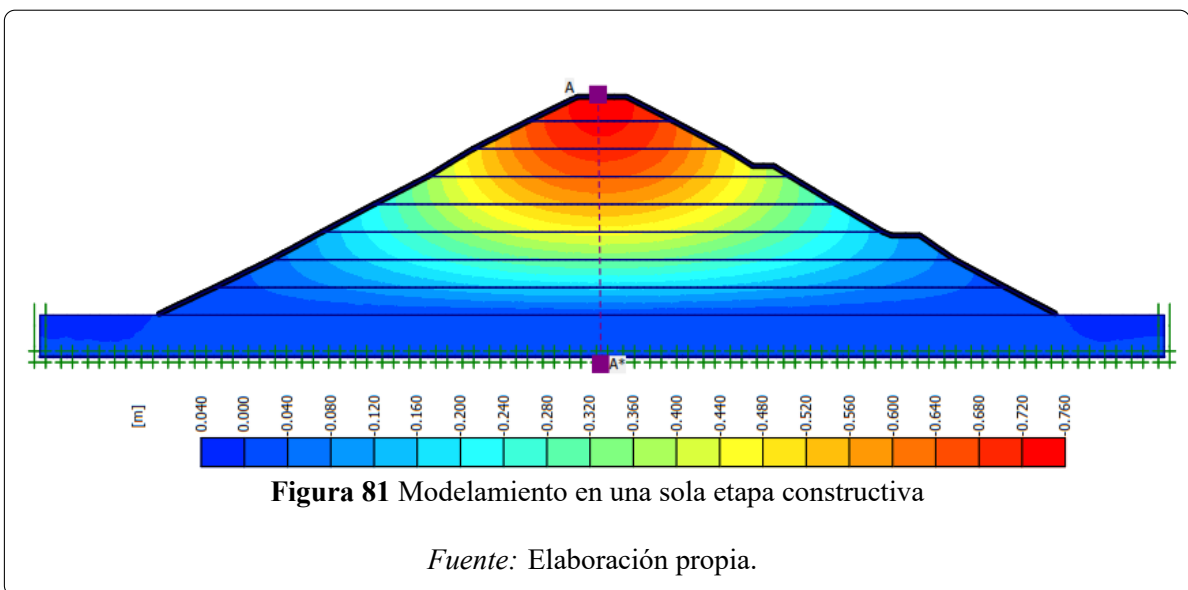
Tiene la siguiente geometria, base de $L=130\text{m}$, altura $H=31.50\text{m}$, los valores de la deformación fueron calculados en el eje de la presa, y los resultados fueron comparados usando la ecuación de la parábola 2.3 deducida por (Law, 1975)⁴.

A) Casos de análisis

Para el cálculo del asentamiento se considera dos casos de análisis:

1. Simulación de construcción en 1 etapa.
2. Simulación de construcción en 8 etapas.

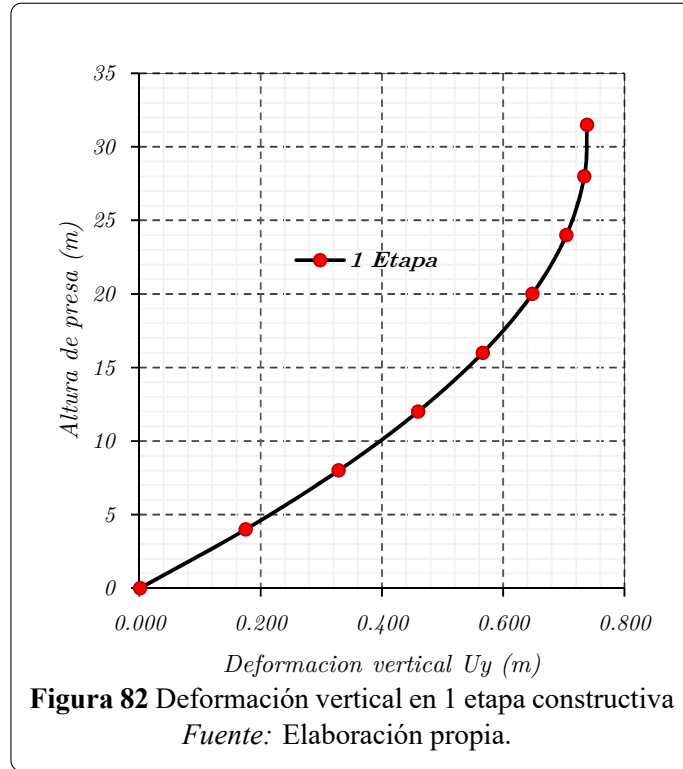
Modelamiento en 1 etapa constructiva En este primer modelamiento, supondremos la construcción de todo el cuerpo de la presa de un sólo golpe, caso que en la realidad no se produce, el comportamiento de la deformación se muestra en la Figura 81.



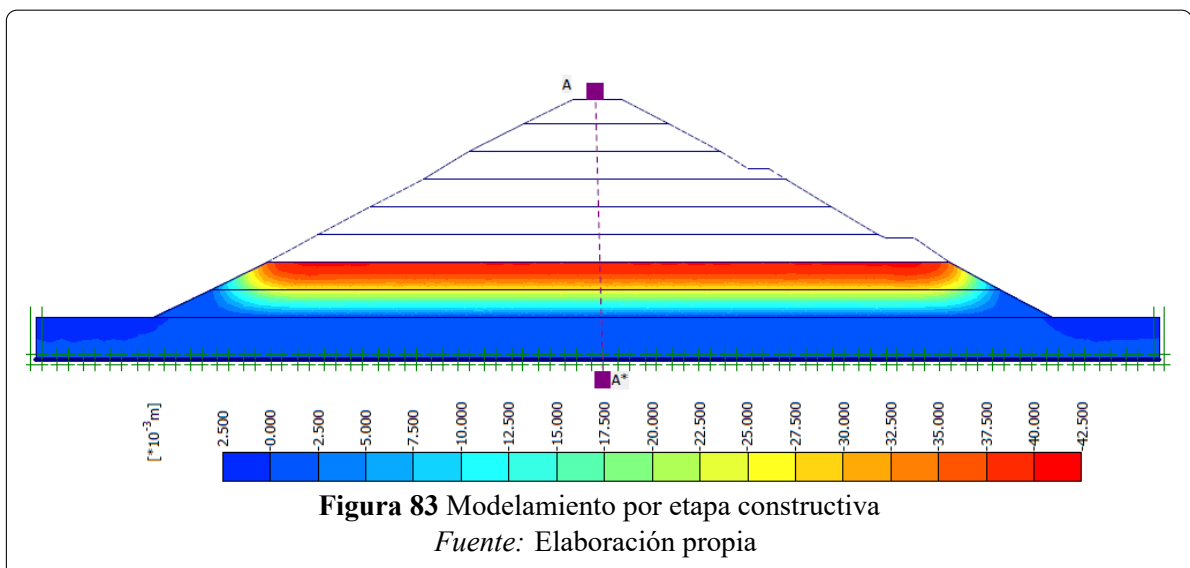
⁴Determina que el mayor asentamiento se produce a media altura del terraplén

De acuerdo a los resultados obtenidos en la Figura81, en una sola etapa constructiva la mayor deformación se produce en la corona.

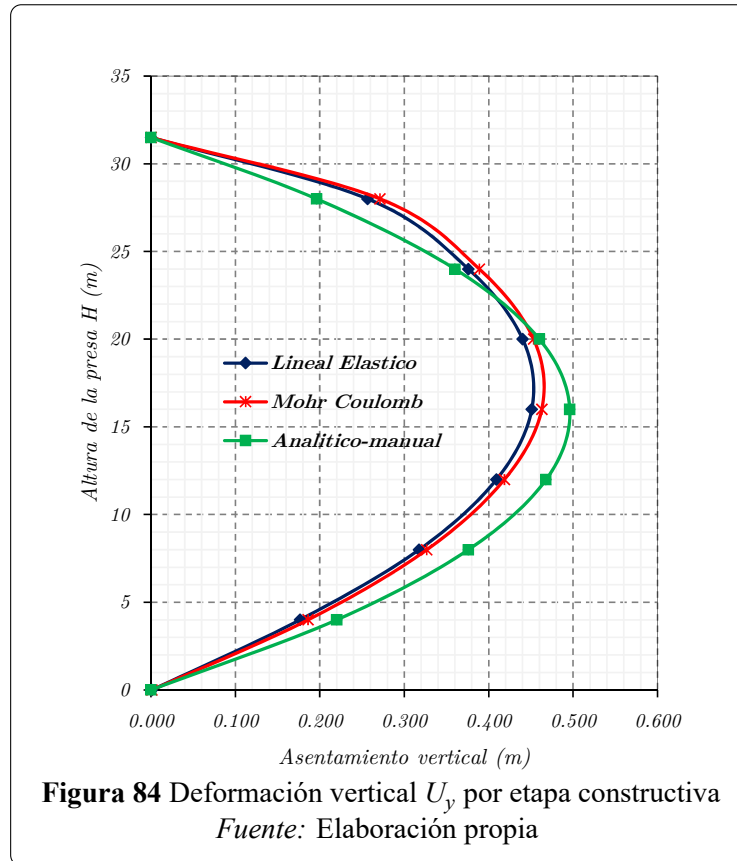
En la Figura82 se determina la deformación vertical según la altura del terraplén.



Modelamiento en 8 etapas constructivas Para calcular los asentamientos se hizo la simulación de la construcción incremental por capas con un espesor de 4m tal como se muestra en la Figura83.



Para calcular el asentamiento se ha simulado la construcción por capas incrementales, haciendo cero los desplazamientos de la capa anterior, y sumando las deformaciones producidos en todos los puntos inferiores influenciada por la capa recién lanzada. Se realizó este procedimiento debido a que el programa Plaxis 2D no corrige la construcción por capas, por lo tanto los desplazamientos producidos en los puntos superiores de cada capa deberían ser nulos al final de cada etapa de cálculo.



En la Figura84, se observa el asentamiento con una distribución parabólica tal como lo había afirmado (Law, 1975). los modelos constitutivos empleados son: Lineal Elástico, Mohr Coulomb y analítico, del modelamiento se determina que la mayor deformación se produce a altura media de la presa. (Tabla27).

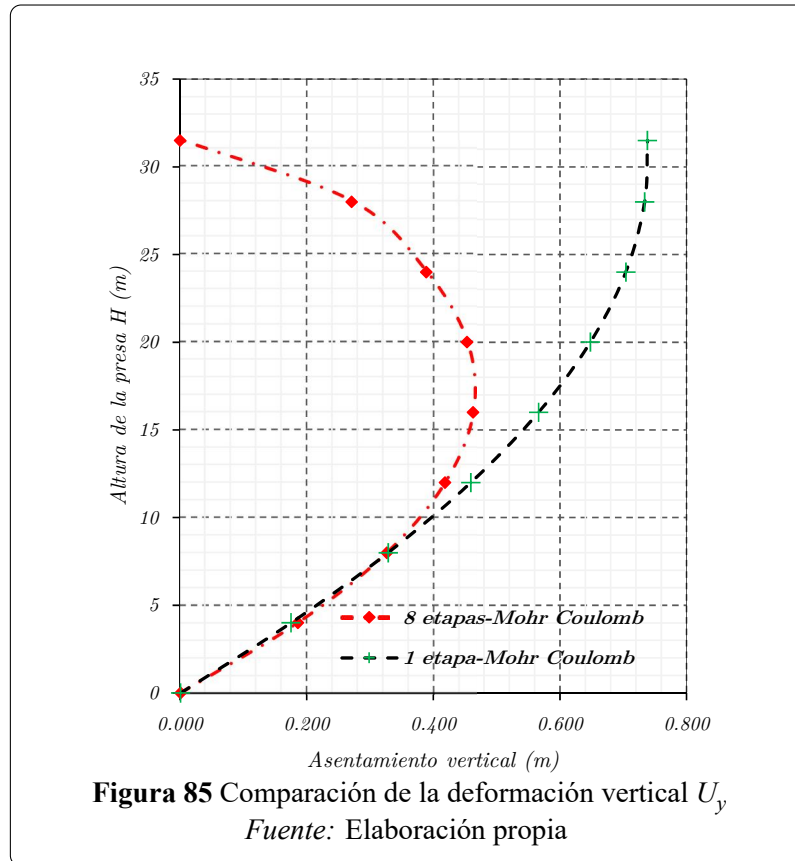
Tabla 27 Comparación de resultados

Altura (m)	Plaxis 2D		Analítico (m)
	$U_y - LE(m)$	$U_y - MC(m)$	
16	0.451	0.463	0.496

Fuente:Elaboración propia

B) Análisis comparativo de modelamiento en 1 etapa y 8 etapas

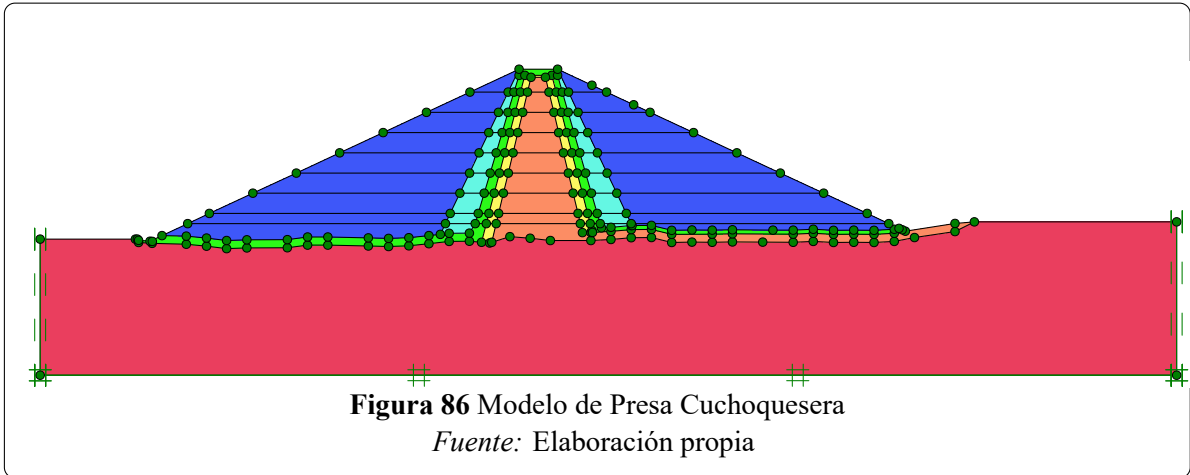
El análisis de la deformación vertical para la presa se realiza en el eje A-A tal como se muestra en la Figura 83. En la Figura 85 se realiza la comparación de la deformación vertical con el modelamiento en 1 etapa y 8 etapas constructivas.



3.9.8 Modelamiento Presa Cuchoquesera

Se analiza el terraplén izquierdo de la sección 0+420 por ser el dique más alto de $H=42.00\text{m}$ con longitud de corona de 8.00 m , y también esta sección cuenta con monitoreo geotécnico que nos permite comparar los datos de campo y modelo numérico (Figura 86), se tiene las siguientes consideraciones:

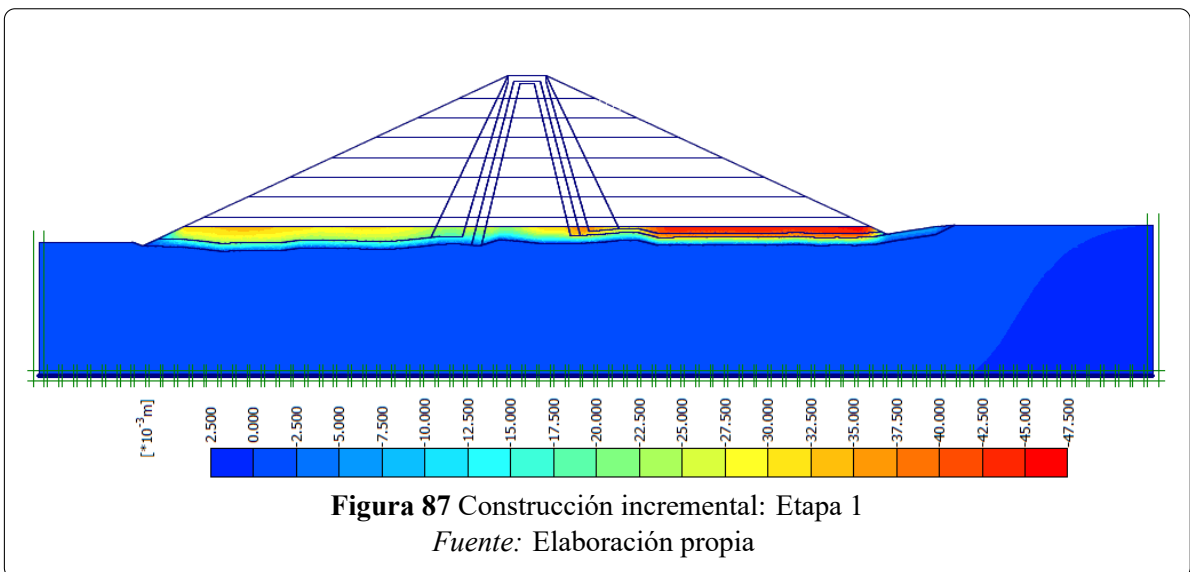
- Se representa la geometría de la sección del dique de acuerdo a los planos al final de la etapa constructiva, y los parámetros geotécnicos son obtenidos por ensayos de laboratorio y de literatura especializada.
- El manual (Plaxis, 2016), recomienda usar el modelo constitutivo de Hardening soil y Mohr Coulomb para el núcleo, enrocado grueso, enrocado fino y el modelo constitutivo Lineal Elástico para la cimentación de la presa.

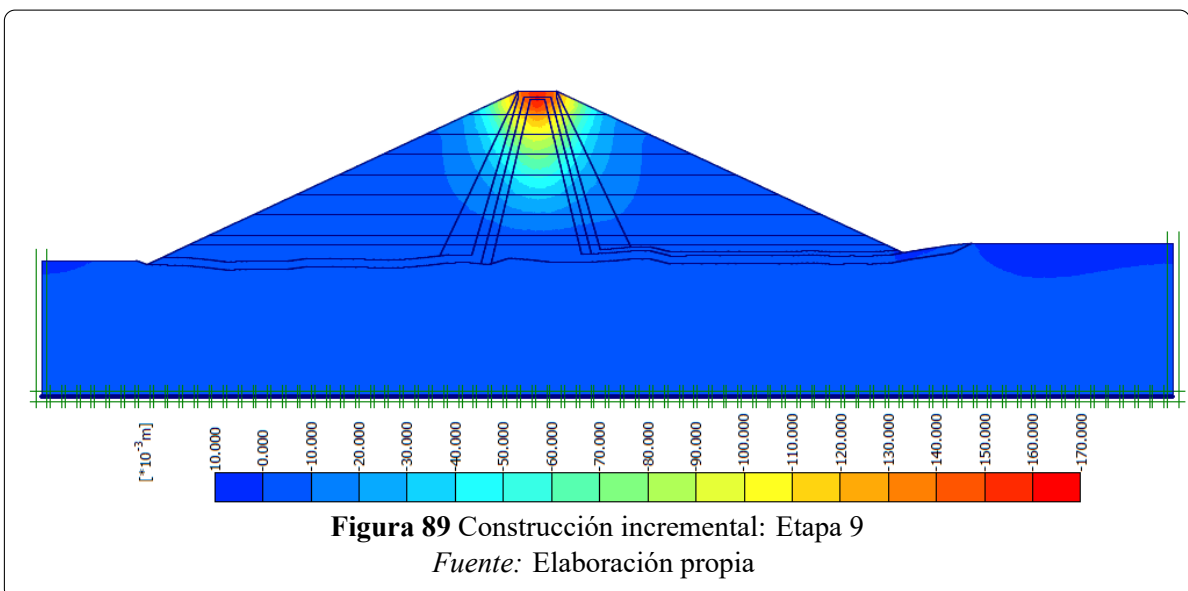
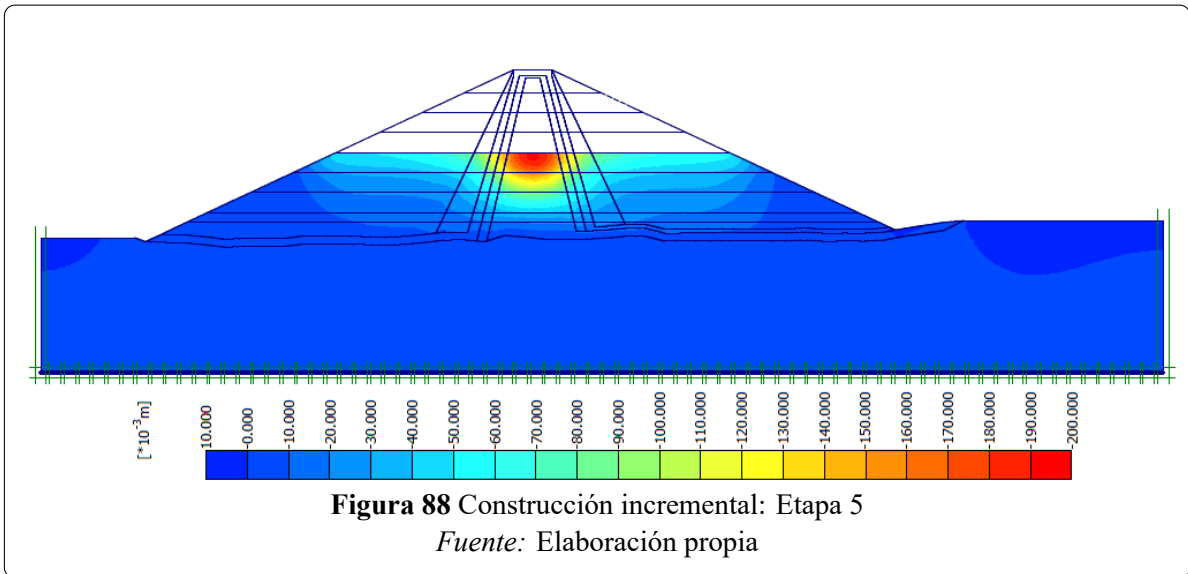


3.9.8.1 Modelamiento por etapa constructiva

- Las condiciones de contorno tienen un base fija al desplazamiento horizontal y vertical, y los laterales fijos en la dirección horizontal (Figura 86).
- Generación de capas constructivas en 9 camadas de 5m de espesor (Figura 86). Los estudio de clough y Woodward (1996) demostraron que para un terraplén homogéneo los desplazamientos verticales calculados para 14 capas de igual grosor eran los mismos que utilizando 7 capas.
- Se genera una malla automática de elementos finitos de 15 nodos y una malla fina con la finalidad de obtener resultados mas adecuados.

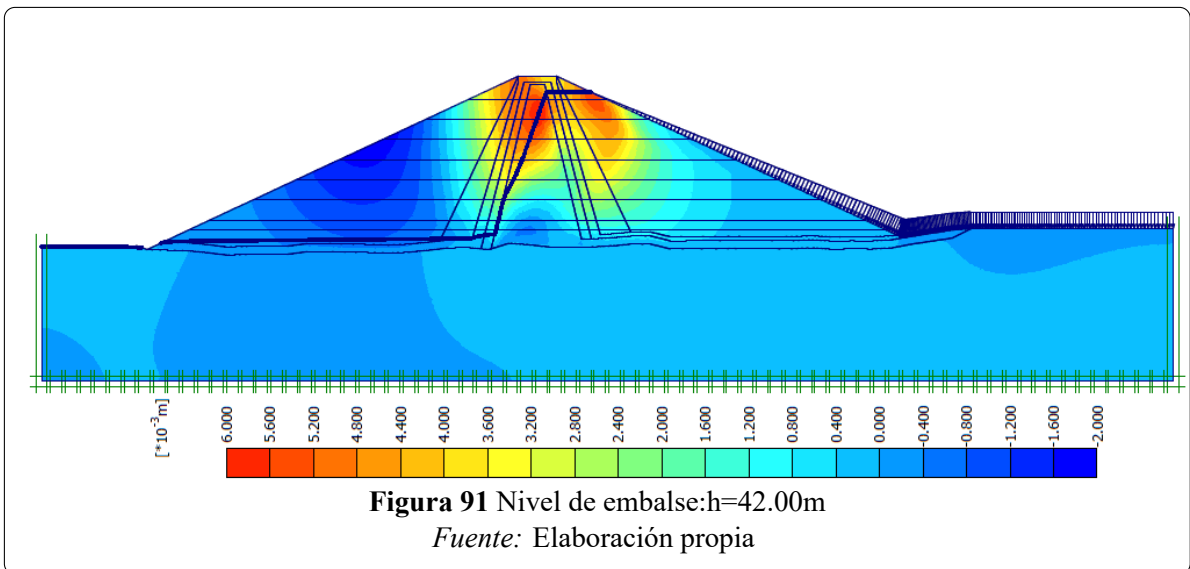
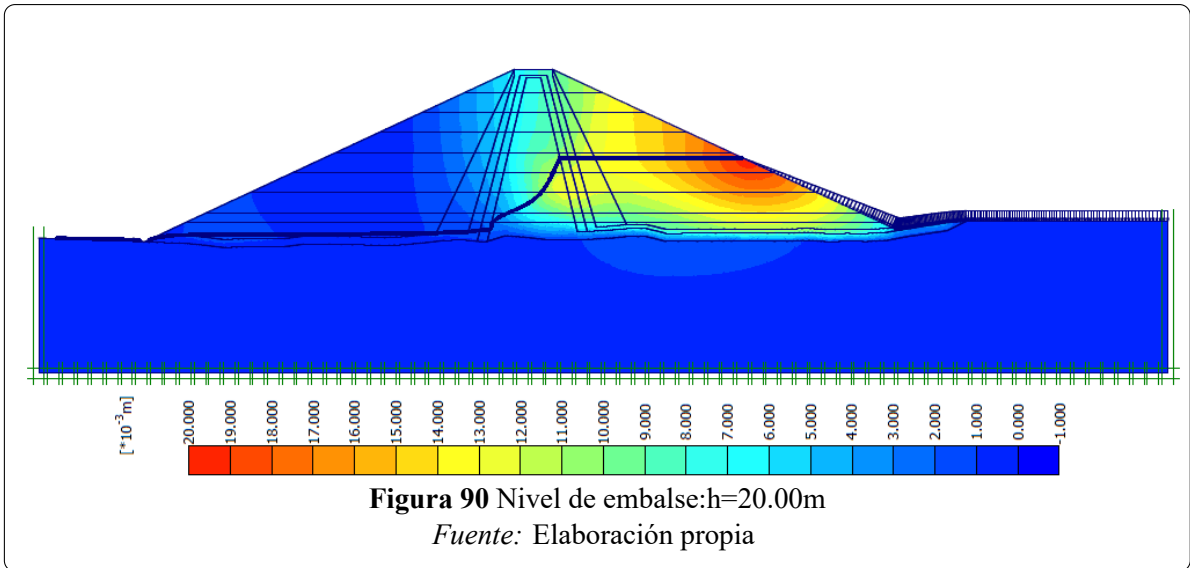
En las figuras se muestra las simulación y comportamiento de la etapa constructiva:





3.9.8.2 Durante la etapa del primer llenado

- El análisis de flujo transitorio no confinado, se considera para las condiciones de contorno dependientes del tiempo.
- Veiga Pinto(1983) realizó un estudio referente a la influencia del aumento gradual del nivel de embalse y recomienda simular la misma cantidad de niveles de agua que las capas consideradas en la simulación de la etapa de construcción.
- De acuerdo al ítem anterior en esta investigación fueron previstos 7 niveles de embalse.



Capítulo IV

Resultados

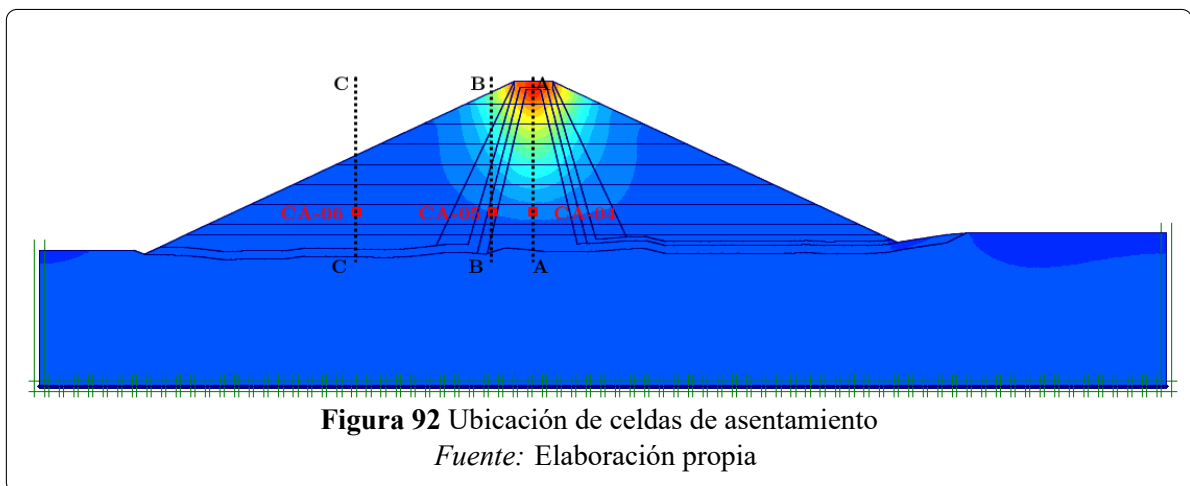
4.1 Dique izquierdo sección 0+420-Cuchoquesera

En esta sección se presentan los resultados del comportamiento del terraplén durante la etapa de construcción y el primer llenado del embalse.

4.1.1 Puntos y sección de análisis dique izquierdo

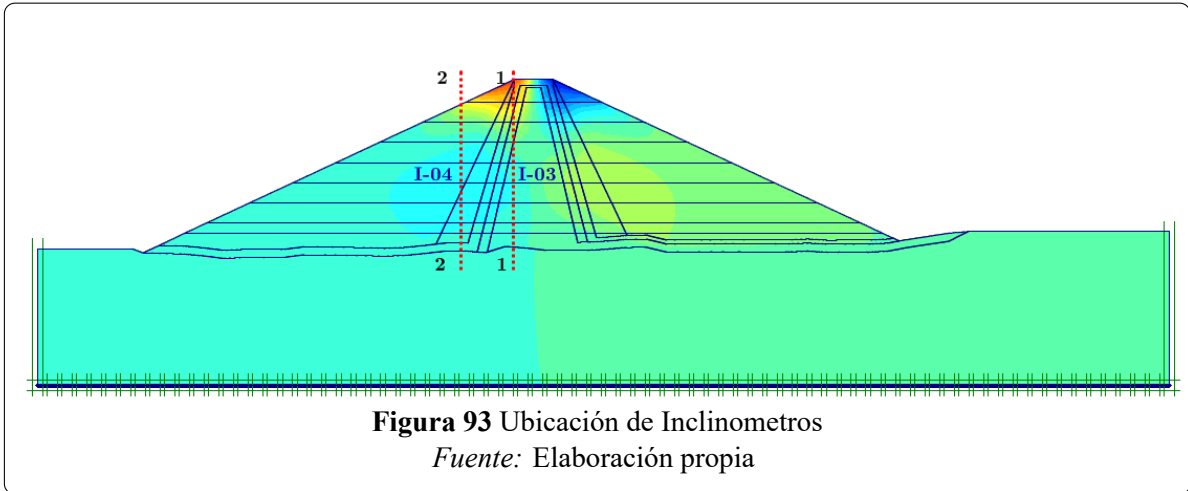
4.1.1.1 Deformación vertical

Para el análisis de la deformación vertical se tomaron como secciones de análisis la ubicación de los puntos donde se encuentran las celdas de asentamiento CA-04,CA-05,CA-06.



4.1.1.2 Deformación horizontal

Para el análisis de la deformación horizontal se toma como sección de análisis la ubicación de los inclinómetros I-03,I-04.



4.2 Contratación de Hipótesis

La comprobación de hipótesis, se realiza haciendo uso de los resultados de la deformación obtenidos por modelamiento numérico empleando el software Plaxis 2D y la deformación registrada por la instrumentación geotécnica en el cuerpo de la presa Cuchoquesera en la sección 0+420. Esta comprobación de la deformación se realiza en el núcleo, filtros de transición y enrocado.

Para la contrastación de hipótesis se usa la prueba de correlación lineal simple, para medir la fuerza o intensidad de la relación entre dos variables linealmente relacionadas.

Tabla 28 Deformación observada y modelada

ETAPAS	NUCLEO		FILTRO		ENROCADO	
	HS	CA-04	HS	CA-05	HS	CA-06
FECHA	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)
20/07/2000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24/08/2000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23/09/2000	-0.135	-0.037	-0.087	-0.022	-0.037	-0.007
09/11/2000	-0.236	-0.073	-0.145	-0.044	-0.061	-0.013
03/01/2001	-0.304	-0.110	-0.192	-0.067	-0.079	-0.020
05/02/2001	-0.354	-0.147	-0.231	-0.089	-0.090	-0.027

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29 Deformación observada y modelada

ETAPAS	NUCLEO		FILTRO		ENROCADO	
	HS	CA-04	HS	CA-05	HS	CA-06
FECHA	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)	Uy(m)
04/04/2001	-0.392	-0.183	-0.264	-0.111	-0.095	-0.033
18/05/2001	-0.420	-0.220	-0.285	-0.133	-0.098	-0.040
31/06/2001	-0.434	-0.300	-0.295	-0.208	-0.100	-0.070
31/07/2001	-0.425	-0.313	-0.292	-0.234	-0.100	-0.070
25/07/2005	-0.421	-0.344	-0.289	-0.313	-0.100	-0.082
31/07/2006	-0.420	-0.358	-0.287	-0.307	-0.101	-0.085
25/07/2008	-0.419	-0.393	-0.285	-0.311	-0.102	-0.081

*Fuente:*Elaboración propia.

Planteamiento de hipótesis

$H_0 : \rho = 0$ Con el retroanálisis geotécnico no se determina los niveles de deformación en el cuerpo de la presa Cuchoquesera, al final de su etapa constructiva y el primer embalse.

$H_1 : \rho \neq 0$ Con el retroanálisis geotécnico se determina los niveles de deformación en el cuerpo de la presa Cuchoquesera, al final de su etapa constructiva y el primer embalse.

Calculamos el valor de r

$$r = \frac{n(\sum xy) - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{((n\sum x^2) - (\sum x)^2)(n(\sum y^2) - (\sum y)^2)}} \quad (4.1)$$

Tabla 30 Valor de r

Ubicación	Valor de r
Nucleo	0.85988876
Filtro	0.79966655
Enrocado	0.78388574

*Fuente:*Elaboración propia.

Interpretación de r El recorrido del coeficiente de correlación muestral **r** está en el intervalo $-1 \leq r \leq +1$

Tabla 31 Interpretación r

r	Interpretación
0.000	Ausencia de correlación lineal
+0.1 a +0.19	Correlación lineal insignificante
+0.20 a +0.39	Correlación lineal baja - leve
+0.40 a +0.69	Correlación lineal moderada
0.70 a +0.999	Correlación lineal alta a muy alta
+1	Función Lineal perfecta

*Fuente:*Elaboración propia.

Nivel de confiabilidad y error

Nivel de confianza: 95%

Nivel de significación α :0.05

Prueba estadística

$$t_{n-2} = r \sqrt{\frac{n-2}{1-r^2}} \quad (4.2)$$

Tabla 32 Prueba estadística

Material	t_{11}
Núcleo	5.586742338
Filtro	4.417052038
Enrocado	4.187201669

*Fuente:*Elaboración propia.

Prueba de hipótesis sobre el parámetro Spearman ρ

$$\rho = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^N d_i^2}{N^3 - N} \quad (4.3)$$

Tabla 33 Parámetro Spearman

Material	ρ
Núcleo	0.999337
Filtro	0.999700
Enrocado	0.999943

*Fuente:*Elaboración propia.

Toma de Decisión

Núcleo El valor $\rho = 0.999337$ para $t_{11} = 5.586742$ con 11g.l. se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1

Filtro de transición El valor $\rho = 0.999700$ para $t_{11} = 4.417052$ con 11g.l. se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1

Enrocado El valor $\rho = 0.999943$ para $t_{11} = 4.187202$ con 11g.l. se rechaza la hipótesis nula H_0 y se acepta la hipótesis alternativa H_1

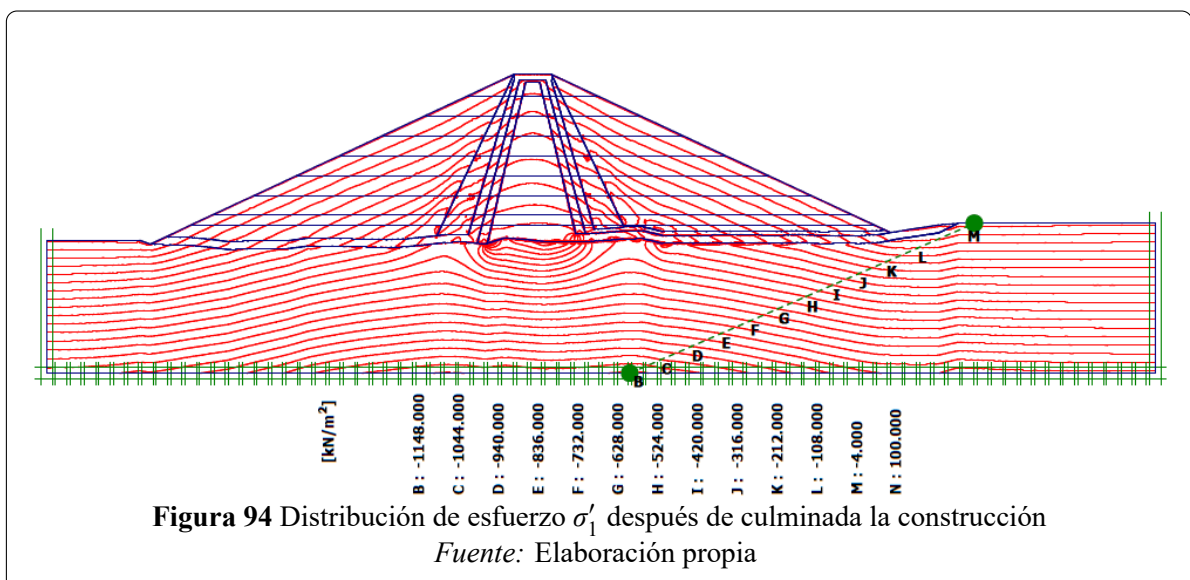
4.3 Análisis de resultados por etapa constructiva

El modelamiento del proceso constructivo se desarrolló para dos casos:

- Simulación de construcción en 1 etapa.
- Simulación de construcción en 9 etapas.

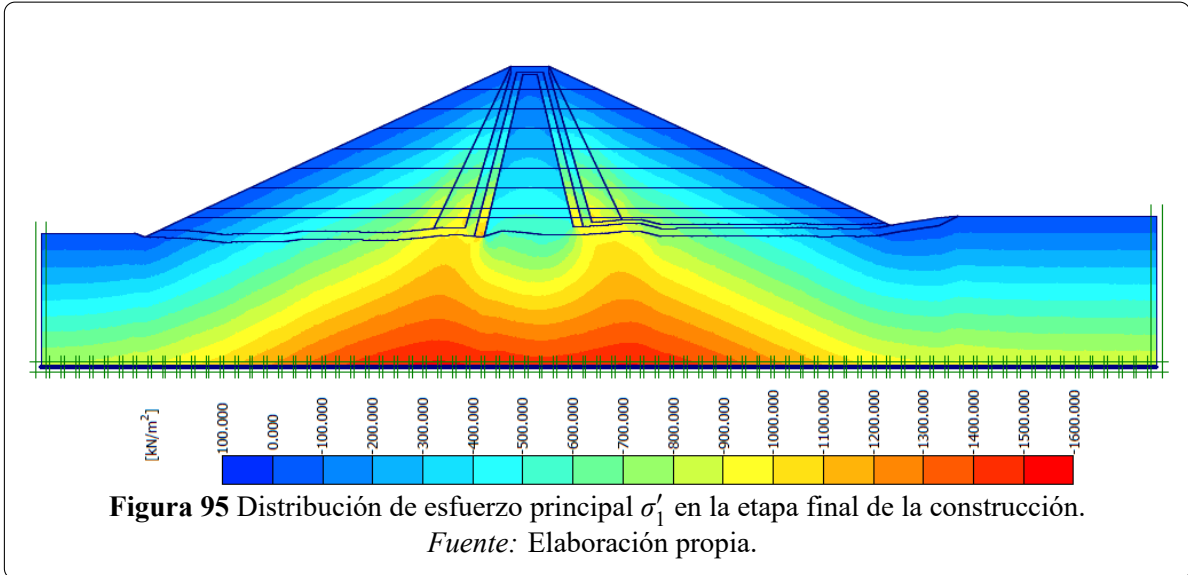
4.3.1 Estado de esfuerzo

En la Figura 94, se muestra el fenómeno del efecto arco producido por la diferencia de rigidez de los materiales zonificados que están compuestos por el núcleo, los filtros de transición y el espaldón.



Las tensiones efectivas principales σ'_1 tienen casi una distribución uniforme, excepto en la base de entre el núcleo, filtros de transición (Figura 95) y enrocado esto debido al efecto arco, con máximo esfuerzo entre el núcleo y los filtros de transición debido a la transferencia de

tensiones del núcleo hacia el espaldón (Tabla34). De esta forma se determina los resultados obtenidos por (Law, 1975) donde la transferencia de carga se desarrolla por la diferencia de rigidez.

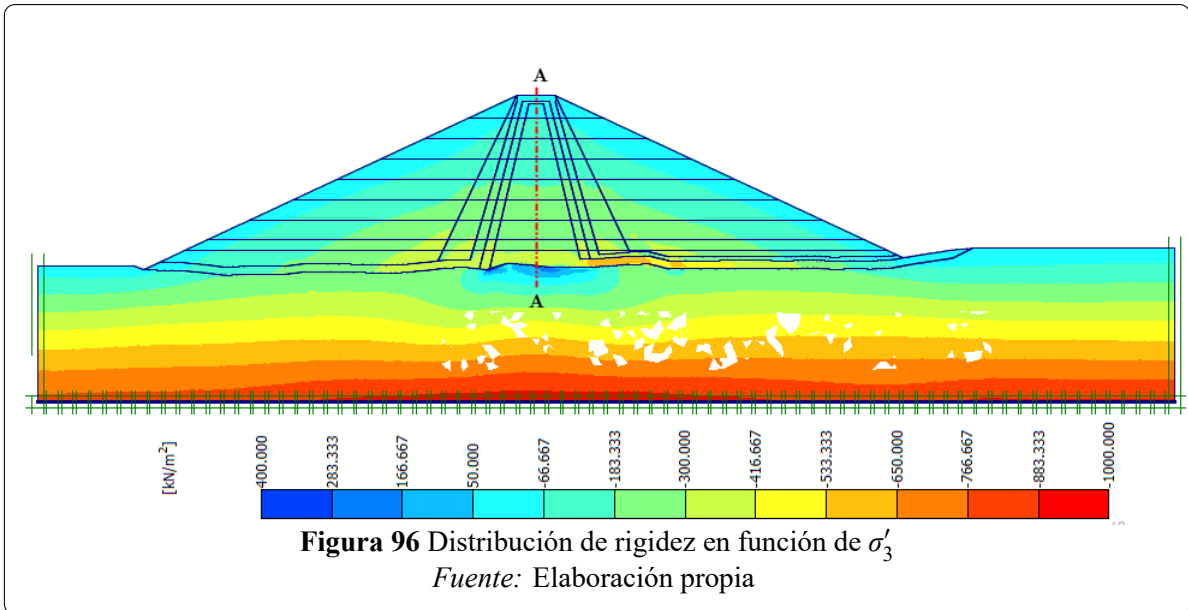


y(m)	Esfuerzo(Kn/m2)	Núcleo	Espaldón
34.18	σ'_1	-559.512	-1106.078
34.18	σ'_3	-339.817	-394.781

Nota. Valores a altura media de la presa. *Fuente:* Elaboración propia.

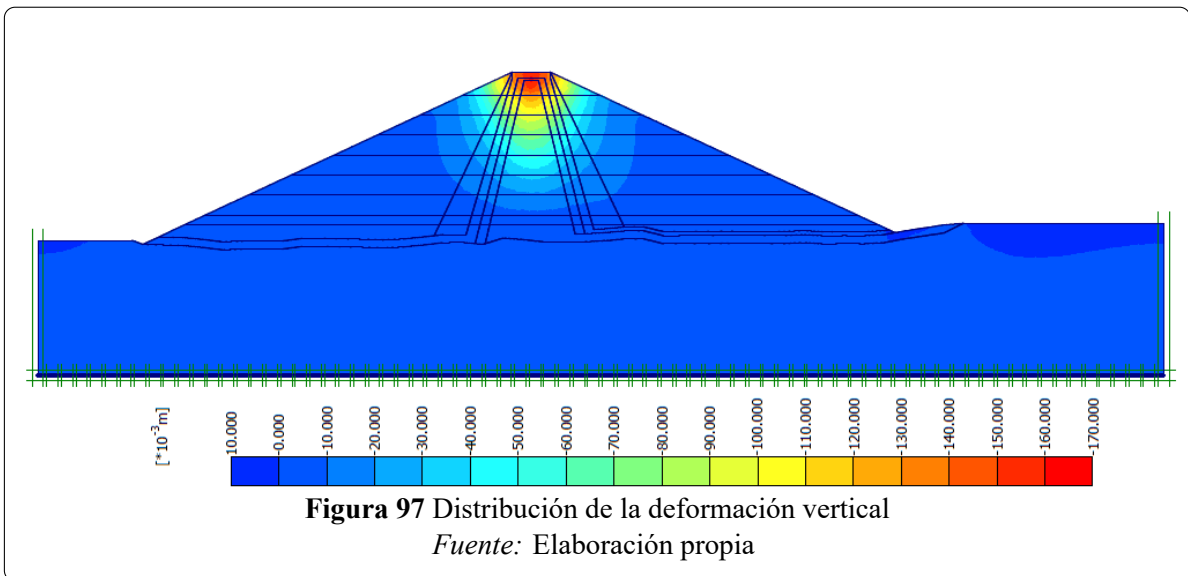
4.3.2 Rigidez de los materiales

En la figura96 se muestra una variación gradual de rigidez para un mismo material del núcleo (CL-MH) a diferentes alturas. esta variación es debido a la dependencia de la rigidez del suelo con el estado de tensiones efectivas, que es la característica principal del modelo HSM empleado, la relación que define la rigidez esta en función de la tensión menor σ_3 . También se aprecia en el material impermeable que se encuentra debajo de los materiales de transición y enrocado, una diferencia apreciable en la magnitud de la rigidez, esto ocurre debido a que los materiales sobre ella transfieren mayor esfuerzo sobre el elemento blando.



4.3.3 Deformación vertical

En la figura97 los resultados del asentamiento vertical son obtenidos por la construcción incremental con capas de e=5.00m, después de la colocación de la novena capa.

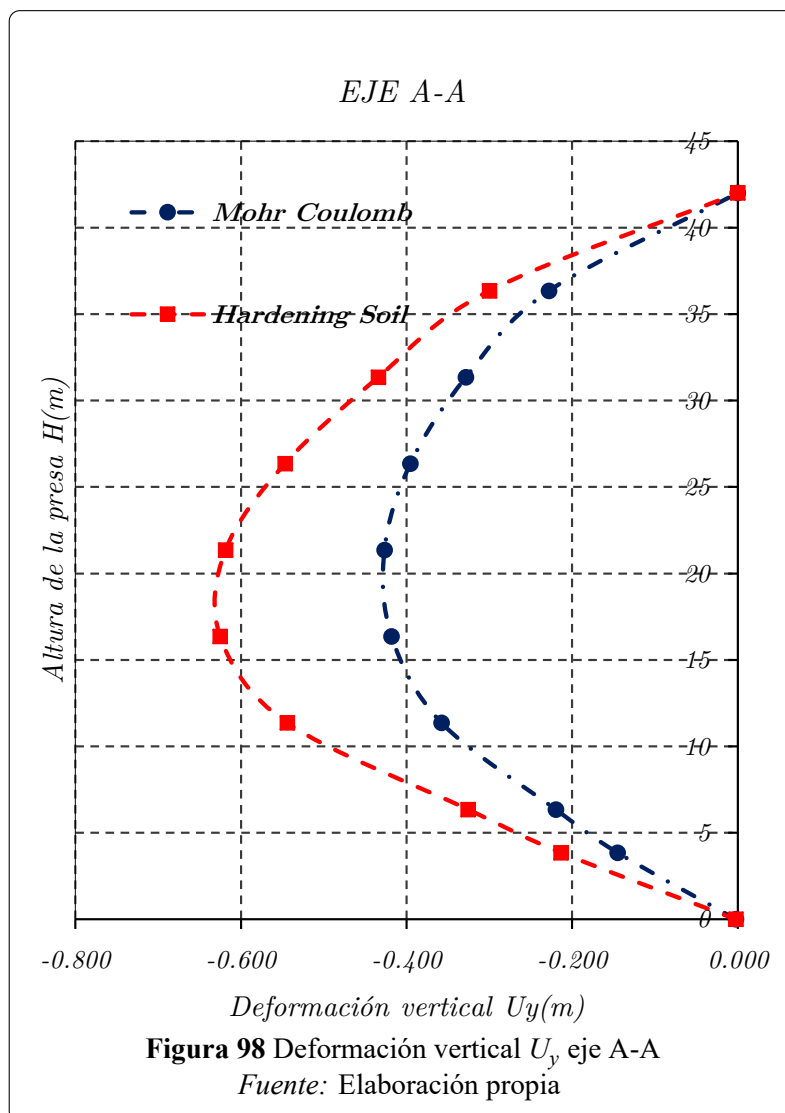


En la figura97 en software Plaxis 2D, calcula los desplazamientos verticales como si la construcción se realizara instantáneamente. Pero en la investigaciones realizadas en bibliografías especializadas, (Law, 1975) menciona que los asentamiento verticales ocurren aproximadamente a media altura, con una trayectoria parabólica como la presentada en la figura84. Para obtener los resultados, el software debe calcular el asentamiento al final de la construcción de cada capa en la región central del terraplén, como hacen otros softwares empleados

en geotecnia FLAC, ABAQUS.

Se tiene que recalcular los resultados numéricos con el apoyo de una hoja de cálculo. Estos recálculos se realizaron para los desplazamientos horizontales y verticales en el cuerpo del terraplén causado por incremento de carga ocasionada por cada capa. tal como de ha descrito en la sección 3.9.7.

Sección A-A Se analiza la deformación vertical en el eje A-A del dique izquierdo de la sección 0+420 para la simulación física en 9 etapas constructivas, y se emplean los modelos constitutivos Mohr Coulomb, Hardening Soil Model (Figura 98).



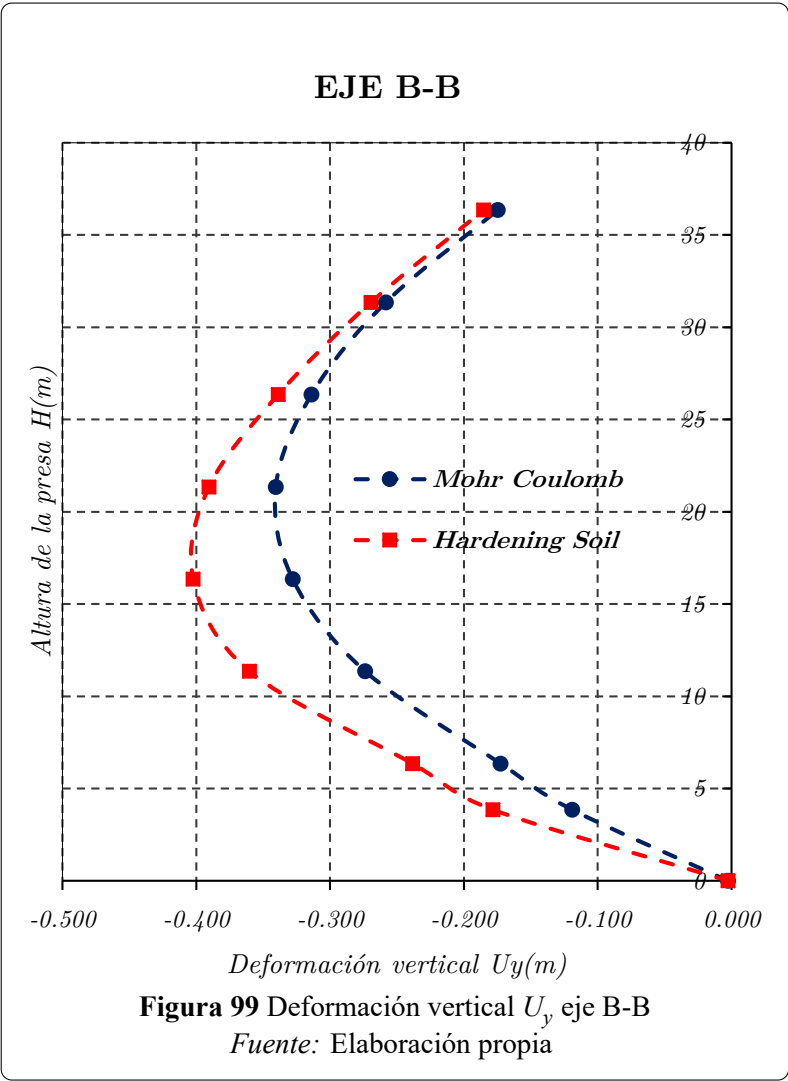
En la tabla 35 se realiza la comparación de máxima deformación vertical.

Tabla 35 Deformación vertical

H(m)	LE Uy(m)	MC Uy(m)	HS Uy(m)
21.35	0.196	0.426	0.618

Nota: Valores a altura media de la presa
Fuente:Elaboración propia

Sección B-B Se analiza la deformación vertical en el eje B-B con la simulación física de 9 etapas constructivas, ubicado en el dique izquierdo de la presa en progresiva 0+420 (Figura 99).



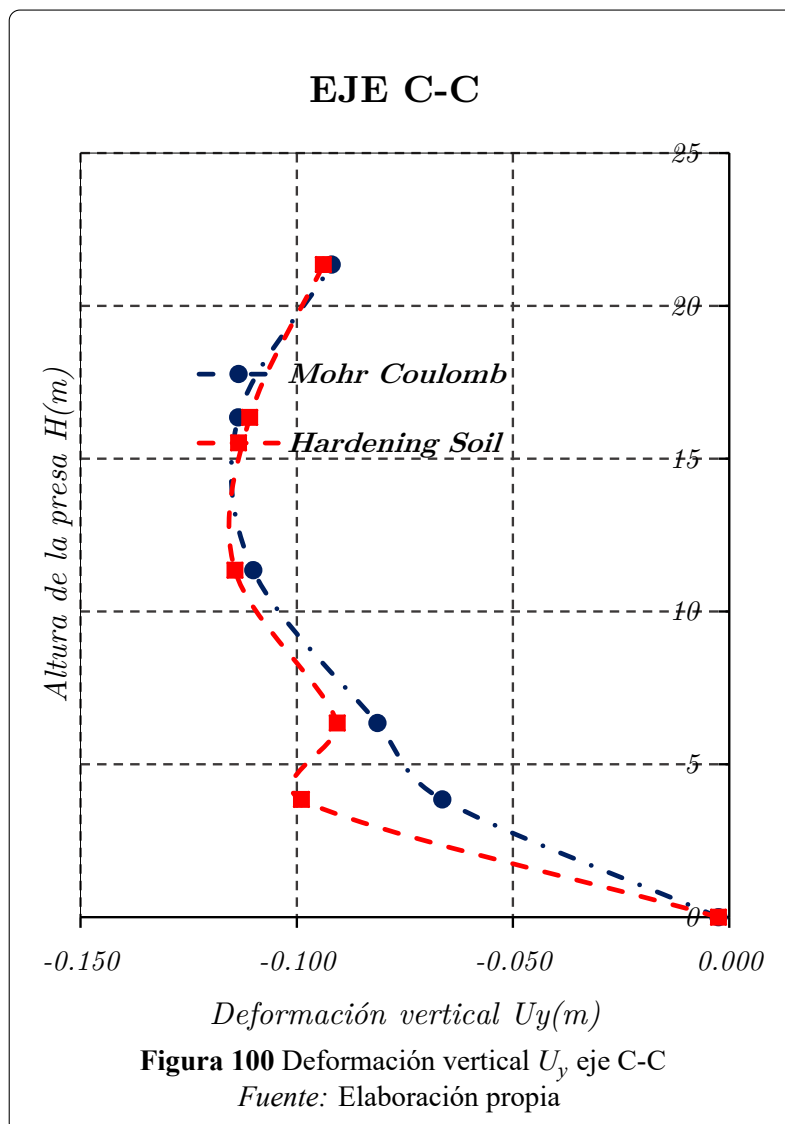
En la tabla 36 se realiza la comparación de máxima deformación vertical en la sección B-B.

Tabla 36 Deformación vertical

H(m)	LE Uy(m)	MC Uy(m)	HS Uy(m)
16.35	0.174	0.328	0.402

Nota. Valores a altura media de la presa.
Fuente: Elaboración propia

Sección C-C Se analiza la deformación vertical en el eje B-B a 40.00m del eje central con la simulación física de 9 etapas constructivas en el dique izquierdo, progresiva 0+420 (Figura 100).



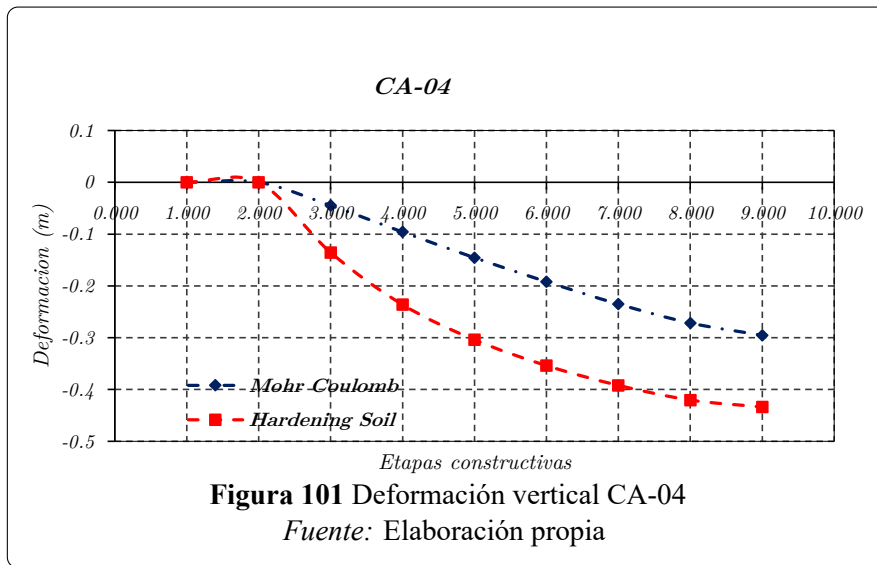
En la tabla 37 se realiza la comparación de máxima deformación vertical en la sección C-C.

Tabla 37 Deformación vertical

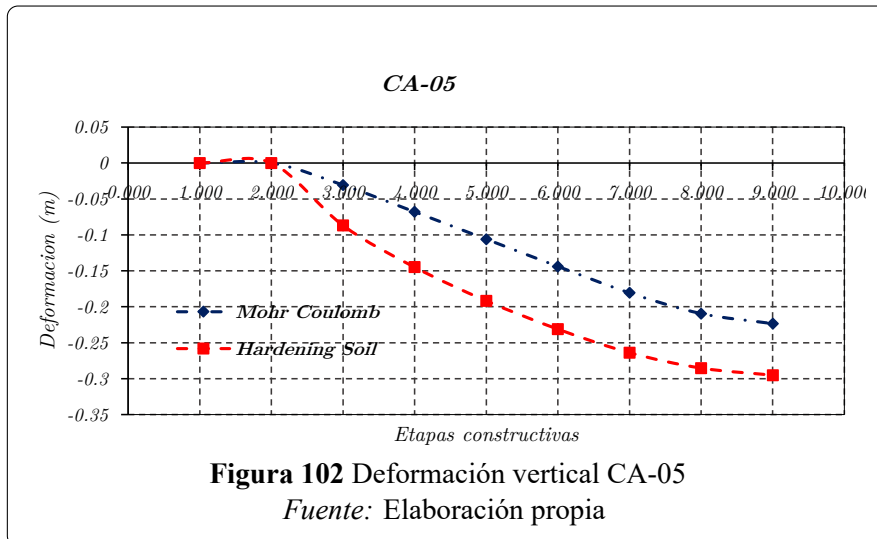
H(m)	LE Uy(m)	MC Uy(m)	HS Uy(m)
11.35	0.1104601	0.1100669	0.1142936

Nota: Valores a altura media de la presa

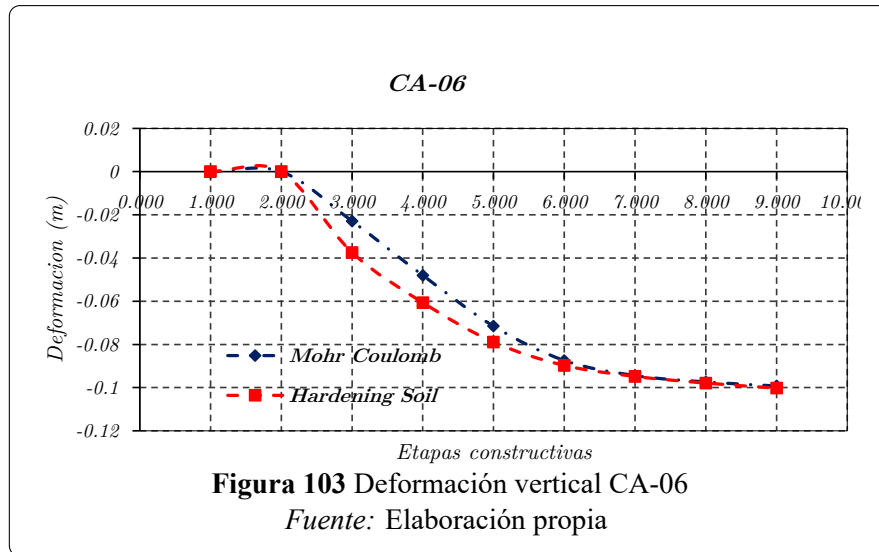
Celda de asentamiento CA-04 - (Núcleo) La celda de asentamiento CA-04 se encuentra ubicado en el núcleo de la presa a una altura de 9.31 m sobre la base (Figura 101).



Celda de asentamiento CA-05 - (Filtro de transición) La celda de asentamiento CA-04 se ubica en el filtro de transición de la presa a una altura de 9.31m sobre la base (Figura 102).



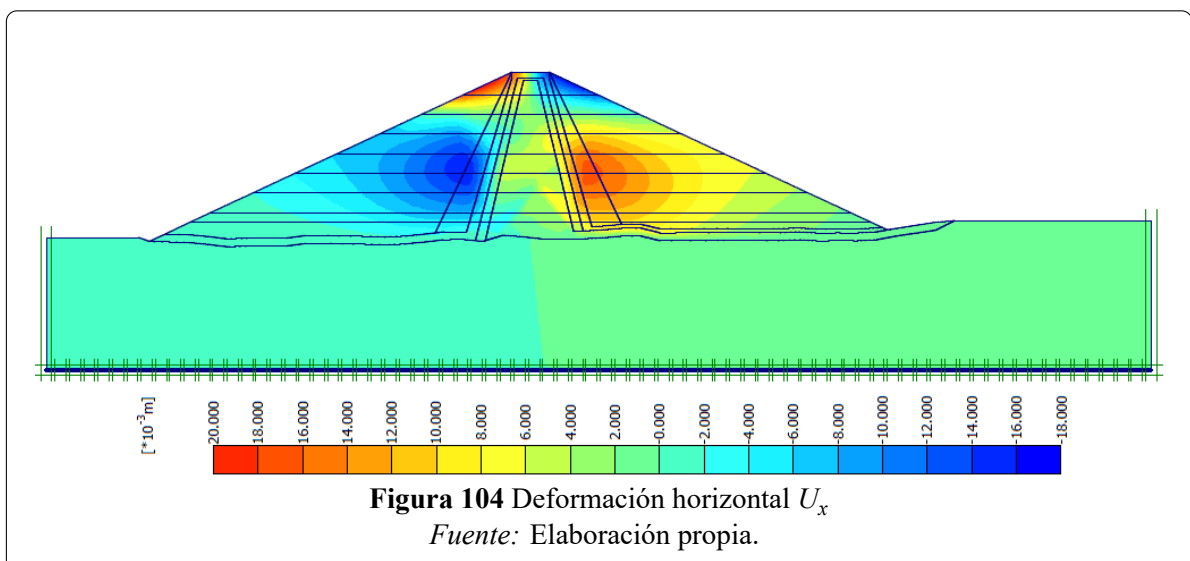
Celda de asentamiento CA-06 - (Espaldón) La celda de asentamiento CA-06 se ubica en el enrocado de la presa a una altura de 9.31m sobre la base (Figura 103).



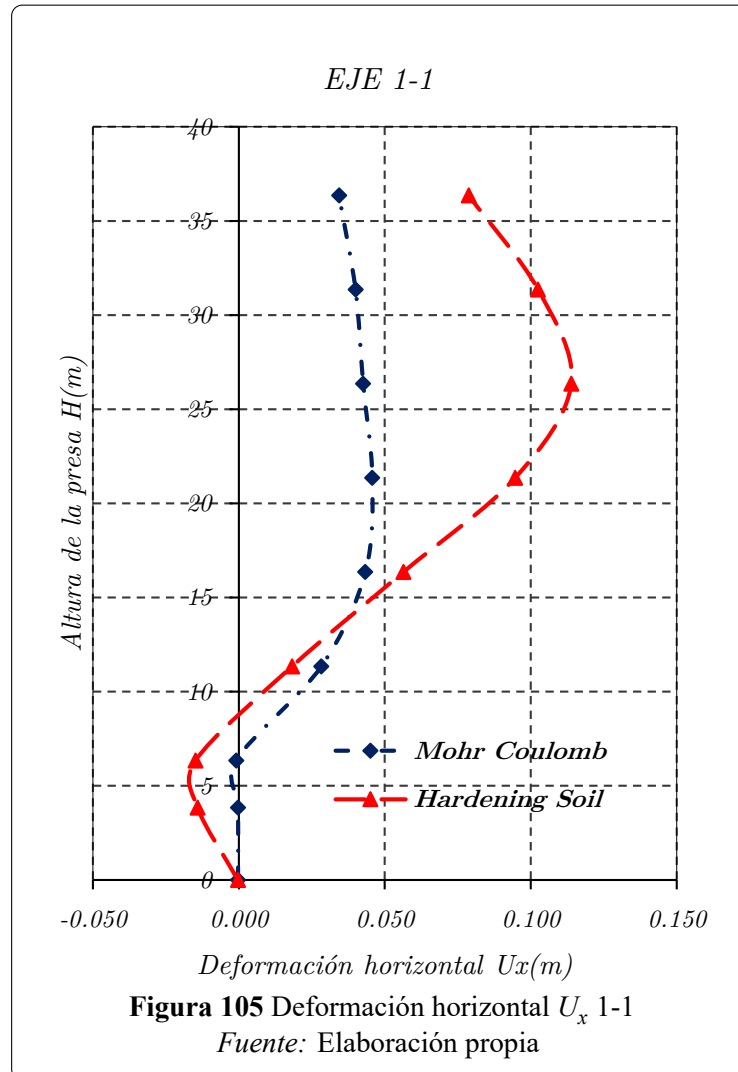
4.3.4 Deformación horizontal

En la figura 104 los resultados de deformación horizontal se obtienen por simulación física de las 9 etapas constructivas, los análisis se realizan en la sección 1-1 y 2-2 por que aquí se encuentran ubicados los inclinómetros I-03, I-04.

Lo mismo que para la deformación vertical se determina la deformación horizontal con el apoyo de una hoja de cálculo obteniendo la deformación a medida que se va colocando cada capa.



Sección 1-1 El eje 1-1 se encuentra a 4.67 m del eje de la sección del dique, y se determina la deformación horizontal producida durante la simulación de las 9 etapas constructivas(Figura 105).

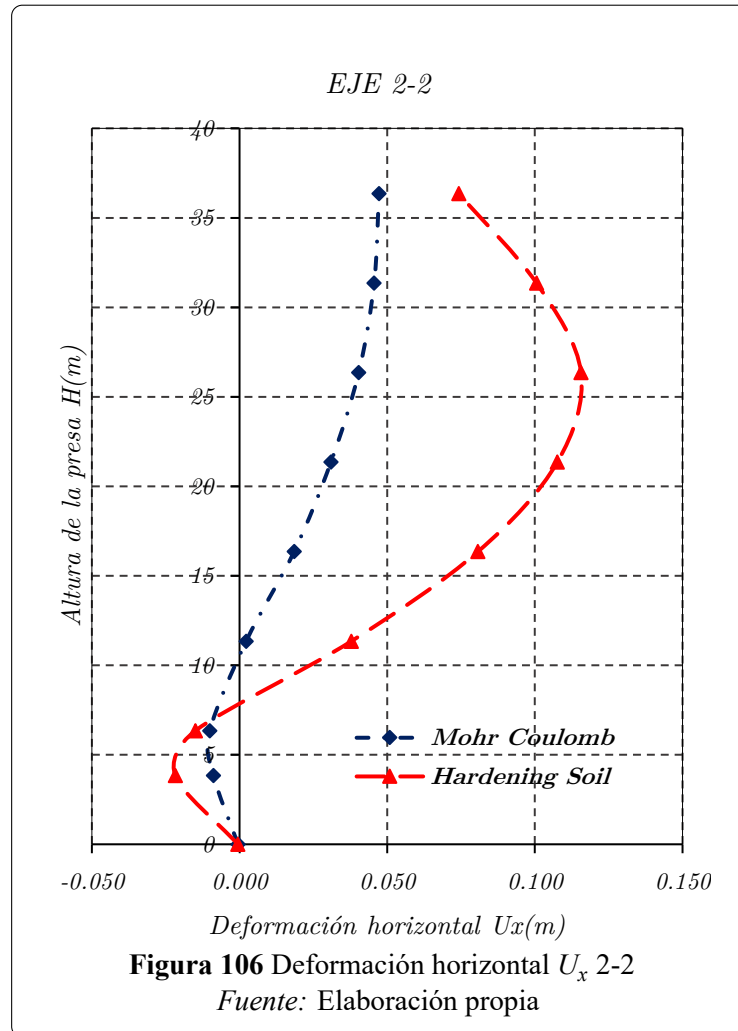


En la tabla 38 se realiza la comparación de máxima deformación horizontal en el eje 1-1 del dique izquierdo 0+420.

Tabla 38 Deformación horizontal max.			
H(m)	LE	MC	HS
	$U_x(m)$	$U_x(m)$	$U_x(m)$
26.35	-0.002195	0.0425861	0.1138548

Nota: Mayor deformación horizontal. *Fuente:* Elaboración propia

Sección 2-2 El eje 2-2 se encuentra a 12.93 m del eje de la sección del dique, y se determina la deformación horizontal producida durante la simulación de las 9 etapas constructivas(Figura 106).



En la tabla 39 se realiza la comparación de máxima deformación horizontal en el eje 1-1 del dique izquierdo 0+420.

Tabla 39 Deformación horizontal max.

H(m)	MC	HS
	$U_x(m)$	$U_x(m)$
26.35	0.0403474	0.1156238

Nota: Mayor deformación horizontal Fuente: Elaboración propia.

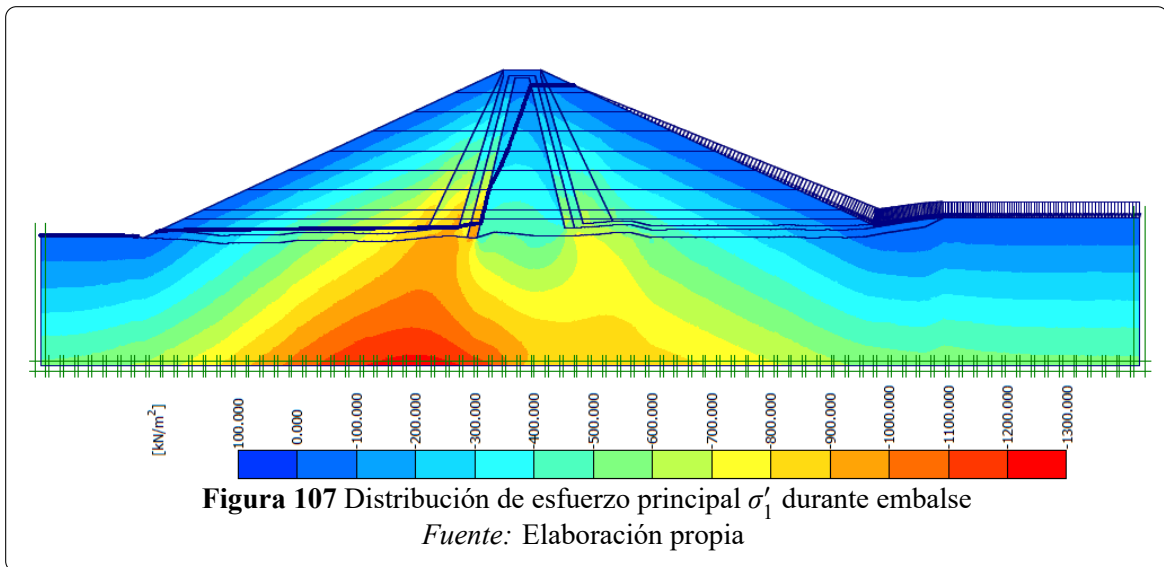
4.4 Análisis de resultados durante el primer embalse

La simulación del llenado del embalse se realizó de 2 maneras:

- Llenado en una etapa
- Llenado incremental en 8 etapas de embalse, cada lámina coincidente con cada etapa de construcción.

4.4.1 Esfuerzo efectivo

Durante la fase de llenado el ingreso de flujo de agua provoca una modificación con respecto a lo generado por las etapas constructivas y hay una disminución de las tensiones principales efectivas debido al incremento de la presión de poros, durante el embalse la transferencia de carga se realiza hacia el espaldón aguas abajo lo cual podemos determinar a través del σ'_1 , Figura 107 y tabla 40.



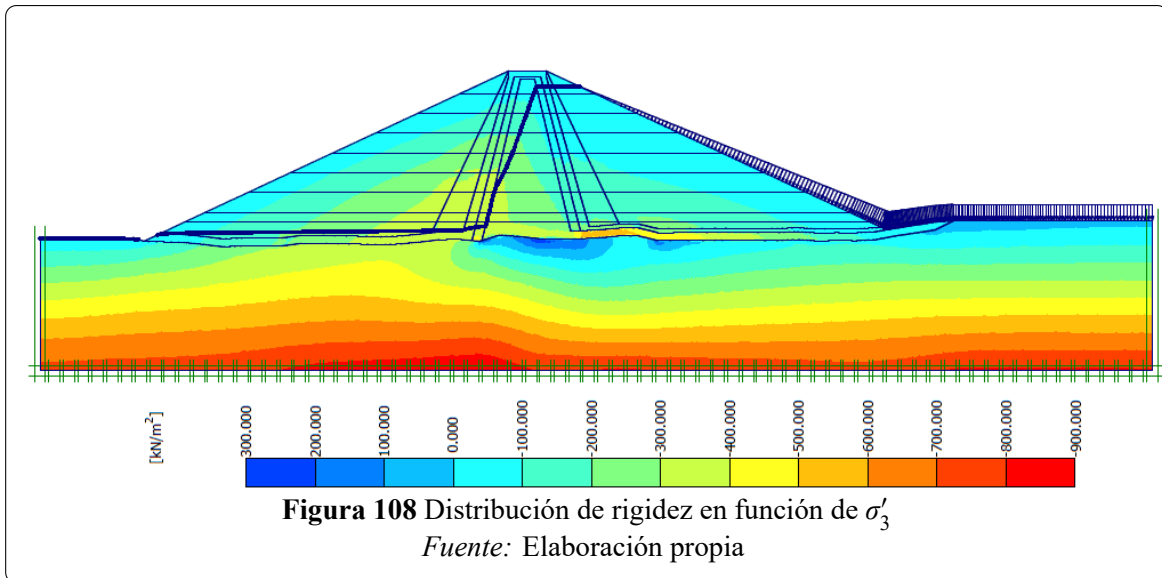
En la tabla 40 se muestra la disminución del esfuerzo efectivo durante el embalse.

y(m)	Esfuerzo(Kn/m2)	Núcleo	Espaldón
34.18	σ'_1	-487.243	-991.713
34.18	σ'_3	-350.238	-403.970

*Fuente:*Elaboración propia

4.4.2 Rigidez de materiales

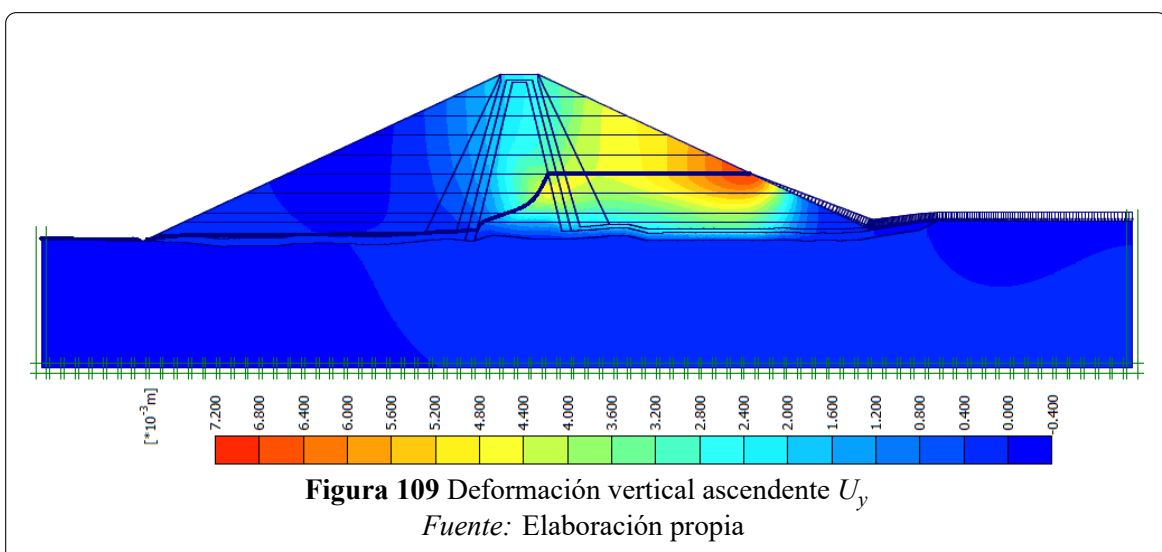
Durante el llenado hay una disminución de rigidez en el espaldón aguas arriba (Figura 108), a consecuencia del incremento de la presión de poros que genera una disminución del σ'_3 , es decir hay un ablandamiento de los materiales como a consecuencia de la presencia del agua.



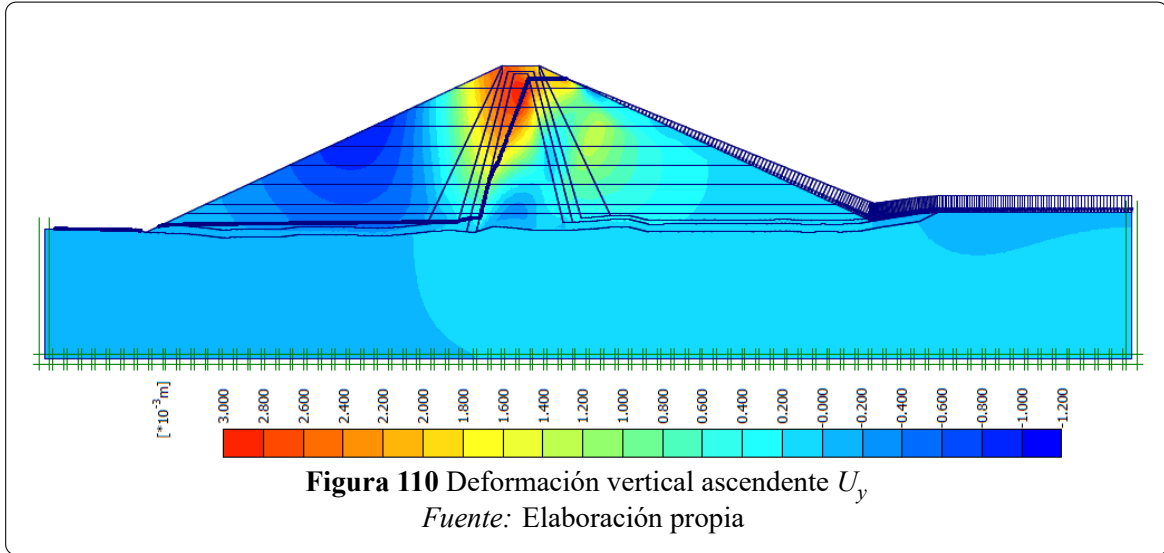
Al finalizar la construcción, la rigidez varía entre 16.5 kN/m² - 274.81 kN/m² y con el embalse lleno 8.39 kN/m² - 212.33 kN/m² teniendo una disminución porcentual del 22.73%.

4.4.3 Deformación vertical

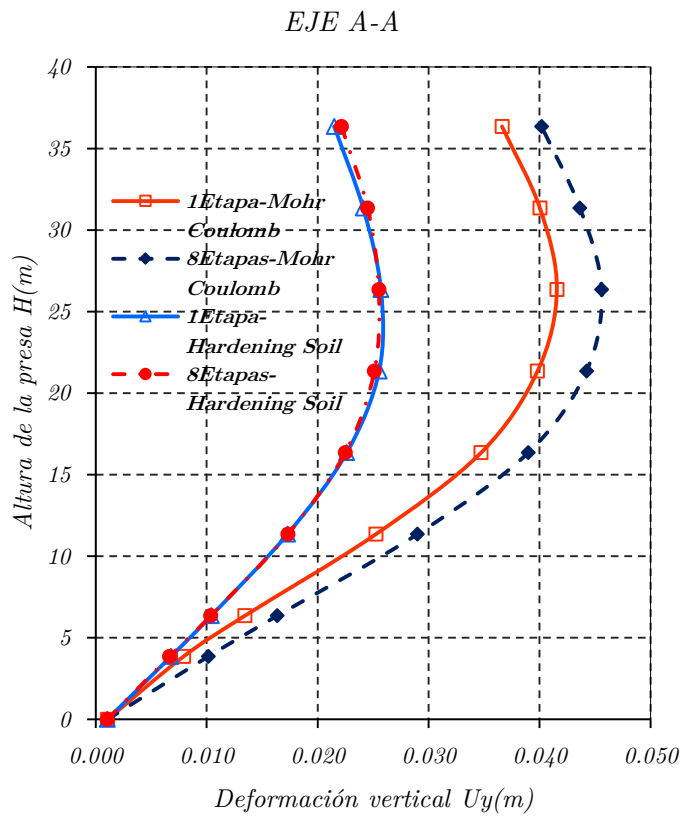
El desplazamiento vertical durante el proceso de llenado del embalse está sujeto a desplazamientos ascendentes (positivos) (Figura 109).



En las siguientes etapas de llenado hasta alcanzar el NAMO, Se intensifican los desplazamientos ascendentes, como efecto de las presiones del agua en el espaldón aguas arriba, en cambio en el espaldón agua abajo el desplazamiento vertical es descendente (Figura 110). con el resultado se corrobora la investigación realizada por (Nobari & Duncan, 1972).



Sección A-A Deformación vertical en eje A-A, durante el primer llenado del embalse en 1 etapa y 8 etapas (Figura 111), tiene una deformación ascendente.



En la tabla 41 se muestra la comparación de la deformación por embalse.

Tabla 41 Deformación por embalse eje A-A

H(m)	MC		HS	
	Uy(m)1E	Uy(m)8E	Uy(m)1E	Uy(m)8E
26.35	0.04155326	0.04558648	0.02570333	0.02550268

Nota. sin considerar etapa constructiva *Fuente:* Elaboración propia.

Sección B-B Deformación vertical en eje B-B, durante el primer llenado del embalse en 1 etapa y 8 etapas (Figura 112), presenta una deformación ascendente.

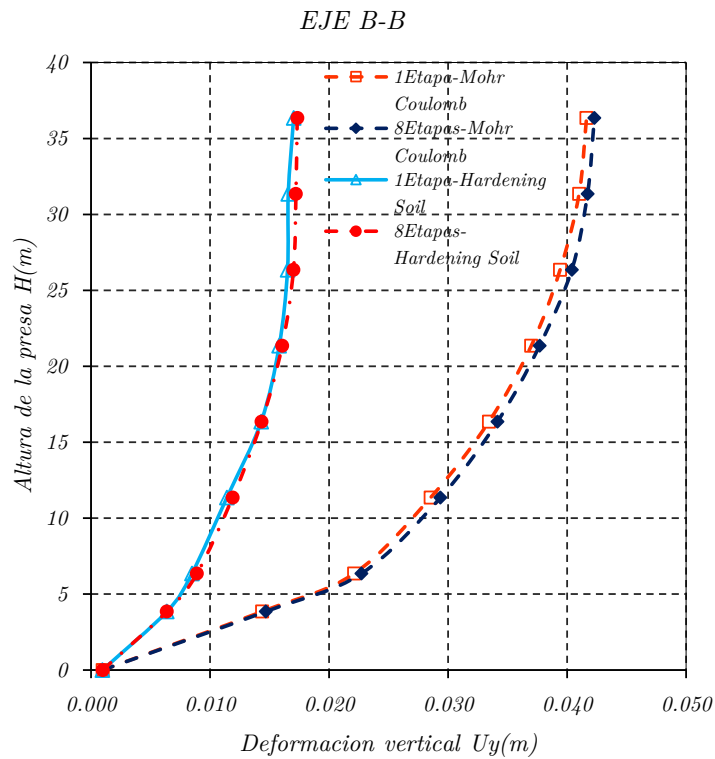


Figura 112 U_y Deformación vertical sin incluir construcción *Fuente:* Elaboración propia

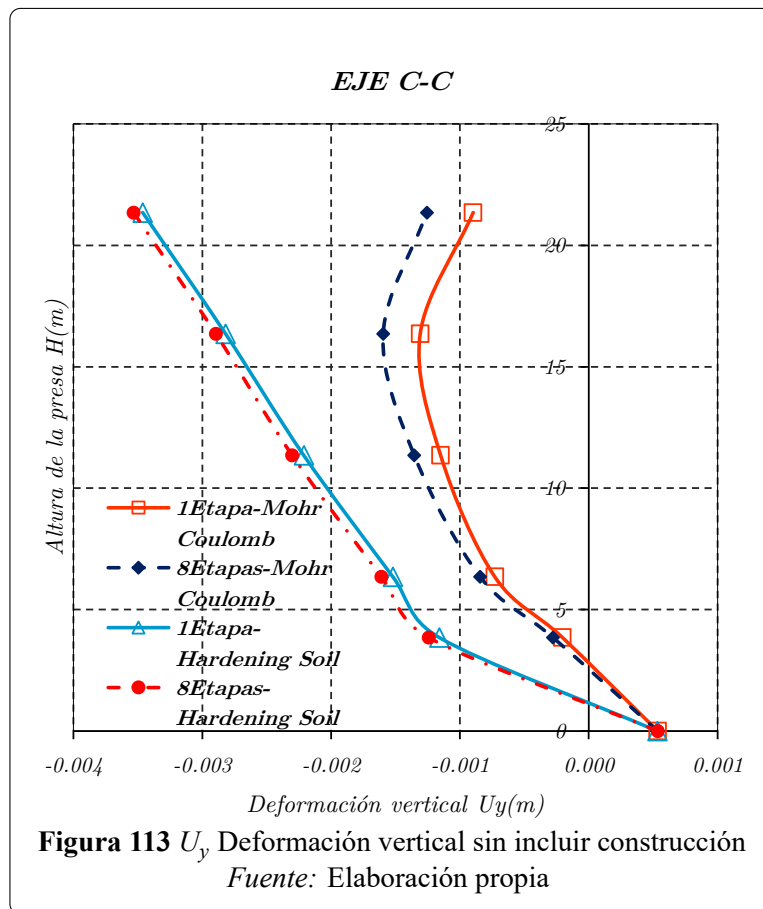
En la tabla 42 se muestra la comparación de la deformación por embalse.

Tabla 42 Deformación por embalse eje B-B

H(m)	MC		HS	
	Uy(m)1E	Uy(m)8E	Uy(m)1E	Uy(m)8E
21.35	0.03699533	0.03768581	0.01581129	0.01605969

Nota. sin considerar etapa constructiva *Fuente:* Elaboración propia.

Sección C-C Deformación vertical en eje C-C, durante el primer llenado del embalse en 1 etapa y 8 etapas (Figura 113), tiene una deformación descendente.



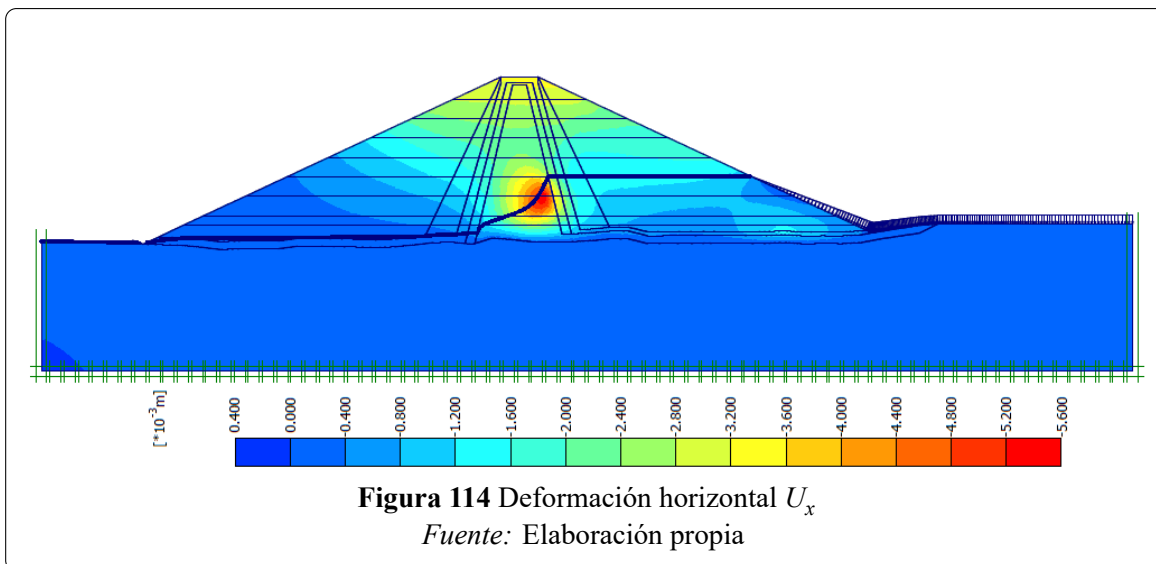
En la tabla 43 se muestra la comparación de la deformación por embalse.

H(m)	MC		HS	
	$U_y(m)1E$	$U_y(m)8E$	$U_y(m)1E$	$U_y(m)8E$
11.35	-0.00114962	-0.00135393	-0.00221177	-0.00230169

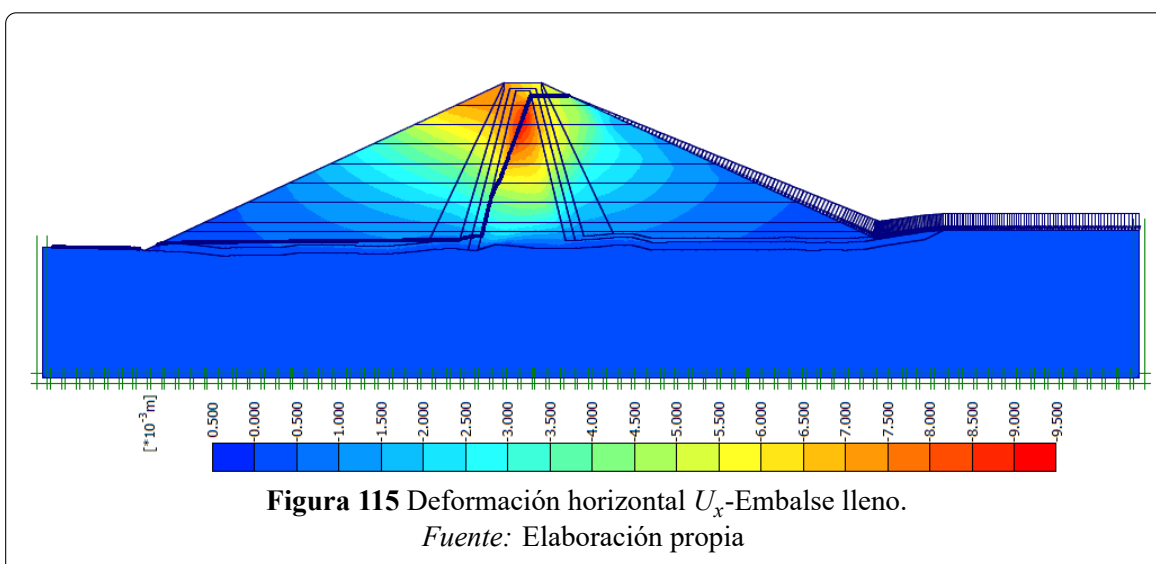
Nota: sin considerar etapa constructiva. Fuente: Elaboración propia.

4.4.4 Deformación horizontal

En las primeras etapas de llenado, la carga de agua produce la deformación horizontal en el espaldón aguas arriba y en el núcleo sobre el nivel freático con dirección aguas abajo (Figura 114).



Con el aumento del nivel del agua se incrementan los desplazamientos horizontales en todo el cuerpo de la presa con dirección de aguas arriba hacia aguas abajo (Figura 115).



Sección 1-1 Deformación horizontal (Figura 116) en eje 1-1, durante el primer llenado del embalse en 1 etapa, 8 etapas y comparación de resultados en la Tabla (44).

H(m)	MC		HS	
	$U_x(m)1E$	$U_x(m)8E$	$U_x(m)1E$	$U_x(m)8E$
16.35	-0.10437101	-0.10078982	-0.03660967	-0.03776784

Nota: sin considerar etapa constructiva

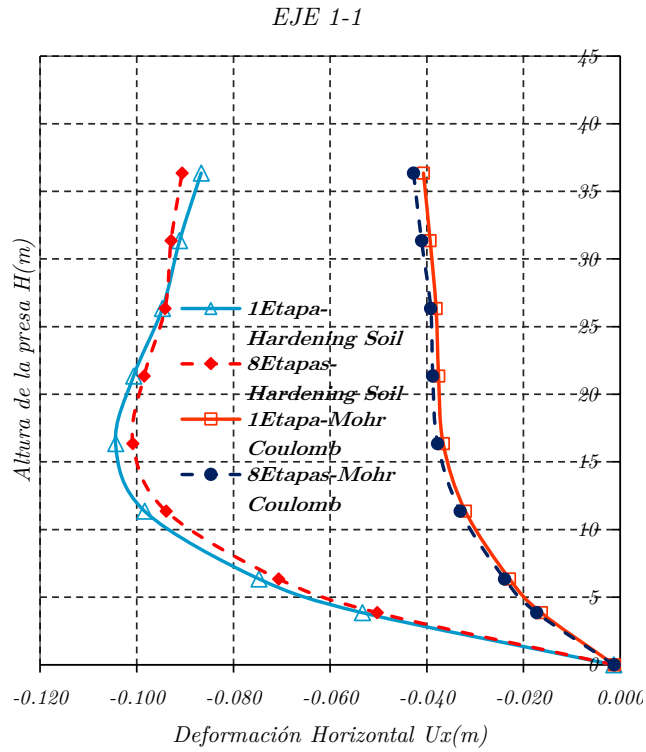


Figura 116 Deformación horizontal U_x sin incluir construcción
Fuente: Elaboración propia

Sección 2-2 Deformación horizontal en eje 2-2, durante el primer llenado del embalse en 1 etapa y 8 etapas (Figura117).

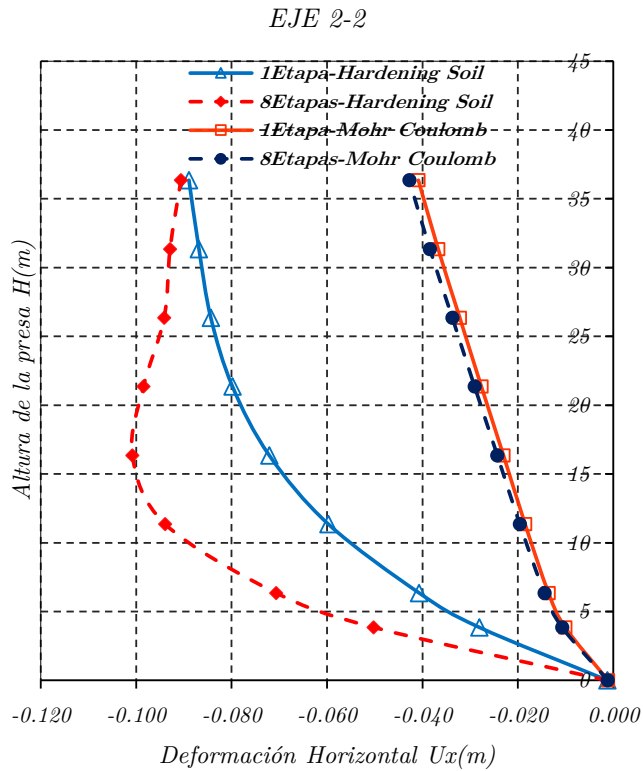


Figura 117 Deformación horizontal U_x sin incluir construcción

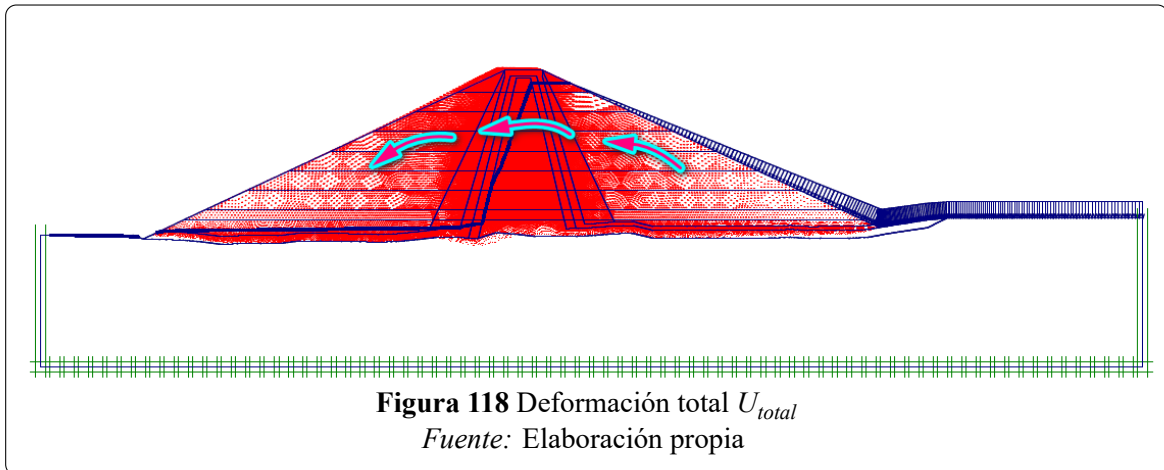
En la tabla 45 se muestra la comparación de la deformación por embalse en 1 y 8 niveles de agua.

H(m)	MC		HS	
	Ux(m)1E	Ux(m)8E	Ux(m)1E	Ux(m)8E
16.35	-0.07210102	-0.10078982	-0.02301637	-0.02430115

Nota: sin considerar etapa constructiva

4.4.5 Deformación total

Esta deformación total se debe a la diferencia de permeabilidad del núcleo que es pequeña con relación al material granular del espaldar aguas arriba que origina una presión hidrostática en la cara del núcleo aguas arriba, que produce una deformación aguas abajo, principalmente en la dirección horizontal. La sumersión del espaldar agua arribas es debido al conocido principio de empuje de Arquímedes que produce deformaciones ascendentes con rotaciones en la presa en la dirección aguas abajo, de esta forma se confirma la afirmación de (Nobari & Duncan, 1972), conforme se ilustra en la Figura 118.



4.4.6 Análisis de comparativo de la deformación 0+420-Dique izquierdo

Se compara la deformación vertical y horizontal durante la etapa de construcción y el primer llenado del embalse y los cambios que se producen en estas dos etapas, los cuales se describen a continuación:

4.4.6.1 Deformación vertical

Sección A-A Hay mayor deformación durante la etapa constructiva y durante el primer embalse hay una disminución ocasionado por la deformación ascendente (Figura 119).

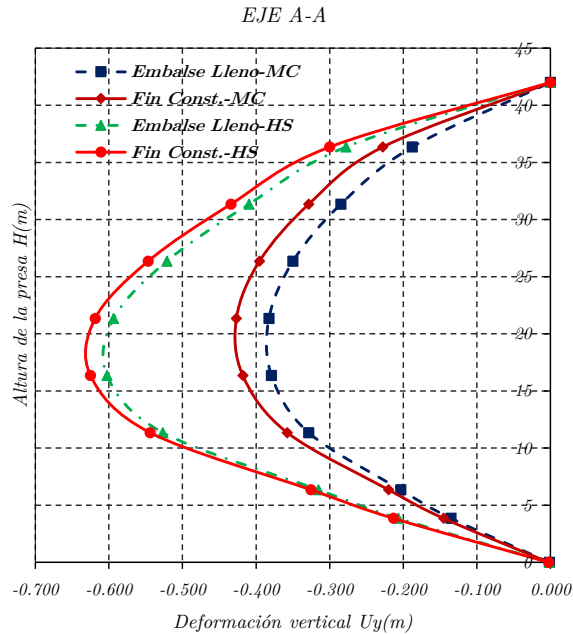


Figura 119 Deformación U_y construcción-embalse (A-A)
Fuente: Elaboración propia

Sección B-B Hay mayor deformación durante la etapa constructiva y durante el primer embalse hay una disminución ocasionado por la deformación ascendente (Figura 120).

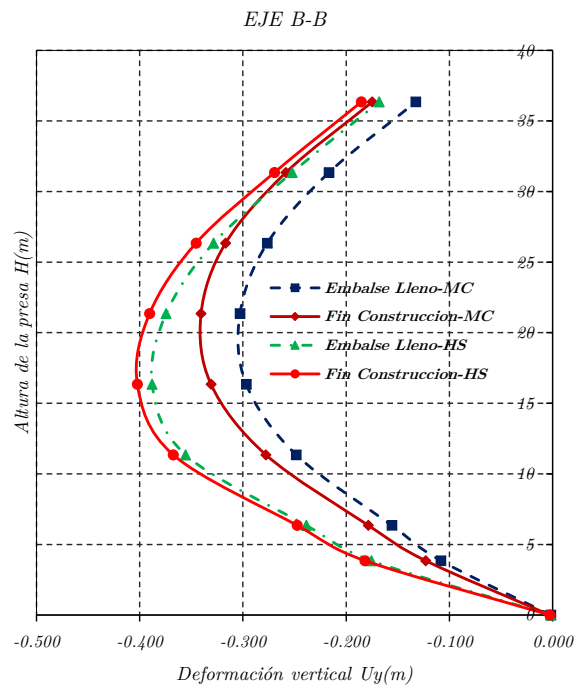


Figura 120 Deformación U_y construcción-embalse (B-B)
Fuente: Elaboración propia.

Sección C-C Hay mayor deformación durante la etapa constructiva y durante el primer embalse una deformación descendente (Figura 121).

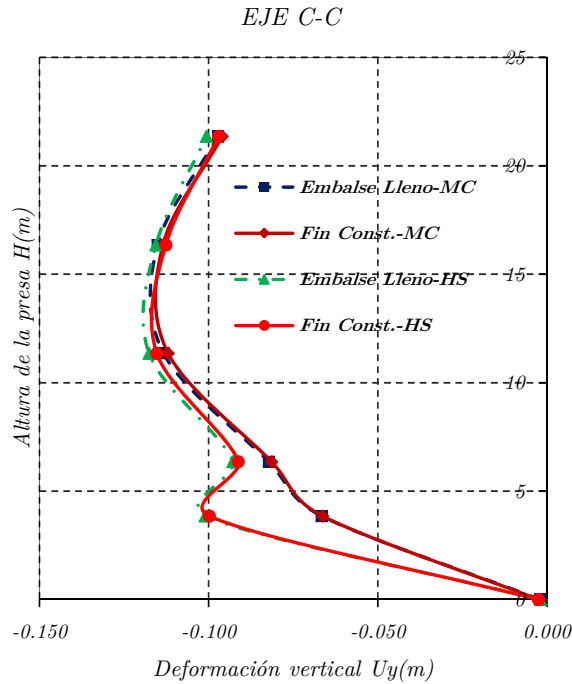


Figura 121 Deformación U_y construcción-embalse (C-C)
Fuente: Elaboración propia.

4.4.6.2 Deformación horizontal

Sección 1-1 Durante el llenado del embalse hay una deformación aguas abajo (Figura 122).

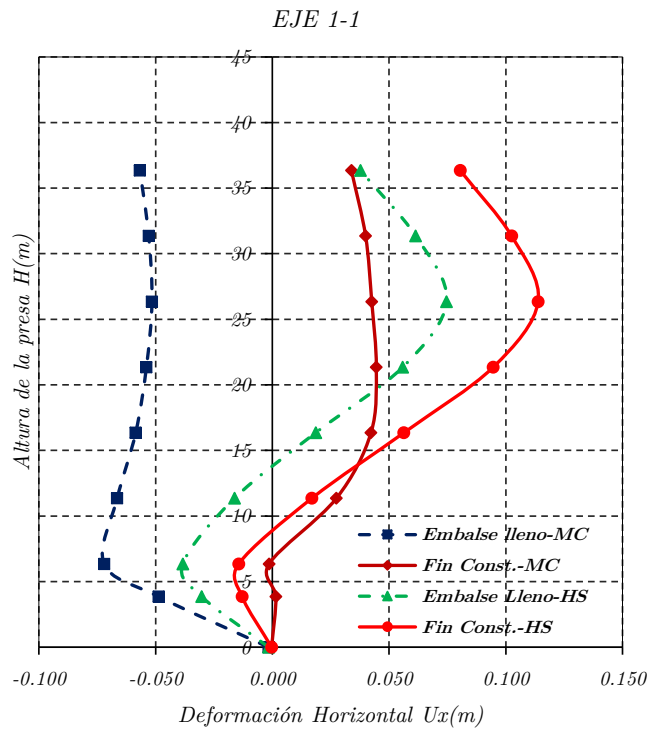
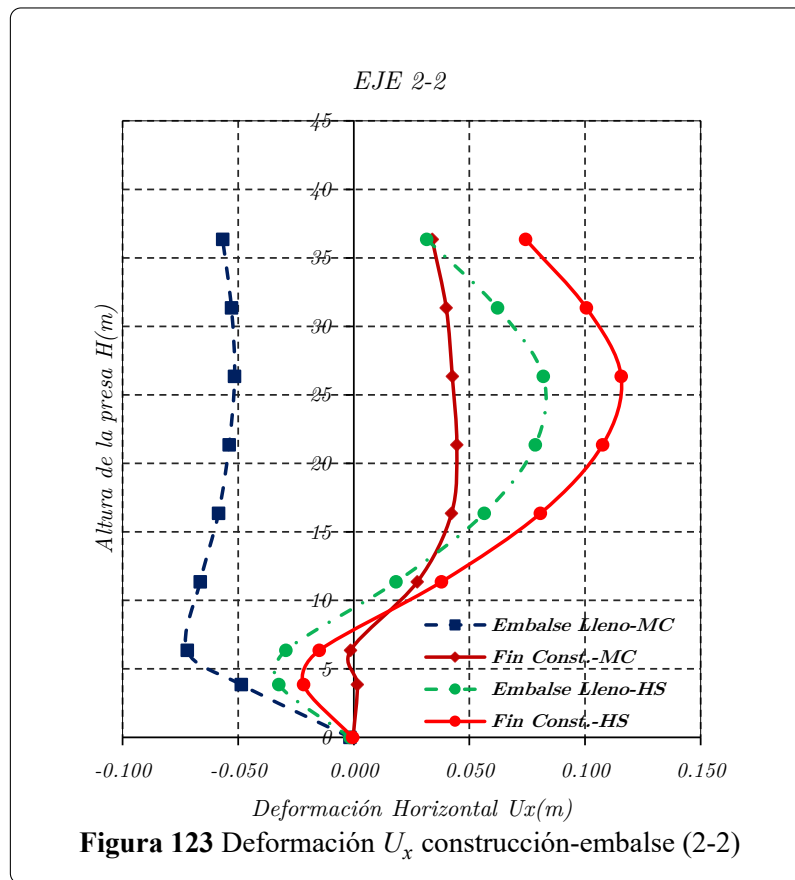


Figura 122 Deformación U_x construcción-embalse (1-1)

Sección 2-2 Durante el llenado del embalse hay una deformación aguas abajo (Figura 123).



4.5 Comparación entre instrumentación y modelamiento

En esta sección se realiza la comparación con los datos observados en campo y los obtenidos por análisis numérico.

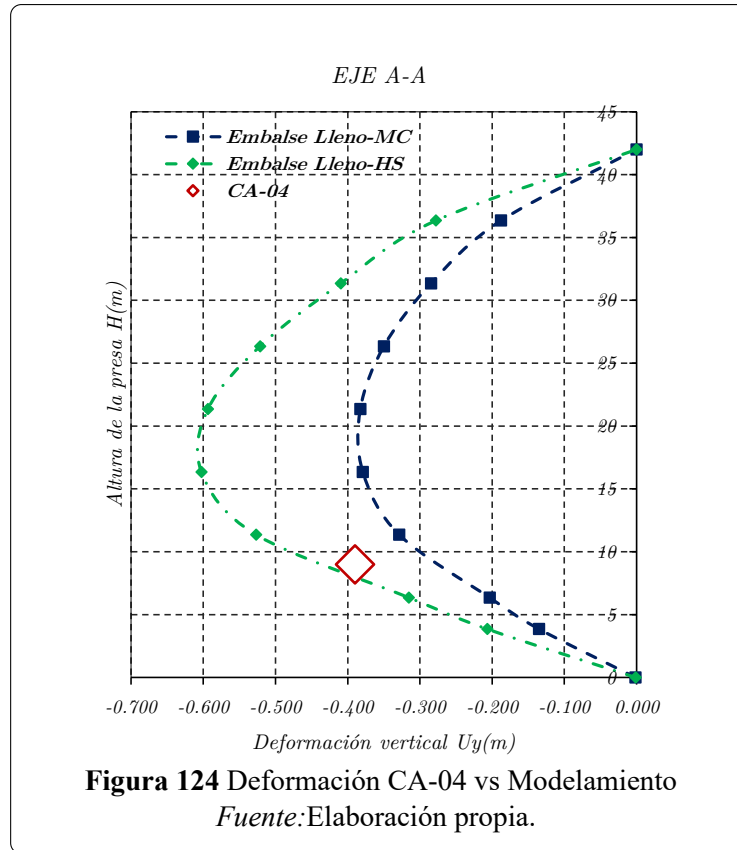
4.5.1 Deformación vertical

CA-04 A través del modelamiento se determina la deformación en el eje A-A ubicado en el núcleo de la presa, a lo largo de toda la altura del dique. La Celda de Asentamiento CA-04 registra la deformación puntual a una altura de 9.00m sobre la cimentación (Figura 124).

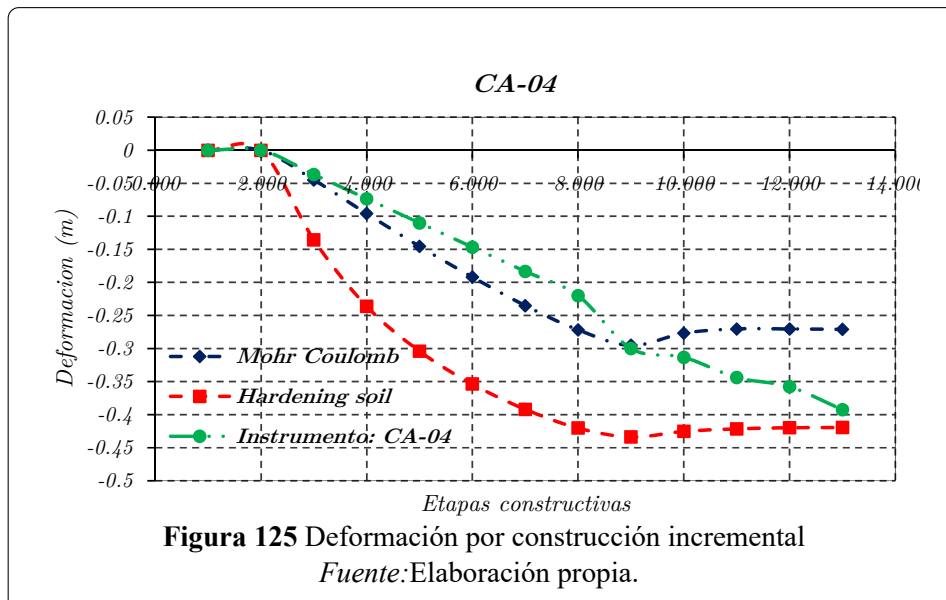
Tabla 46 Deformación eje AA / CA-04

Instrumento	Observado	Calculado		Diferencia	
		MC	HS	MC	HS
CA-04	-0.390	-0.270	-0.430	-0.12	-0.04

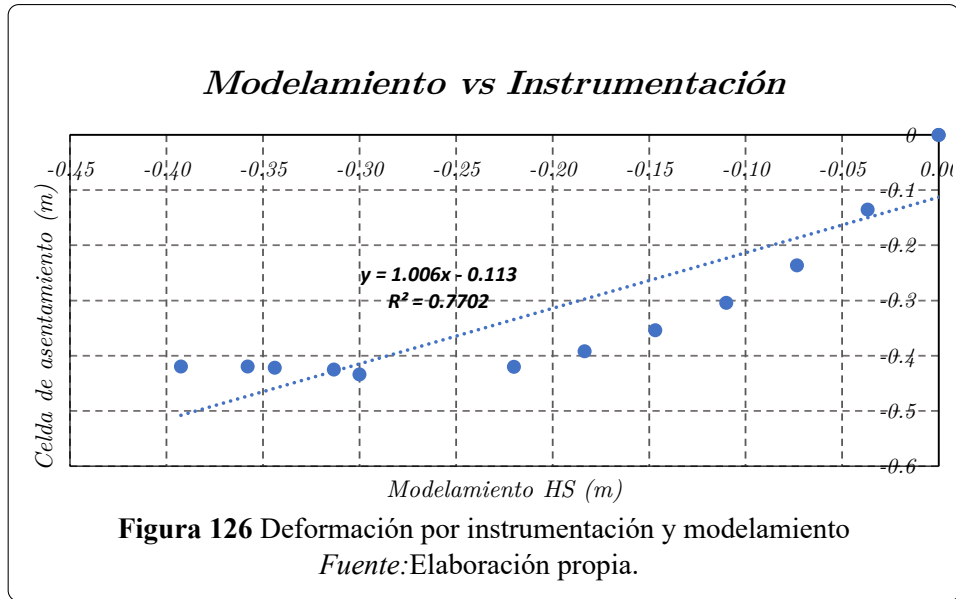
Nota. comparación a una altura de 9.00m *Fuente:*Elaboración propia.



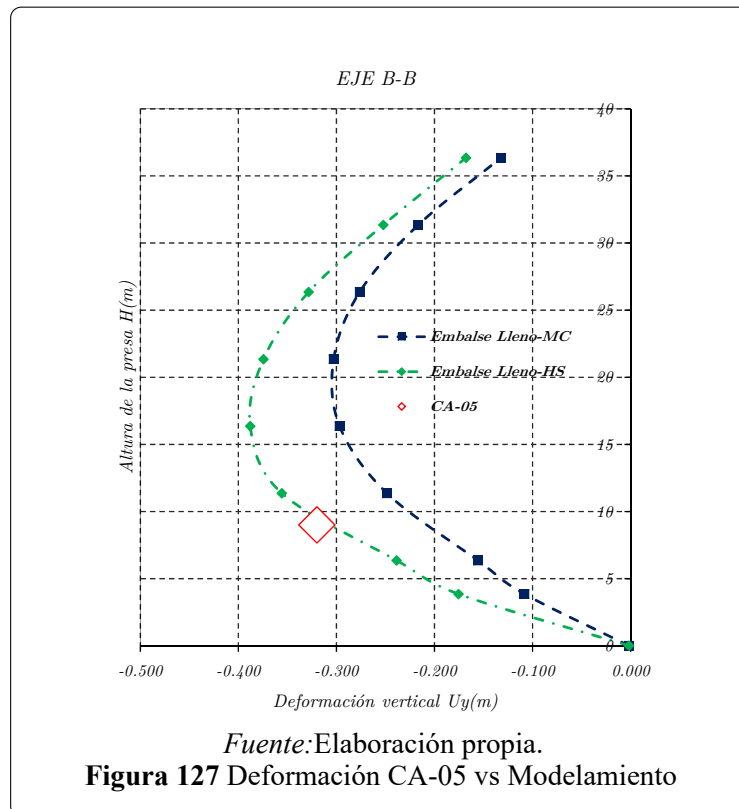
En la Figura 125 se determina la deformación para cada capa incremental con simulación e instrumentación en CA-04.



Del análisis se confirma la correspondencia apreciable de la deformación entre modelamiento (eje A-A) y lo registrado por la celda de asentamiento CA-04 (Figura 126).



CA-05 Se compara la deformación en el eje B-B ubicado en filtro de transición, a lo largo de toda la altura del dique. La Celda de Asentamiento CA-05 registra la deformación puntual a una altura de 9.00 m sobre la cimentación (Figura 124).



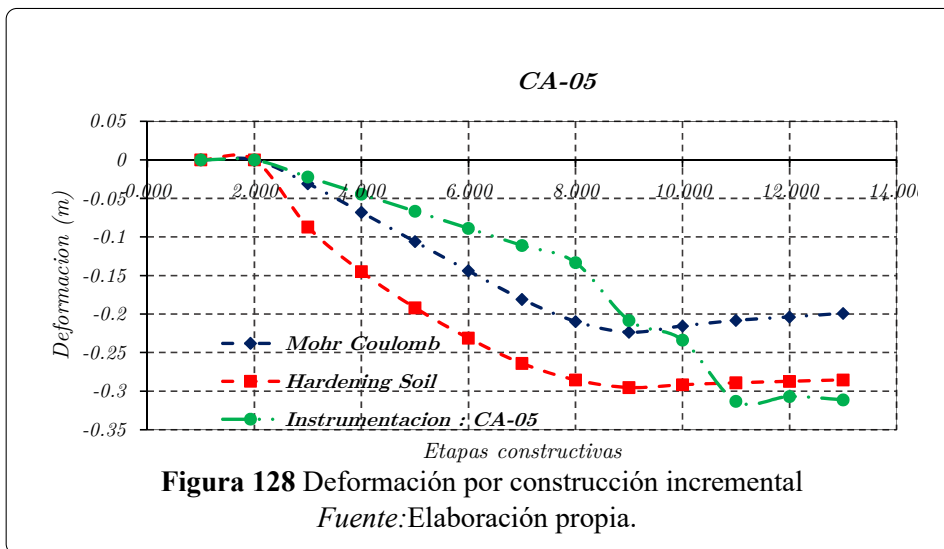
En la tabla 47 se muestra la comparación de la deformación de los datos registrados y los obtenidos por modelamiento.

Tabla 47 Deformacion eje BB / CA-05

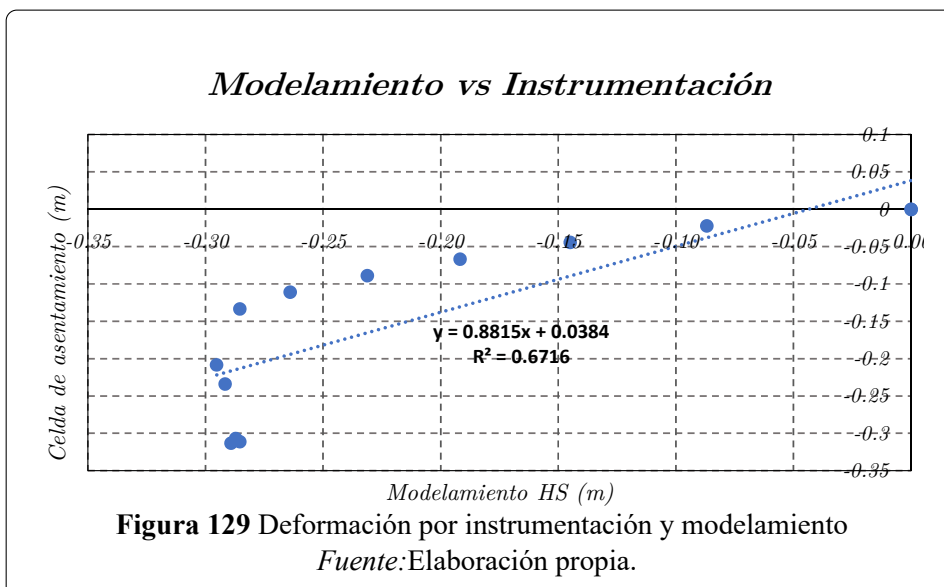
Instrumento	Observado	Calculado		Diferencia	
		MC	HS	MC	HS
CA-05	-0.32	-0.205	-0.300	-0.115	-0.02

Nota. comparación a una altura de 9.00m

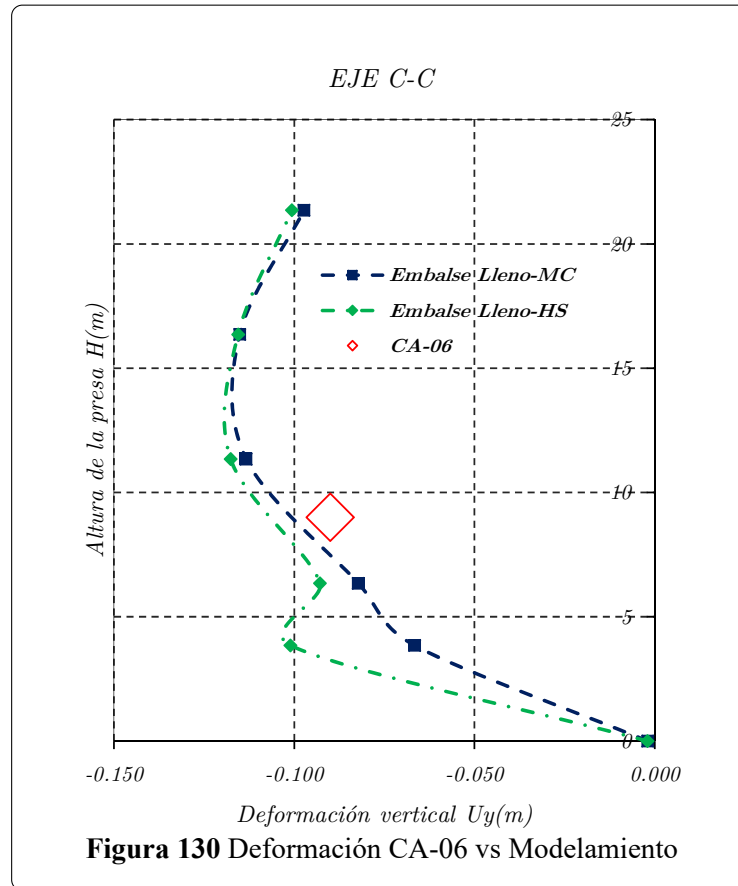
En la Figura 128 se determina la deformación máxima ocurrida durante la construcción y el primer embalse, y compara con el registro de la CA-05.



Del análisis se confirma (Figura 129) una correspondencia apreciable de la deformación vertical entre modelamiento (eje B-B) y lo obtenido por la instrumentación (CA-5).



CA-06 La deformación total en el eje C-C, ubicado en el enrocado (Figura 130) tiene una deformación total muy próxima entre los registrado por la instrumentacion (CA-06) y lo obtenido por modelamiento.



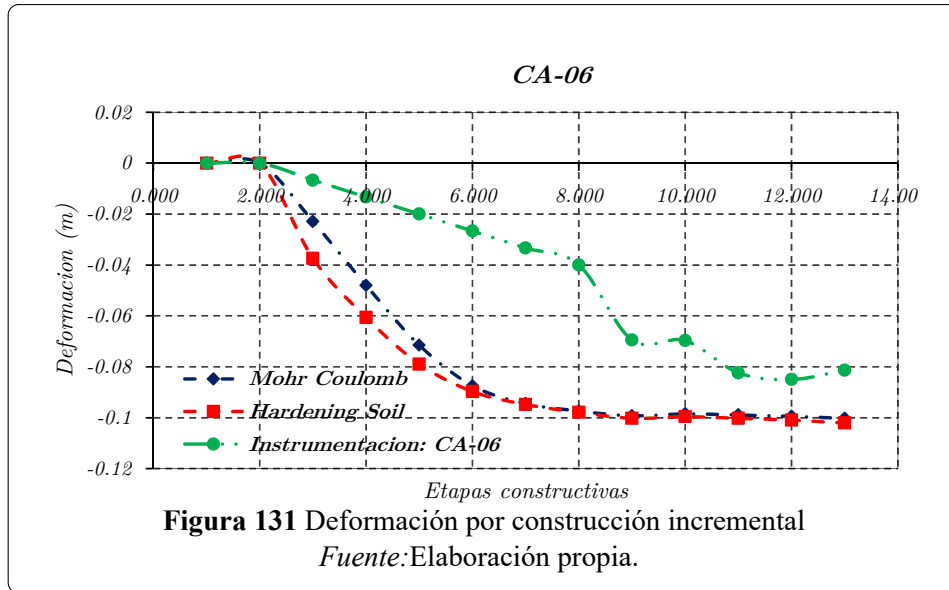
En la tabla 47 se muestra la comparación de la deformación por modelamiento (C-C) y los obtenidos por modelamiento (CA-06).

Tabla 48 Deformación eje BB / CA-06

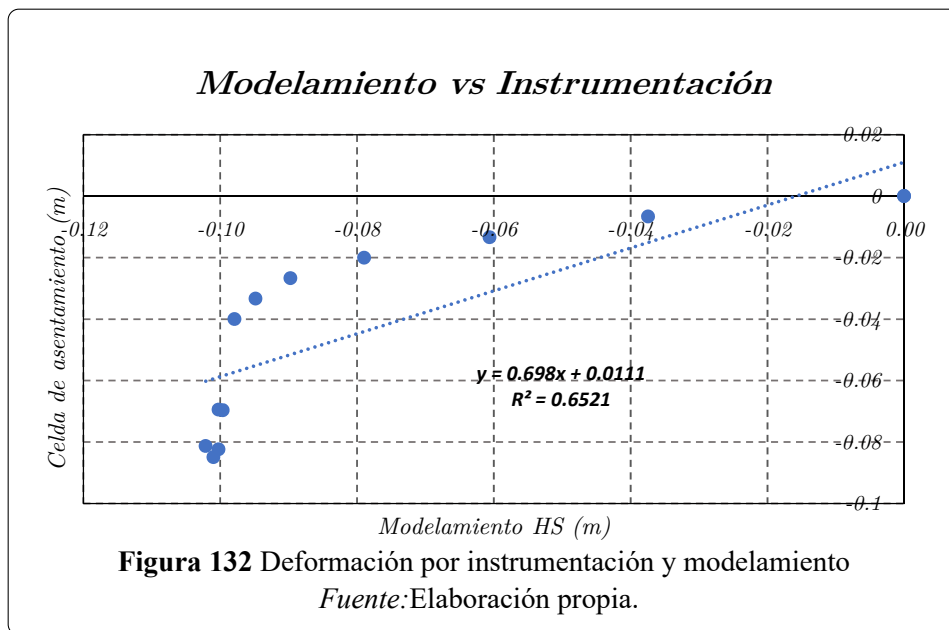
Instrumento	Observado	Calculado		Diferencia	
		MC	HS	MC	HS
CA-06	-0.11	-0.099	-0.11	-0.009	-0.016

Nota. Comparación a una altura de 9.00m *Fuente:*Elaboración propia.

En la Figura 131 tenemos la deformación durante la etapa constructiva y el primer embalse, los mismos han sido obtenidos por modelamiento (C-C) e instrumentación geotécnica (CA-06).



La simulaciones(A-A) realizadas para obtener la deformación tiene una correspondencia aceptable con lo obtenido por la instrumentación (CA-06), estos valores no van coincidir debido a que no se consideran todos los factores que influyen en la deformación del cuerpo de la presa (Figura 132).



4.5.2 Deformación horizontal

Para realizar la comparación de la deformación horizontal se realizó con lo registrado durante el proceso de llenado del embalse, ya que no se cuenta con registros de la deformación horizontal durante la etapa constructiva.

I-03 Se determina la deformación horizontal por modelamiento en el eje 1-1 ubicado en el espaldón, a lo largo de toda la altura y se compara con el Inclínómetro I-03 (Figura 133).

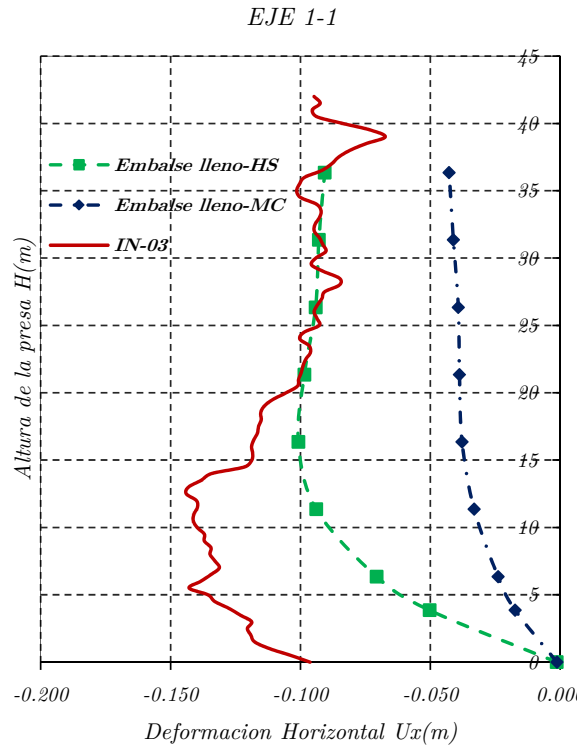


Figura 133 Inclínómetro I-03 vs Modelamiento

I-04 Se compara la deformación horizontal en el eje 2-2 ubicado en el espaldón, a lo largo de toda la altura y se compara con el Inclínómetro I-04 (Figura 134).

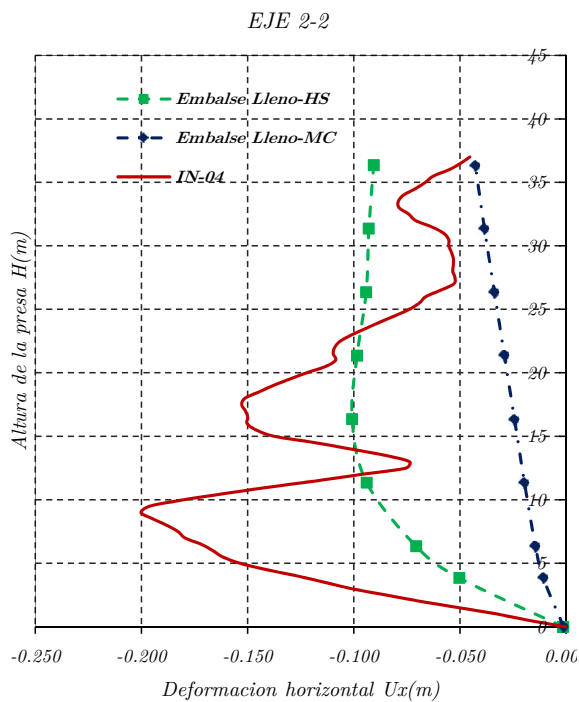


Figura 134 Inclínómetro I-04 vs Modelamiento

Capítulo V

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

1. Con el retroanálisis físico de la construcción se determina que la deformación en el cuerpo de la presa es 1.02% de la altura del dique al final de la construcción y el primer embalse. Según la Zonificación del cuerpo de la presa, el material menos rígido sufre mayor deformación.
2. La mayor deformación con la construcción en una sola etapa se produce en la corona y con la simulación por capas constructivas la máxima deformación ocurre en la altura media del cuerpo de la presa.
3. La deformación con el embalse en una y varias laminas de agua es ascendente en el espaldón y en el núcleo, cumpliéndose el principio de arquímedes. La diferencia de deformación en ambos casos no es considerable.
4. De acuerdo a los registros de la instrumentación geotécnica la mayor deformación se produce durante la etapas de construcción, y el primer llenado del embalse en cambio durante el periodo de operación la variación no es considerable, es decir durante todo este periodo la deformación vertical tiene una tendencia logarítmica.

Recomendaciones

1. Para determinar la deformación física del cuerpo de la presa es necesario tener parámetros geotécnicos de los materiales zonificados, ya sea por ensayos de laboratorio (Ensayos triaxiales) o bibliografía especializada y hacer uso de los modelos constitutivos del modelo hiperbólico y Hardening soil que representan mejor el comportamiento no lineal del suelo.
2. Para el modelamiento físico de la construcción por capas se debe considerar un mínimo

de 7 capas y un máximo de 15. Para el modelamiento del terraplén se debe realizar una pre consolidación de la cimentación.

3. Para el análisis durante el proceso de llenado del embalse, la cantidad de laminas o niveles de agua a considerarse debe ser igual al numero de capas durante la simulación de la construcción, y la infiltración del agua debe idealizarse como un flujo laminar.
4. En todas la presas se debe instalar la instrumentación geotécnica, mínimo en tres niveles de control, base, altura media y corona a fin de tener un mejor control del comportamiento de la deformación y su posterior verificación con modelamiento numérico.

Trabajos futuros

1. Realizar un análisis dinámico para complementar al análisis estático de las presas de tierra zonificada.
2. Análisis del esfuerzo y deformación en presas zonificadas con el modelamiento 3D, debido a que tiene una mejor representación de la realidad del comportamiento de la presa.
3. Monitoreo de presas de presas con información geoespacial y análisis de riesgos, se basa en técnicas de observación terrestre con empleo de principios básicos de teledetección incluyendo tecnologías INSAR para el monitoreo de desplazamiento.
4. En nuestra región se cuenta con presas de enrocado con pantalla de concreto, por lo que se recomienda realizar un análisis de la deformación y deformación durante la etapa de construcción y el primer llenado del embalse a fin verificar su comportamiento durante este proceso.

Referencias bibliográficas

References

- ANA. (2015). *Inventario De Presas En El Perú* (1ra. Edición). Lima-Perú: BNP.
- Aviles, J., Flores, R., Gonzales, J., Herrera, S., Hristov, V., Li, X. & Mejia, R. (2001). *Geotecnia en Ingeniería de Presas* (Tomo I). México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Basset, R. (2012). *A Guide to Field Instrumentation in Geotechnics, Principles, installation and reading* (1ra. Edición). Broken Sound Parkway NW: Spon Press.
- Clough, R. & Woodward, R. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations. *ASCE, SM4*, 529–549.
- CNA. (2012). *Manual de Mecánica de Suelos. Instrumentación y Monitoreo del Comportamiento de Obras Hidráulicas* (1ra. Edición). México, D.F.: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- Cooke, J. & Sherad, J. (1987). Concrete face rockfill dam: I. Assessment II. Desing. *A Journal of Geotechnical Engineering*, 113(10).
- Duncan, J., Byrne, P., Wong, K. & Mabry, P. (1980). *Strength, stress-strain and Bulk Modulus parameters For Finite Element Analyses Of Stresses and Movement In Soil Masses*.
- Dunnicliff, J. (1988). *Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance* (1ra. Edición). USA: John Wiley Sons.
- Esaine, P. (2013). *Análise sísmica e hidromecânica de uma barragem de terra zonada no Perú* (Dissertação de Mestrado). PUC-Rio, Rio de Janeiro,
- Ferreira, B. (2007). *Estudo Numérico do Comportamento da Barragem de Manso* (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Geokon, L. (2012). Manual de Instrucciones serie MODELO 4500-Piezometro de Cuerda Vibrante. Retrieved from <http://Geokon.com>
- Hunter, G. & Fell, R. (2003). *Deformation Behaviour Of Embankment Dams* (1ra. Edición). Sydney: The University of New South Wales.

- Ircañahupa, A. (2015). *Modelo Numerico orientado a la simulacion de crecidas a partir de una rotura de Presa* (tesis para optar el titulo de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga, Ayacucho-Perú.
- Janbu, N. (1963). Soils Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Testes. En *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Germany.
- Kondner, R. (1963). Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soil. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 89(SM1), pp. 115-143.
- Kulhawy, F., Duncan, J. & Bolton Seed, H. (1969). *Finite Element Analyses Of Stresses And Movements In Embankments During Construction*.
- Kulhawy, F., Duncan, J. & Seed, H. (1969). Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments during Construction. In: *Report TE-64-4, University of California, Department of Civil Engineering, California*.
- Law, T. (1975). *Deformations of earth dams during construction* (Ph.D.Thesis). University of Alberta, Edmonton.
- Leon, S. (2003). *Modelamiento del Comportamiento Estático y Sísmico de la Presa de Tierra de Pomacocha-Ayacucho* (Dissertação de Mestrado). PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Materon, B. (1983). Compressibilidade e comportamento de enrocamentos. En *Symposium sobre a Geotecnia da bacia do alto Paranã*.
- Nelas, S. (2015). *Hdraulic Engineering Failure Of Large Dams* (tesis para optar el titulo de Ingeniero Civil). Universidade Do Porto, Porto-Portugal.
- Nobari, E. & Duncan, J. (1972). *Effect of reservoir filling on stress and movements in earth and rockfill dams*.
- Parra, D. (1996). *Modelagem numérica do comportamento estático e sísmico de barragens de terra* (Dissertação de Mestrado). PUC-Rio, Rio de Janeiro.
- Penman, A. (1982). *The Design and Construction of Embankment Dams*. (vol.1). Río de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil, Puc-Rio.
- Pereira, J. (1986). *Simulação da construção e do primeiro enchimento do reservatório de barragens zonadas de terra e enrocamento pelo método dos elementos finitos* (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil- Rio de Janeiro.
- Plaxis. (2016). *PLAXIS Version 8 Scientific Manual*. Holanda: <https://www.plaxis.com>.

- Publio, P. (2014). *Modelagem numérica do comportamento tensão-deformação de barragens de terra : estudo de caso da UHE de São Simão* (Dissertação de Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil: Belo Horizonte.
- Saboya, J. (1993). *Análise do comportamento de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto Durante o Período de Construção e Enchimento* (Tese de Doutorado). Puc, Rio.
- Sandroni, S. (2012). *Curso de Mestrado em Engenharia Civil: Geotecnia* (Barragens, Notas de aula). PUC-Rio, Brasil.
- Sfriso, A. (2016). Introducción a las ecuaciones constitutivas. En *Curso De Geomecánica Computacional*. Universidad de Buenos Aires. SRK Consulting. Buenos Aires.
- Vasquez, M. & Lopez, E. (2001). *El Metodo De Los Elementos Finitos Aplicados al Analisis Estructural* (1ra. Edición). Madrid.: Noela.
- Veiga Pinto, A. (1983). *Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento* (Tese de Especialista). Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Brasil.
- Vilca, A. (2009). *Modelamiento Numerico de Infiltracion en Presas con el Metodo de Volúmenes Finitos Caso: Presa Cuchoquesera - Ayacucho* (tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Cristobal de Huamanga, Ayacucho-Perú.
- Vilchez, A. (2012). *Comportamento de Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico* (Dissertação de Mestrado). PUC-Rio, Brasil-Rio de Janeiro.

Anexo A

Matriz de consistencia

Contiene:

Anexo A Matriz de consistencia

ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
 ESCUELA DE FORMACION PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
TÍTULO DE LA TESIS: Retronálisis Físico de la Deformación Durante la Construcción y el Primer Embalse En El Cuerpo De La Presa Cuchoquecera
AUTOR: Ciro Sulcarayme Guerra

Tabla A.1 Matriz de Consistencia.

PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	METODOLOGÍA	VARIABLES	INDICADORES	TÉCNICAS	INSTRU- MENTOS	ESCALA DE
¿Cómo es la deformación en el cuerpo de la presa durante el proceso de llenado del embalse en una y varias laminas de agua?	Determinar una evolución de retronálisis en base a la deformación física en el cuerpo de la presa durante la etapa de construcción y el primer embalse.	Con el retronálisis geotécnico se determina la deformación del cuerpo de la presa Cuchoquecera, al final de su etapa constructiva y el primer llenado del embalse.	<u>Tipo de Investigación:</u> investigación aplicada (genera beneficio y bienestar a la sociedad). <u>Enfoque:</u> Cuantitativo (porque las variables analizadas se miden en base a una magnitud y una unidad de medida). <u>Alcance (o nivel):</u> Descriptivo y correlacional (Analiza la deformación al final de la construcción y el primer embalse).	<u>Dependiente:</u> Deformación del cuerpo de la presa.	Modellamiento, Elementos finitos, modelos constitutivos.	Fuentes documentales	Celda de asentamiento e inclinómetro	De intervalo
¿Cómo es la deformación en el cuerpo de la presa en una y varias etapas constructivas?	Analizar la deformación de la presa en una y varias etapas constructivas.	La deformación física en el cuerpo de la presa, en una etapa se produce en la corona y por capas constructivas en la altura media del cuerpo de la presa.	<u>Diseño de Investigación:</u> experimental (porque se manipula las variables independiente), Longitudinal (porque hace seguimiento a lo largo de un periodo de tiempo) <u>Población y muestra:</u> el muestreo es no probabilístico, por juicio de expertos. <u>Temática y unidad de análisis:</u> La unidad de análisis es una presa específica y la temática u objeto de estudio es la deformación del cuerpo de la presa al final de la construcción y el embalse.	<u>Independiente:</u> Etapas constructivas.	compactación, propiedades de los materiales: físicas, resistencia.	Fuentes documentales	Celda de asentamiento e inclinómetro	De intervalo
¿Cómo es la relación entre la instrumentación geotécnica y el modelamiento numérico?	Comparar la deformación de la presa por modelamiento y lo registrado por la instrumentación geotécnica.	La deformación durante el embalse en una y varias laminas de agua es ascendente y las diferencias no son considerables.	<u>Delimitación espacial y temporal:</u> Presa zanjificada de Cuchoquecera, año 2000-2009.	<u>Independiente:</u> Instrumentación geotécnica.	nivel de agua, presión hidrostática, Infiltración.	Fuentes documentales	Celda de asentamiento e inclinómetro	De intervalo

Fuente: Elaboración propia

Anexo B

Geotecnia

B.1 Geotecnia de Cimentacion

B.1.1 Morfología y Litología

Fuente: OPEMAN

Tabla B.2 Dique izquierdo sondaje CP-13 con H=20.05m

Profundidad (m)	Material
0.00-2.00	Suelo de cobertura limo arcilloso
2.00-2.80	Andesita gris clara muy alterada, con arcilla y fragmentos angulosos
2.80-11.00	Brecha falla, fragmentos angulosos de andesita con arcilla
11.00-18.00	Intercalación de andesitas grises, claras, rosadas fracturadas y alteradas
18.00-20.00	Andesita gris clara y fracturada y alterada

Fuente: OPEMAN

Tabla B.3 Dique izquierdo sondaje CP-06 con H=25.00m

Profundidad (m)	Material
0.00-13.60	Andesita gris clara, fracturada e intemperizada por intervalos de material de falla arcilloso, con fragmentos angulosos.
13.60-16.00	Andesita rosada fracturada y material de falla al estado de arcilla
16.00-25.00	Andesita gris clara fracturada, con intervalos de material de falla y de fragmentos angulosos

Fuente: OPEMAN

Tabla B.4 Dique izquierdo sondaje CP-13 con H=20.05m

Profundidad (m)	Resistencia qu (kg/cm ²)	Napa Freática	Grado de Alteración	Puntaje	Clasificación de Bienaswky
0.00-11.00	-	-	-	-	IV
11.00-12.60	14.5	Seco	c	34	IV
12.60-15.61	4.5	Seco	c	34	IV
15.61-18.67	14.5	Seco	c	29	IV
18.67-20.00	236	Seco	c	57	III

Fuente: OPEMAN

Tabla B.5 Dique izquierdo sondaje CP-13 con H=20.05m

Profundidad (m)	Roca	RQD	Calidad	Espaciamiento entre juntas	Espesor y Conducción juntas (m)
0.00-11.00	Suelos arcillosos, Brechas de falla.	-	Muy mala	-	-
11.00-12.60	Intercalac. De Andesitas grises y rosadas.	26	Mala	0.2	0.002
12.60-15.61	”	33	Mala	0.17	0.002
15.61-18.67	”	17	Muy mala	0.17	0.002
18.67-20.00	Andesita gris clara	53	Regular	0.14	0.001

B.1.2 Parámetros físicos

Fuente: OPEMAN

Tabla B.6 Parámetros físicos dique izquierdo

Descripcion	Unidad
Densidad humedad natural	1840.00 kg/m ³
Densidad natural seca	1469.00 kg/m ³
Densidad del material saturado	1911.00 kg/m ³
Densidad de material sumergido	911.00 kg/m ³
Humedad natural	25.27
Humedad de saturación	30.03
Peso específico	2.63
Proporción de vacíos	0.78
Porosidad	0.44
Grado de saturación	84

B.1.3 Parámetros de Resistencia

En las siguientes tablas se muestra los parámetros obtenidos para la cimentación del dique izquierdo.

Fuente: OPEMAN

Tabla B.7 Grado de saturación natural

Descripción	Unidad
Ángulo de fricción interna	9°
Cohesión	1.40 kg/cm ²

Fuente: OPEMAN

Tabla B.8 Grado de saturación embalse lleno

Descripción	Unidad
Ángulo de fricción interna consolidado rápido	18°
Cohesión consolidado rápido	0.70 kg/cm ²
Ángulo de fricción interna efectivo	21°
Cohesión efectiva (c')	0.40 kg/cm ²

Fuente: OPEMAN

Tabla B.9 Ensayo triaxial UU-Cimentación dique izquierdo

Presión lateral	Carga de Falla	Tn/m ²	ϵ	$E(kg/cm^2)$
1	3.81	1.91	0.01	191
2	4.47	2.24	0.0011	204
4	4.94	2.47	0.01	247

Fuente: OPEMAN

Tabla B.10 Ensayo triaxial CU-cimentación dique izquierdo.

Presion lateral	Carga de Falla	Tn/m ²	ϵ	$E(kg/cm^2)$
1	2.15	1.08	0.0025	432
2	2.98	1.49	0.006	248
4	3.8	1.9	0.007	2714

B.2 Material de préstamo

B.2.1 Cantera de Roca

Fuente: OPEMAN

Tabla B.11 Canteras de roca usado durante la construcción

Ubicación	Peso específico aparente	Peso específico verdadero	Porosidad (%)	Absorción (%)
Cerro botijuela				
NO	2.602	2.647	1.71	0.66
NE	2.26	2.523	10.43	4.61
Cerro chontalla				
Central	2.393	2.471	3.17	1.32
Cerro Altraniyocc				
NE	2.551	2.626	2.85	1.12
SE	2.269	2.523	10.09	4.45

B.2.2 Cantera de Material Impermeable

B.2.2.1 Parámetros físicos

Fuente: OPEMAN

Tabla B.12 Parámetros físicos de material impermeable usado en el dique izquierdo

Calicata	H(m)	SUCS	%<200	PV (gr/cm ³)	LL%	LP %	IP %
C-QA-12	0.15-2.90	CL	64	1.56	37	21	16
C-QB-7	3.85	CL	64	1.46	39	23	16
C-QB-10	2.5	CL	92	1.3	48	27	21

Fuente: OPEMAN

Tabla B.13 Parámetros físicos de material impermeable usado en el dique izquierdo

Cantera	Calicata	H(m)	ρ_{seca} gr/cm ³	w_{optima} %	ρ_{seca} gr/cm ³ 95%	SUCS
A	C-QA-12	0.15-2.90	1.61	23	1.529	CL
B	C-QB-07		1.55	23.5	1.473	CL
B	C-QB-10		1.35	32.2	1.283	CL-ML
B	CQ-B4*	0.83-3.00	1.51	25.3	1.435	CL

Fuente: OPEMAN

Tabla B.14 Parámetros físicos de la Cantera A

Descripción	Unidad
Densidad seca de compactación	1881.00 kg/m ³
Óptimo contenido de Humedad	83%
Densidad húmeda	1881.00 kg/m ³
Peso específico(G)	2.67
Proporción de vacíos (e)	0.746
Porosidad (n)	42.70%
Densidad del suelo saturado	1956.00 kg/m ³
Grado de saturación	82%

Fuente: OPEMAN

Tabla B.15 Parámetros físicos de la Cantera B

Descripción	Unidad
Densidad seca de compactación	1473.00 kg/m ³
Óptimo contenido de Humedad	23.50%
Densidad húmeda	1819.00 kg/m ³
peso específico(G)	2.71
Proporción de vacíos (e)	0.84
Porosidad (n)	45.60%
Densidad del suelo saturado	1929.00 kg/m ³
Grado de saturación	76%

B.2.2.2 Parámetros de Resistencia

Fuente: OPEMAN

Tabla B.16 Parámetros de resistencia de material impermeable

Calicata	Triaxial UU		Triaxial CU		Triaxial CU	
	c	Ø	c	Ø	c'	Ø'
C-QA-12	0.4	5	0.3	8	0.45	9
C-QB-7	0.42	4	0.2	12	0.35	14
C-QB-10	1.3	16	0.15	13	0.2	24
C-QB4*	0.45	0	0.45	8	0.45	15

B.2.2.3 Módulos de Elasticidad

En los siguientes cuadros(B.17, B.18, B.19, B.20, B.21, B.22, B.23, B.24) se muestra el módulo de elasticidad E que se obtuvo para diferentes condiciones realizados en el ensayo triaxial.

Fuente: OPEMAN

Tabla B.17 Módulo de elasticidad CQ-B7 (UU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	1.04	0.52	0.012	43
2	1.12	0.56	0.004	140
4	1.35	0.68	0.01	62

Fuente: OPEMAN

Tabla B.18 Módulo de elasticidad CQ-B7 (CU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	0.88	0.44	0.003	147
2	1.81	0.91	0.007	130
4	2.41	1.21	0.008	151

Fuente: OPEMAN

Tabla B.19 Módulo de elasticidad CQ-B10 (UU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	4.49	2.25	0.014	173
2	5	2.5	0.016	360
4	6.53	3.27	0.01	168

Fuente: OPEMAN

Tabla B.20 Módulo de elasticidad CQ-B10 (CU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	1.03	0.52	0.003	173
2	1.26	0.63	0.001	630
4	2.68	1.34	0.008	168

Fuente: OPEMAN**Tabla B.21** Módulo de elasticidad CQ-B04 (CU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	0.87	0.435	0.027	16
2	0.87	0.435	0.025	17
4	0.96	0.48	0.0027	18

Fuente: OPEMAN**Tabla B.22** Módulo de elasticidad CQ-B04 (UU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	1.41	0.705	0.009	78
2	1.5	0.75	0.011	68
4	1.39	1.39	0.005	278

Fuente: OPEMAN**Tabla B.23** Módulo de elasticidad CQ-B12 (CU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	1.02	0.51	0.003	170
3	1.34	0.67	0.006	112
4	1.55	0.78	0.001	780

Fuente: OPEMAN**Tabla B.24** Módulo de elasticidad CQ-B12 (UU)

p(kg/cm ²)	σ_f (kg/cm ²)	$\sigma_f/2$ (kg/cm ²)	ϵ	E (kg/cm ²)
1	1.03	0.52	0.006	87
2	1.44	0.72	0.003	240
4	1.88	0.94	0.008	118

B.2.2.4 Cantera de filtros de transición

Fuente: OPEMAN

Tabla B.25 Propiedades de los filtros de transición

Cuadro comparativo de los resultados de los ensayos			
Ensayos	A	B	C
Agregado grueso %	47.5	65.2	57.3
Agregado fino %	52.5	34.8	42.7
pedras entre 3"-5" %	12	20	12
Piedra mayores 5" %	20	13	20
Modulos de fineza Ag. Fino	3	3.22	2.93
Porcentaje <200 Ag. Fino	-	2.5	5.9
Peso especifico saturado superficie seca, agregado grueso.	2.48	2.56	2.53
Peso especifico saturado superficie seca, agregado fino.	2.52	2.84	2.68
Absorción agregado grueso %	2.9	2.2	2.7
Absorción agregado fino %	3	0.74	0.68
Resistencia al intemperismo agregado grueso %	3.8	17.7	6.6
Resistencia al intemperismo agregado fino %	5.7	10.2	25
Abrasión de los Ángeles %	25	22	27
A. Petrográfico: calidad química.	Inofensivo	4% deletérea	4% deletérea
A. Petrográfico: calidad física.	Satisfactoria	regular	regular
A. químico: Agregado grueso	Normal	Normal	Normal
A. químico: Agregado fino	Normal	Normal	Normal
Granulometría: Agregado grueso	No cumple	No cumple	No cumple
Granulometría: Agregado fino	Cumple	Cumple	Cumple

Anexo C

Instrumentación geotécnica

C.3 Celdas de Asentamiento

Fuente: OPEMAN

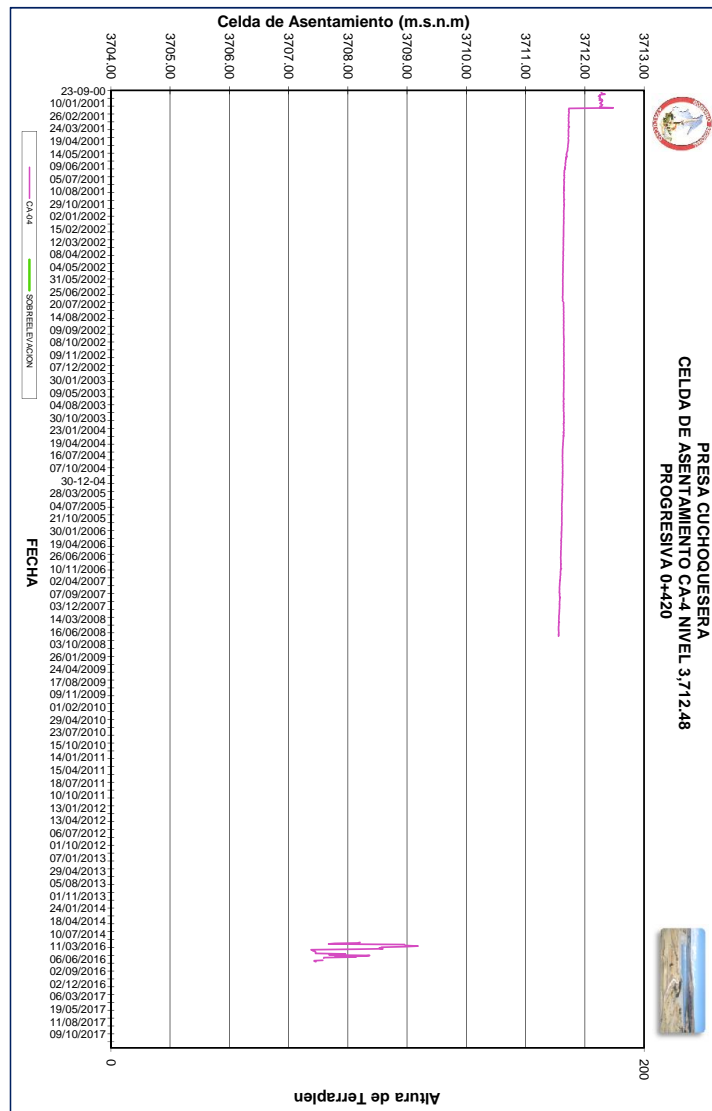


Figura C.1 Celda de asentamiento CA-04, sección 0+420.

Fuente: OPEMAN

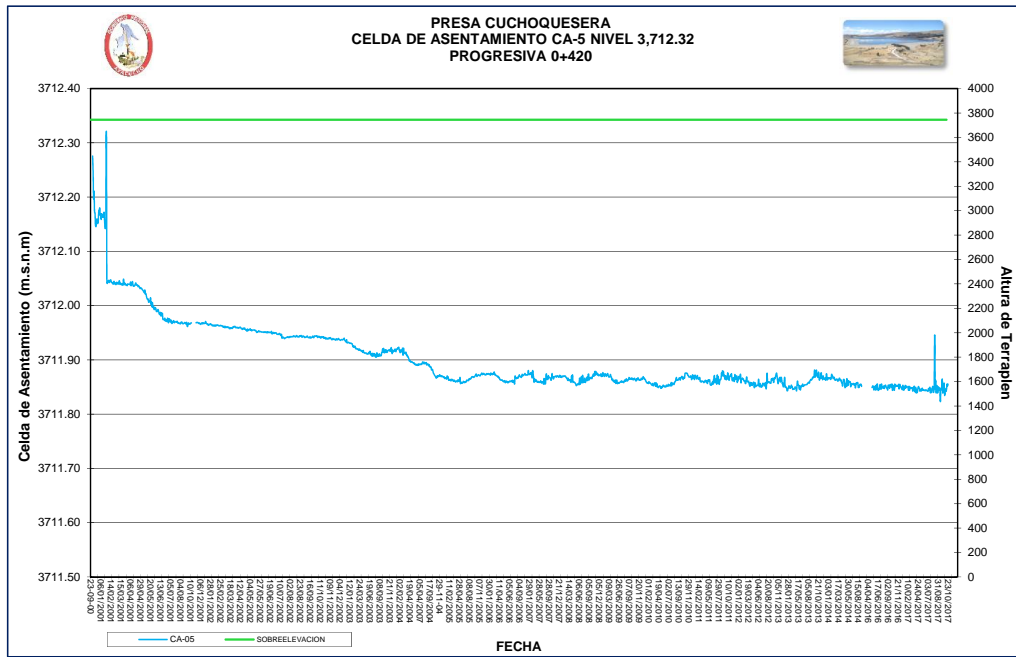


Figura C.2 Celda de asentamiento CA-05, sección 0+420.

Fuente: OPEMAN

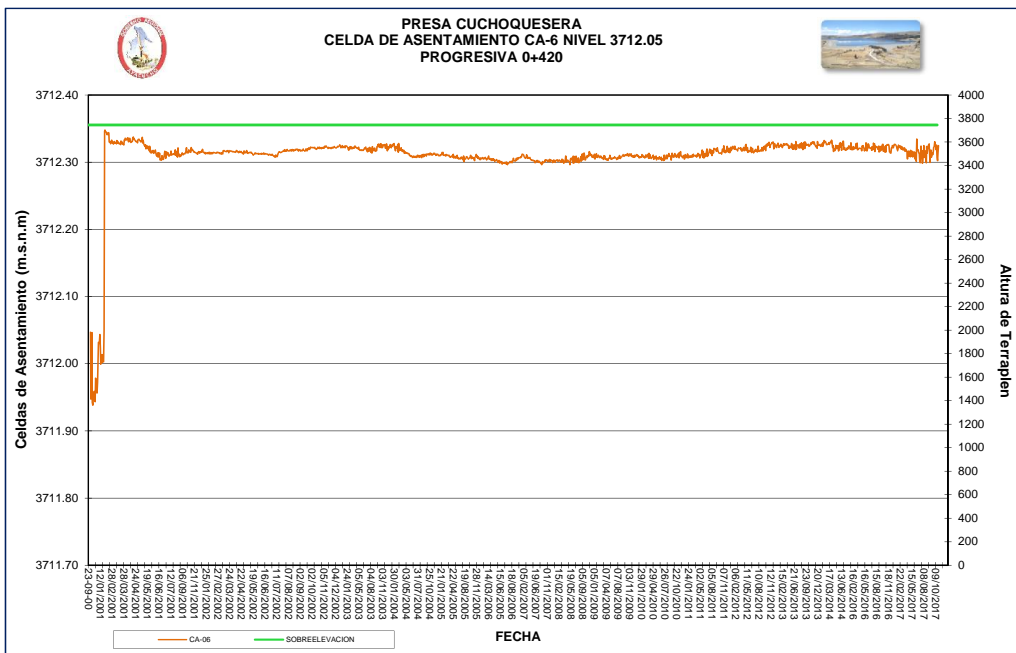


Figura C.3 Celda de asentamiento CA-06, sección 0+420.

C.4 Inclinómetros

Fuente: OPEMAN

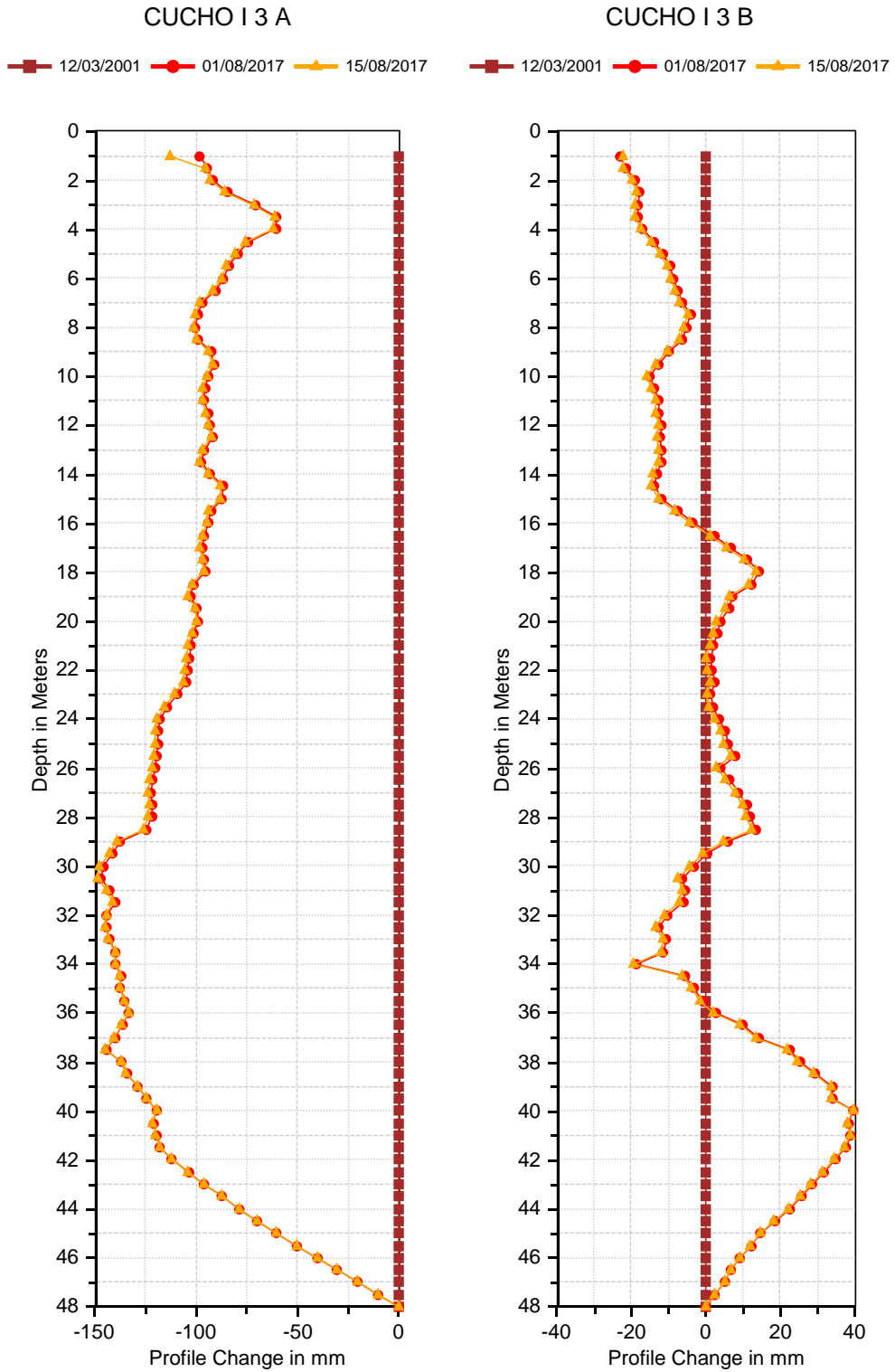


Figura C.4 Inclinómetro I-03, sección 0+420.

Fuente: OPEMAN

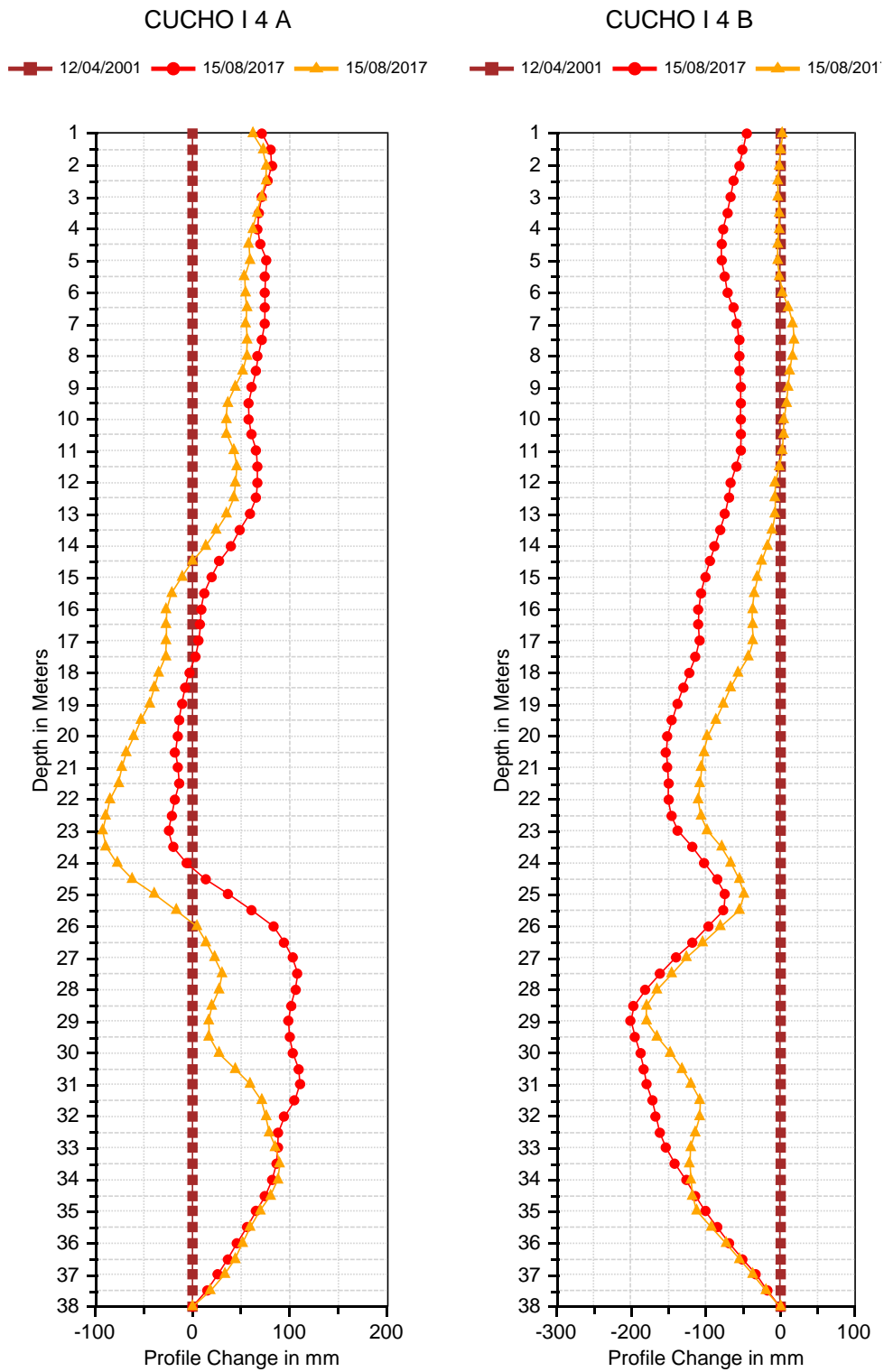


Figura C.5 Inclinómetro I-04, sección 0+420.

Anexo D

Ubicación de Cantera de roca

