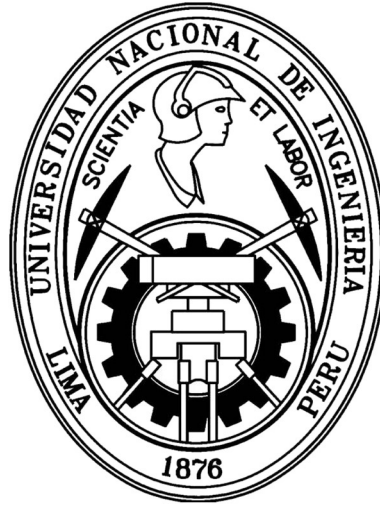


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE
UNA PRESA DE TIERRA CONSIDERANDO SISMOS DE DIFERENTES
PERIODOS DE RETORNO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL

ASESOR

MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

LIMA - PERÚ

2023

© 2023, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Valdivia Carbajal, Juan José

jvaldiviac@uni.pe

+51 998477888

“A mis padres y hermana, cuyo amor y entrega son el pilar fundamental de mi formación personal y profesional; a Rita Gayturo y David Curotto, quienes me acompañan siempre en el corazón, y, a toda mi familia, quienes me llenan de alegría día a día.”

AGRADECIMIENTOS

Quiero empezar agradeciendo a Dios y a mis abuelos quienes lo acompañan, ya que, por todo lo vivido durante la realización de esta investigación, puedo decir que he sentido su apoyo constante, lo que me ha permitido enfocarme y dedicarme completamente a mi objetivo.

A mi alma máter, la Universidad Nacional de Ingeniería y a la Facultad de Ingeniería Civil, que me han brindado conocimientos especializados permitiendo ir más a fondo en esta tan interesante rama de la ingeniería que es la geotecnia.

A mis padres y mi hermana, a quienes no me alcanza una vida para agradecer todo el soporte y consejo que me han dado y que son también protagonistas de este trabajo.

A mi asesor MSc. Denys Parra, por su completa entrega y orientación en cada etapa de esta investigación, así como su completa disposición para transmitirme los conocimientos que han cimentado esta tesis.

A mi profesor MSc. Milton Terán, quien me dictó el curso en donde decidí dar nacimiento a esta idea y con el cual posteriormente tuve el agrado de trabajar, lo que me permitió conocer un equipo increíble de profesionales que también intervinieron en la elaboración de estas páginas.

Finalmente, quiero expresar toda mi gratitud a las personas que han estado pendientes de este proceso y que constantemente han buscado aportar parte de su experiencia conmigo, así como a mis amigos de la facultad, quienes siempre me han alentado, acompañado y sin los cuales este viaje no hubiera sido el mismo.

ÍNDICE

RESUMEN	6
ABSTRACT	7
PRÓLOGO	8
LISTA DE TABLAS	10
LISTA DE FIGURAS	13
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	19
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	22
1.1. GENERALIDADES	22
1.1.1. Presa de tierra Yuracmayo	22
1.1.2. Depósito de relaves de Casapalca	22
1.1.3. Presa de tierra Chang	22
1.1.4. Depósito de relaves Yauliyacu Nuevo	23
1.1.5. Normativa utilizada	23
1.1.5.1. Nacional.....	23
1.1.5.2. Internacional.....	24
1.2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE INVESTIGACIÓN	25
1.3. OBJETIVOS	26
1.3.1. Objetivo General	26
1.3.2. Objetivos Específicos	27
1.4. HIPÓTESIS	27
1.5. ANTECEDENTES REFERENCIALES	28
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL	30
2.1. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS.....	30
2.1.1. Generalidades	30
2.1.2. Ensayos de laboratorio.....	33
2.1.2.1. Ensayo de columna resonante.....	33
2.1.2.2. Ensayo triaxial cíclico	35
2.1.2.3. Ensayo de corte simple cíclico.....	36
2.1.3. Relaciones empíricas	38
2.1.3.1. Formulación de Wang (2018).....	38
2.1.3.2. Formulación de Rollins et al. (2020)	42
2.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	43
2.2.1. Generalidades	43
2.2.2. Métodos de equilibrio límite	45

2.2.2.1.	Método de Spencer (1967).....	46
2.2.2.2.	Otros métodos	47
2.2.3.	Análisis pseudoestático	47
2.2.4.	Desplazamientos permanentes inducidos por sismo (DPIS)...	49
2.2.5.	Métodos numéricos	50
2.3.	RESPUESTA SÍSMICA UNIDIMENSIONAL	51
2.3.1.	Propagación de ondas.....	51
2.3.2.	Registro tiempo - historia.....	52
2.3.3.	Corrección del registro tiempo - historia	53
2.3.3.1.	Corrección por instrumentación	53
2.3.3.2.	Corrección por línea base	53
2.3.3.3.	Corrección por filtro	54
2.3.4.	Espectro de peligro uniforme.....	55
2.3.5.	Ajuste espectral.....	56
2.3.6.	Amplificación sísmica - Respuesta unidimensional.....	57
2.3.6.1.	Método lineal	59
2.3.6.2.	Método lineal - equivalente (LEQ).....	60
2.3.6.3.	Método no lineal	62
2.4.	MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO	64
2.4.1.	Generalidades	64
2.4.2.	Métodos simplificados	65
2.4.2.1.	Hipótesis de Newmark (1965).....	65
2.4.2.2.	Método de Swaisgood (2013)	67
2.4.2.3.	Método de Bray et al. (2018).....	69
2.4.3.	Método de Elementos Finitos (MEF)	73
2.4.3.1.	Generalidades	73
2.4.3.2.	Consideraciones previas	74
2.4.3.3.	Discretización del continuo.....	76
2.4.3.4.	Procedimiento de cálculo	77
2.4.3.5.	Ventajas y desventajas	80
2.4.3.6.	Software que emplea el MEF	81
2.5.	MODELOS CONSTITUTIVOS	81
2.5.1.	Generalidades	81
2.5.2.	Modelo de Mohr Coulomb	82
2.5.2.1.	Conceptos generales	82
2.5.2.2.	Cohesión (c)	84

2.5.2.3.	Ángulo de fricción (ϕ).....	85
2.5.2.4.	Módulo de elasticidad y relación de Poisson (E, ν).....	85
2.5.2.5.	Ángulo de dilatación (ψ).....	85
2.5.3.	Modelo Hardening Soil - Small Strain	86
2.5.3.1.	Conceptos generales	86
2.5.3.2.	Rigidez secante de referencia (E_{50ref})	88
2.5.3.3.	Rigidez tangente para carga primaria del ensayo edométrico (E_{oedref}).....	88
2.5.3.4.	Rigidez en descarga – recarga (E_{urref})	89
2.5.3.5.	Presión de referencia (p_{ref})	90
2.5.3.6.	Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos (m)....	90
2.5.3.7.	Relación de Poisson en descarga - recarga (ν_{ur}).....	90
2.5.3.8.	Coefficiente de presión lateral de tierras (K_0).....	91
2.5.3.9.	Coefficiente de reducción (R_f).....	91
2.5.3.10.	Módulo de corte de referencia para deformaciones muy pequeñas (G_{0ref})	92
2.5.3.11.	Deformación cortante umbral ($\gamma_{0.7}$).....	92
2.5.3.12.	Uso del modelo HSS para cálculos dinámicos	93
3.	CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO.....	96
3.1.	GENERALIDADES	96
3.2.	UBICACIÓN	96
3.3.	GEOLOGÍA	96
3.3.1.	Geología regional	96
3.3.2.	Geología local	97
3.4.	SISMICIDAD	97
3.5.	CUERPO DE LA PRESA.....	97
3.5.1.	Núcleo impermeable.....	97
3.5.2.	Dren horizontal.....	98
3.5.3.	Filtros.....	98
3.5.4.	Enrocado	98
3.6.	DEPÓSITO MORRÉNICO	98
3.7.	BASAMENTO ROCOSO	99
4.	CAPÍTULO IV: ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y RESPUESTA SÍSMICA 1D. 100	100
4.1.	ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN.....	100
4.2.	ANÁLISIS DE RESPUESTA UNIDIMENSIONAL.....	101
4.2.1.	Registros tiempo-historia utilizados	102
4.2.1.1.	Sismo de Lima (1974)	102

4.2.1.2.	Sismo de Atico (2001)	103
4.2.1.3.	Sismo de Pisco (2007)	104
4.2.1.4.	Sismo de Tarapacá (2005).....	105
4.2.2.	Estudio de peligro sísmico.....	106
4.2.3.	Ajuste espectral.....	107
4.2.4.	Definición de las columnas del análisis no lineal	108
4.2.5.	Obtención de las curvas dinámicas	108
4.2.5.1.	Depósito morrénico	109
4.2.5.2.	Suelo de baja permeabilidad (núcleo de la presa).....	110
4.2.5.3.	Filtros subverticales y grava de drenaje.....	112
4.2.5.4.	Enrocado	113
4.2.5.5.	Limolita y arenisca con diferentes grados de fracturamiento	114
4.2.6.	Discretización de estratos y consideraciones previas	115
4.2.6.1.	Contenido de frecuencias.....	115
4.2.6.2.	Esfuerzo cortante de referencia	117
4.2.7.	Análisis no lineal GQ/H - DEEPSOIL v7.0	118
4.3.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA.....	120
4.3.1.	Parámetros geotécnicos de los materiales	120
4.3.2.	Criterios de análisis	122
4.3.3.	Periodo fundamental de la masa	123
4.3.4.	Coefficiente de fluencia	124
4.3.5.	Coefficiente sísmico de diseño	125
4.3.6.	Resultados obtenidos	125
4.4.	CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS INDUCIDOS POR SISMO	126
4.4.1.	Método de Bray <i>et al.</i> (2018)	126
4.4.2.	Método de Swaisgood (2013).....	128
4.4.3.	Comentarios de resultados obtenidos	128
5.	CAPÍTULO V: MODELAMIENTO NUMÉRICO	130
5.1.	CALIBRACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL SMALL STRAIN (HS-SS).....	130
5.1.1.	Depósito morrénico	130
5.1.2.	Suelo de baja permeabilidad	135
5.1.3.	Enrocado.....	137
5.1.4.	Filtros y grava de drenaje	140
5.1.5.	Basamento Rocoso	140
5.2.	REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA CORTANTE (SSR)	141

5.3.	ANÁLISIS DINÁMICO 2D	142
5.3.1.	Condiciones de contorno	142
5.3.2.	Acelerogramas utilizados.....	143
5.3.3.	Resultados	143
5.3.3.1.	Distribución de deformaciones cortantes	143
5.3.3.2.	Asentamientos en la cresta de la presa	144
5.3.3.3.	Desplazamientos en el talud aguas abajo	146
6.	CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS	148
6.1.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICA	148
6.1.1.	Factor de seguridad.....	148
6.1.2.	Tipo de superficie de falla.....	149
6.2.	RESPUESTA SÍSMICA EN LA CRESTA.....	149
6.3.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICA	151
6.3.1.	Factor de seguridad.....	151
6.3.2.	Tipo de superficie de falla.....	152
6.4.	DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES CORTANTES	153
6.5.	ASENTAMIENTOS EN LA CRESTA	154
6.6.	DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO ..	156
6.6.1.	Método de Bray <i>et al.</i> (2018) vs PLAXIS	156
6.6.2.	Método de Swaisgood (2013) vs PLAXIS	158
7.	CONCLUSIONES.....	161
8.	RECOMENDACIONES.....	164
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	166
10.	ANEXOS	174
	ANEXO N°01: Diseño de la Presa de Tierra	
	ANEXO N°02: Acelerogramas Originales	
	ANEXO N°03: Acelerogramas Corregidos	
	ANEXO N°04: Ajuste Espectral	
	ANEXO N°05: Curvas Dinámicas	
	ANEXO N°06: Respuesta Sísmica	
	ANEXO N°07: Análisis de Estabilidad	
	ANEXO N°08: Análisis de Infiltración	
	ANEXO N°09: Curvas del Modelo HSS	
	ANEXO N°10: Análisis Dinámico	
	ANEXO N°11: Ensayos de Laboratorio	

RESUMEN

La ejecución de un análisis dinámico (no lineal) para determinar la respuesta sísmica de una estructura geotécnica requiere de un alto costo en términos de determinar las propiedades dinámicas de los materiales que conforman al proyecto en cuestión, lo que implica la ejecución de ensayos de laboratorio específicos para este fin como lo son los ensayos de columna resonante o corte torsional; por otro lado, el modelamiento matemático de los principales componentes de la presa en términos de esfuerzo y deformación requieren de otro tipo de parámetros que a su vez implican ensayos de laboratorio más específicos como los ensayos edométricos o triaxiales consolidados - drenados o no drenados, que permiten obtener las características del comportamiento volumétrico del suelo, adicionalmente, la demanda computacional asociada a este tipo de análisis es muy elevado, pudiendo tomar días o semanas.

Es debido a lo anterior que, para llevar a cabo el diseño sísmico de una presa de tierra basado en la estimación de desplazamientos permanentes, actualmente se prefiere hacer uso de métodos simplificados, los cuales generalmente arrojan resultados aceptables y en la mayoría de los casos conservadores, sin embargo, cuando las sollicitaciones a las cuales está sometido la presa son muy altas, los métodos simplificados de deformaciones permanentes inducidas por sismo ya no son adecuados, ya que se en estos casos ocurren mayores niveles de deformación o amplificación que pueden subestimar la respuesta.

En la presente investigación se compara la respuesta sísmica bajo distintos periodos de retorno de una presa de tierra conformada por un núcleo de arcilla impermeable y espaldones de enrocado, cimentados sobre un estrato de depósito morrénico y a una mayor profundidad por capas de arenisca con distintos grados de fracturamiento. Para este fin se realizó la calibración del modelo constitutivo Hardening Soil Small Strain que permite capturar de manera muy adecuada el comportamiento dinámico de los materiales que gobiernan el comportamiento de la estructura. Los resultados se contrastan con los obtenidos bajo los métodos de equilibrio límite y métodos simplificados para desplazamientos permanentes inducidos por sismo (Bray *et al.* 2018) y asentamientos de la cresta (Swaisgood, 2013), demostrando que este tipo de análisis es necesario para evaluar el comportamiento integral de la presa.

ABSTRACT

The execution of a dynamic analysis (non-linear) to determine the seismic response of a geotechnical structure requires a high cost in terms of finding the dynamic properties of the materials that conform the project in matter, which implies the execution of specific laboratory tests for this purpose, such as resonant column or torsional shear tests; on the other hand, the mathematical modeling of the main components of the dam in terms of stress and strain require other types of parameters that in turn involve more specific laboratory tests such as oedometric or consolidated - drained or undrained triaxial tests, which allow obtaining the characteristics of the volumetric behavior of the soil; additionally, the computational demand associated with this type of analysis is very high and can take days or weeks for them to be done.

It is because of the above that, to carry out the seismic design of an earth dam based on the estimation of permanent displacements, the use of simplified methods is currently preferred, which generally provide acceptable results and, in most cases, conservative ones, however, when the stresses to which the reservoir is subjected are very high, the seismic-induced permanent deformation methods are no longer adequate, since we have higher levels of deformation or which can underestimate the response.

The present research compares the seismic response under different return periods of an earth dam conformed by an impermeable clay core and rockfill slopes founded on a moraine deposit stratum and at a greater depth by sandstone layers with different degrees of fracturing. For this purpose, the calibration of the Hardening Soil Small Strain constitutive model is performed, which allows to properly simulate the dynamic behavior of the materials that govern the behavior of the structure.

The results are contrasted with those obtained under limit equilibrium methods and simplified methods for seismic-induced permanent displacements (Bray *et al.*, 2018) and crest settlement (Swaisgood, 2013), showing that this type of analysis is necessary to evaluate the overall behavior of the dam.

PRÓLOGO

El presente trabajo de tesis se ha enfocado en la evaluación de la respuesta sísmica de una presa de tierra a partir de metodologías simplificadas sustentadas mediante análisis unidimensionales y relaciones empíricas, así como del modelamiento numérico esfuerzo-deformación riguroso bidimensional empleando modelos constitutivos adecuados. El modelamiento numérico de estructuras geotécnicas otorga un mejor sustento al diseño sísmico de este tipo de instalaciones, ya que constituye el estado del arte actual en el análisis geotécnico sísmico de presas de tierra de retención de agua y de estructuras geotécnicas en general.

La investigación ha comprendido el desarrollo de un marco teórico y conceptual acerca de los ensayos de laboratorio y relaciones empíricas existentes en la literatura para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos, así como conceptos generales de estabilidad de taludes y respuesta sísmica, repasando los métodos simplificados, así como el método de elementos finitos para el cálculo de desplazamientos inducidos por sismo.

El trabajo ha sido realizado a partir de un caso de estudio de una presa de tierra ubicada en una zona altoandina del Perú de la que se disponía de resultados de un robusto programa de investigaciones geotécnicas de campo y laboratorio desarrollados para el diseño, habiéndose realizado todos aquellos análisis que se requieren para evaluar el comportamiento sísmico de esta estructura. Para el análisis por elementos finitos se realizó un riguroso proceso de calibración y validación de modelos constitutivos avanzados, tanto para el modelamiento estático como dinámico.

Es importante reconocer el mérito y aporte de este trabajo de investigación al haber realizado una simulación utilizando diferentes sismos de subducción de interfase e intraplaca y comparado los resultados obtenidos con los métodos simplificados, tanto para los desplazamientos de la presa como para los asentamientos de la cresta, con el modelamiento numérico riguroso mediante elementos finitos y establecer el grado de precisión de los métodos simplificados, ya que en la práctica estos métodos son muy usados debido a su accesibilidad, rapidez y bajo costo, siendo el modelamiento numérico muchas veces poco

accesible. Los resultados obtenidos han permitido llegar a importantes conclusiones y brindar recomendaciones para guiar futuras investigaciones.

LISTA DE TABLAS

Tabla N°1-1	: Clasificación de Presas	24
Tabla N°1-2	: Niveles objetivo para el peligro sísmico	25
Tabla N°2-1	: Distribución de los grupos de suelo según su clasificación SUCS	38
Tabla N°2-2	: Parámetros de cálculo para G_{\max} según la clasificación del suelo	39
Tabla N°2-3	: Parámetros de cálculo para G/G_{\max} según la clasificación del suelo	40
Tabla N°2-4	: Parámetros de cálculo para D_{\min} según la clasificación del suelo	41
Tabla N°2-5	: Parámetros de cálculo para "D" según la clasificación del suelo	42
Tabla N°2-6	: Descripción de los procedimientos de estabilidad de taludes por equilibrio límite	47
Tabla N°2-7	: Eventos sísmicos considerados en el estudio de Newmark (1965)	66
Tabla N°2-8	: Comparación de los DPIS estimados por Bray et al. (2018) y los DPIS observados	72
Tabla N°4-1	: Resumen de parámetros de permeabilidad de los materiales	101
Tabla N°4-2	: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Lima 74	103
Tabla N°4-3	: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Atico 01	103
Tabla N°4-4	: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Pisco 07	104
Tabla N°4-5	: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Tarapacá 05	105

Tabla N°4-6	: Puntos de los EPU obtenidos del estudio de peligro sísmico	107
Tabla N°4-7	: Características de las columnas de análisis de respuesta no lineal	108
Tabla N°4-8	: Contenido de frecuencias de los estratos discretizados	115
Tabla N°4-9	: Esfuerzo cortante máximo calculado	117
Tabla N°4-10	: Resumen de parámetros resistentes de los materiales	122
Tabla N°4-11	: Factores de seguridad mínimos requeridos	123
Tabla N°4-12	: Materiales participantes en la superficie de falla	123
Tabla N°4-13	: Altura promedio de la masa deslizante	123
Tabla N°4-14	: Coeficientes sísmicos de diseño - Periodo degradado	125
Tabla N°4-15	: Factores de seguridad en condición estática	126
Tabla N°4-16	: Factores de seguridad en condición pseudoestática	126
Tabla N°4-17	: Parámetros de entrada requeridos para el método de Bray et al. (2018)	126
Tabla N°4-18	: DPIS en cada columna de análisis por el método de Bray et al. (2018)	127
Tabla N°4-19	: DPIS finales por el método de Bray et al. (2018)	127
Tabla N°4-20	: Parámetros de entrada requeridos para el método de Swaisgood (2013)	128
Tabla N°4-21	: Asentamientos finales en la cresta por el método Swaisgood (2013)	128
Tabla N°5-1	: Parámetro v_{ur} a diferentes presiones de confinamiento - Depósito morrénico	132
Tabla N°5-2	: Parámetros del modelo HSS - Depósito morrénico	134
Tabla N°5-3	: Parámetros resistentes del material del núcleo	135

Tabla N°5-4	: Resumen de parámetros del modelo HSS – Material del núcleo	137
Tabla N°5-5	: Resumen de parámetros del modelo HSS - Enrocado	139
Tabla N°5-6	: Resumen de parámetros del modelo HSS - Filtros y grava de drenaje	139
Tabla N°5-7	: Factores de seguridad mediante el método SSR	142
Tabla N°5-8	: Asentamientos en la cresta - PLAXIS 2D	145
Tabla N°5-9	: Desplazamientos máximos en el talud aguas abajo	146
Tabla N°6-1	: Comparación de factores de seguridad en condición estática	148
Tabla N°6-2	: Comparación de factores de seguridad en condición pseudoestática	152

LISTA DE FIGURAS

Figura N°2-1	: Variación de las propiedades del suelo con la deformación cortante	30
Figura N°2-2	: Modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación cortante	31
Figura N°2-3	: Naturaleza de la variación del esfuerzo cortante versus la deformación cortante	32
Figura N°2-4	: Parámetros necesarios para el cálculo de la razón de amortiguamiento	32
Figura N°2-5	: Esquema del equipo utilizado para el ensayo de columna resonante	35
Figura N°2-6	: Esquema del equipo utilizado para el ensayo triaxial cíclico	36
Figura N°2-7	: Esfuerzos aplicados a la muestra en el ensayo de corte simple cíclico	36
Figura N°2-8	: Equipo utilizado para el ensayo de corte simple cíclico	37
Figura N°2-9	: Falla de un talud	44
Figura N°2-10	: Análisis de estabilidad por el método de dovelas: superficie de falla de prueba	45
Figura N°2-11	: Fuerzas consideradas en el método de Spencer (1967)	46
Figura N°2-12	: Análisis de estabilidad pseudoestático	49
Figura N°2-13	: Incremento de esfuerzos cortantes en un talud analizado por elementos finitos	50
Figura N°2-14	Velocidades de propagación según tipo de onda con la relación de Poisson	51
Figura N°2-15	: Registro tiempo-historia del sismo de Loma Prieta (1989), California	52

Figura N°2-16	: Ejemplo de corrección por instrumentación en un sismo de $M_w=6.7$	53
Figura N°2-17	: Registro de velocidades corregido por línea base	54
Figura N°2-18	: Registros corregidos por filtro	54
Figura N°2-19	: Espectros de peligro uniforme para distintas clasificaciones de suelo	55
Figura N°2-20	: Intensidad de Arias para el registro original (línea gris) y para el ajustado (línea negra)	57
Figura N°2-21	: Propagación de una onda a través del suelo	57
Figura N°2-22	: Nomenclatura de la respuesta del terreno: (a) Depósito de suelo sobre el basamento rocoso (b) Basamento rocoso en campo libre	58
Figura N°2-23	: Proceso iterativo del método lineal equivalente (LEQ)	61
Figura N°2-24	: Curva histerética	62
Figura N°2-25	: Analogía del bloque deslizante en un plano inclinado	65
Figura N°2-26	: Datos históricos del método de Swaisgood (2013)	68
Figura N°2-27	: Asentamiento promedio calculado versus aceleración máxima del terreno del método de Swaisgood (2013)	68
Figura N°2-28	: Asentamientos reales versus calculados según el método de Swaisgood (2013)	69
Figura N°2-29	: Modelo acoplado no lineal, (a) Talud utilizado para la estimación de los DPIS de altura H (b) Modelo idealizado de una masa deslizante acoplada no lineal deformable o “stick-slip”	70
Figura N°2-30	: Relación de los DPIS con distintos factores de evaluación	70
Figura N°2-31	: Tipos de elementos finitos bidimensionales	76
Figura N°2-32	: Elemento finito triangular de tres nodos	77

Figura N°2-33	: Formulación del modelo elastoplástico perfecto de Mohr Coulomb	83
Figura N°2-34	: Respuesta ideal de un suelo con comportamiento de ablandamiento	83
Figura N°2-35	: Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb	84
Figura N°2-36	: Fenómeno de dilatación	86
Figura N°2-37	: Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil - Espacio de esfuerzos principales	87
Figura N°2-38	: Relación esfuerzo deformación correspondiente a un ensayo triaxial drenado	88
Figura N°2-39	: Definición del módulo tangente en ensayo oedométrico	89
Figura N°2-40	: Curva de deformación volumétrica de un ensayo triaxial drenado	91
Figura N°3-1	: Sección de análisis	99
Figura N°4-1	: Resultado del análisis de infiltración en estado constante para el nivel de operación	101
Figura N°4-2	: Espectros de peligro uniforme considerando distintos periodos de retorno	106
Figura N°4-3	: Espectros ajustados para los sismos indicados - $T_r = 2,475$ años	107
Figura N°4-4	: Ubicación de las columnas de análisis de respuesta sísmica no lineal	108
Figura N°4-5	: $G/G_{máx}$ para el depósito morrénico a diferentes presiones de confinamiento	110
Figura N°4-6	: Razón de amortiguamiento para el depósito morrénico a diferentes presiones de confinamiento	110
Figura N°4-7	: $G/G_{máx}$ para el suelo de baja permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento	111

Figura N°4-8	: Razón de amortiguamiento para suelo de baja permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento	111
Figura N°4-9	: $G/G_{máx}$ para los filtros subverticales a diferentes presiones de confinamiento	112
Figura N°4-10	: Razón de amortiguamiento para los filtros subverticales a diferentes presiones de confinamiento	112
Figura N°4-11	: $G/G_{máx}$ para el enrocado a diferentes presiones de confinamiento	113
Figura N°4-12	: Razón de amortiguamiento para el enrocado a diferentes presiones de confinamiento	113
Figura N°4-13	: $G/G_{máx}$ para roca	114
Figura N°4-14	: Razón de amortiguamiento para roca	114
Figura N°4-15	: Perfiles de las columnas C-01-MS y C-01-BT	119
Figura N°4-16	: Perfiles de las columnas C-02-BT y C-03-BT	119
Figura N°4-17	: Espectros amplificados - Columna C-02-BT - MCE	120
Figura N°4-18	: Espectro amplificado promedio - Columna C-02-BT - MCE	120
Figura N°4-19	: Variación del FS respecto al coeficiente sísmico	124
Figura N°5-1	: Trayectoria de esfuerzos efectivos del ensayo CD - Depósito morrénico	131
Figura N°5-2	: Deformación volumétrica vs deformación axial en laboratorio - Depósito Morrénico	132
Figura N°5-3	: Calibración del módulo de corte mediante ensayos MASW	133
Figura N°5-4	: Comparación de ensayos de laboratorio y el modelo HSS - Depósito Morrénico	134
Figura N°5-5	: Trayectoria de esfuerzos efectivos - Material del núcleo	135

Figura N°5-6	: Comparación de ensayos de laboratorio y el modelo HSS - Núcleo Impermeable	136
Figura N°5-7	: Envolventes de falla para el enrocado	138
Figura N°5-8	: Módulo de elasticidad en función de la presión vertical y el $D_{m\acute{a}x}$ de partícula	138
Figura N°5-9	: Condiciones de contorno del modelo numérico para realizar un análisis dinámico	143
Figura N°5-10	: Deformaciones cortantes en la columna de análisis - PLAXIS 2D	144
Figura N°5-11	: Sismo de Atico 2001 - $T_r = 475$ años - $u_{y,m\acute{a}x} = 26.65$ cm	145
Figura N°5-12	: Concentración de desplazamientos en el talud aguas abajo	146
Figura N°6-1	: Superficie de falla en condición estática - Equilibrio Límite	149
Figura N°6-2	: Superficie de falla en condición estática – SSR	149
Figura N°6-3	: Comparación de la respuesta en la cresta 1D y 2D - $T_r = 475$ años	150
Figura N°6-4	: Comparación de la respuesta en la cresta 1D y 2D - $T_r = 2,475$ años	150
Figura N°6-5	: Comparación de la respuesta en la cresta 1D y 2D - MCE	150
Figura N°6-6	: Superficie de falla en condición pseudoestática - Equilibrio Límite	153
Figura N°6-7	: Superficie de falla en condición pseudoestática – SSR	153
Figura N°6-8	: Asentamientos en la cresta - $T_r = 475$ años	154
Figura N°6-9	: Asentamientos en la cresta - $T_r = 2,475$ años	155
Figura N°6-10	: Asentamientos en la cresta - MCE	155

Figura N°6-11	: Comparación de desplazamientos por sismo con PLAXIS y método de Bray et al. (2018) - Tr = 475 años	157
Figura N°6-12	: Comparación de desplazamientos por sismo con PLAXIS y método de Bray et al. (2018) - Tr = 2,475 años	158
Figura N°6-13	: Comparación de desplazamientos por sismo con PLAXIS y método de Bray et al. (2018) - MCE	158
Figura N°6-14	: Comparación de asentamientos en la cresta con PLAXIS y método de Swaisgood (2013) - Tr = 475 años	159
Figura N°6-15	: Comparación de asentamientos en la cresta con PLAXIS y método de Swaisgood (2013) - Tr = 2,475 años	160
Figura N°6-16	: Comparación de asentamientos en la cresta con PLAXIS y método de Swaisgood (2013) - MCE	160

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

$1.5 T_s$:	Periodo degradado
$1D$:	Unidimensional
$2D$:	Bidimensional
a_h	:	Aceleración horizontal
c	:	Cohesión del suelo
CF	:	Contenido de
C_u	:	Coefficiente de uniformidad
D	:	Relación de amortiguamiento
D_{min}	:	Relación de amortiguamiento a pequeñas deformaciones (mínimo)
E	:	Módulo elástico
e	:	Relación de vacíos
E_{50}^{ref}	:	Módulo elástico de referencia al 50% de la resistencia pico
E_{oed}^{ref}	:	Módulo elástico oedométrico de referencia
E_{ur}^{ref}	:	Módulo elástico a descarga recarga de referencia
f	:	Función de la superficie de fluencia
f_n	:	Frecuencia natural de vibración
FS	:	Factor de seguridad
$FS_{Pseudoestático}$:	Factor de seguridad en condiciones pseudoestáticas
G	:	Módulo cortante
g	:	Aceleración de la gravedad
$G_{máx}$:	Módulo cortante a bajas deformaciones (máximo)
G_o^{ref}	:	Módulo cortante de referencia a deformaciones muy pequeñas
$HS-SS$:	Modelo Hardening Soil - Small Strain
I_a	:	Intensidad de Arias
IP	:	Índice de plasticidad
k_h	:	Coefficiente sísmico horizontal
$k_{máx}$:	Aceleración máxima en el talud
K_o^{nc}	:	Coefficiente de presión lateral de tierras no consolidado
k_y	:	Coefficiente de fluencia
m	:	Factor de dependencia de la rigidez
$msnm$:	Metros sobre el nivel del mar

M_w	:	Magnitud de momento
n	:	Modo de vibración
P_a	:	Presión atmosférica
P_{ref}	:	Presión de referencia
q_f	:	Carga de falla
R_f	:	Coefficiente de reducción
S_a	:	Aceleración espectral
$S_a(1.5 T_s)$:	Aceleración espectral correspondiente al periodo degradado
S_u	:	Resistencia no drenada del suelo
T_r	:	Periodo de retorno
T_s	:	Periodo fundamental de la masa deslizante
$\ddot{U}_{m\acute{a}x}$:	Aceleración máxima en cresta
ν	:	Relación de Poisson
ν_{ur}	:	Relación de Poisson a descarga recarga
V_c	:	Velocidad de propagación
V_s	:	Velocidad de ondas de corte
W	:	Peso de la masa deslizante
w_c	:	Contenido de agua
ATI 01	:	Sismo de Atico del año 2001
CDA	:	Canadian Dam Association
DPIS	:	Desplazamientos permanentes inducidos por sismo
FFT	:	Transformada rápida de Fourier
LIM 74	:	Sismo de Lima del año 1974
MASW	:	Análisis multicanal de ondas de superficie
MCE/MSC	:	Máximo sismo creíble
MEL	:	Método del equilibrio límite
NAMO:	:	Nivel de agua a máxima operación
OBE	:	Sismo base de operación
OCR	:	Índice de sobre consolidación
PGA	:	Aceleración máxima del terreno
PIS 07	:	Sismo de Pisco del año 2007
RC	:	Ensayo de columna resonante
SSR	:	Método de reducción de resistencia cortante empleado en elementos finitos
SUCS	:	Sistema unificado de clasificación de suelos

TS	:	Ensayo de corte torsional
TX-CD	:	Ensayo triaxial consolidado drenado
TX-CU	:	Ensayo triaxial consolidado no drenado
TX-UU	:	Ensayo triaxial no consolidado no drenado
γ	:	Deformación cortante
$\gamma_{0.7}$:	Deformación cortante correspondiente al 72.2% del módulo cortante máximo
γ_{ref}	:	Deformación cortante de referencia
ε	:	Deformación axial
ξ	:	Amortiguamiento del sistema
ρ	:	Densidad
σ'_o	:	Esfuerzo efectivo vertical
σ_3	:	Esfuerzo de confinamiento
σ_d	:	Esfuerzo desviador
σ_v	:	Esfuerzo vertical
τ_c	:	Esfuerzo cortante cíclico
τ_d	:	Fuerzas cortantes a favor del deslizamiento
τ_r	:	Fuerzas cortantes resistentes
φ	:	Ángulo de fricción del suelo
ψ	:	Ángulo de dilatancia del suelo
ω_n	:	Frecuencia circular natural de vibración

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

El Perú es un país ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona caracterizada por su alta sismicidad; asociado a este peligro sísmico, se puede discutir acerca de la vulnerabilidad que las construcciones cimentadas en diversos depósitos de suelo en nuestro país presentan frente a eventos de gran magnitud.

Muchos casos históricos se han registrado para dejar en evidencia que el diseño sísmico y la verificación de la estructura en condiciones durante y post-sismo son completamente necesarias para obtener una configuración que sea segura y estable en el tiempo, algunos de estos casos se mencionan a continuación:

1.1.1. Presa de tierra Yuracmayo

Presa de tierra zonificada de 50 m ubicada en la región Lima y diseñada en 1984, cuenta con un núcleo impermeable y drenes horizontales que permiten el control de flujo a través de la presa. Esta estructura fue concebida bajo un diseño que consideraba deformaciones inducidas por sismo y a la fecha se encuentra completamente funcional.

1.1.2. Depósito de relaves de Casapalca

Es una estructura geotécnica de 60 m de altura construida bajo el método “aguas arriba”, hoy prohibido por su muy pobre comportamiento sísmico, que precisamente falló por inestabilidad durante el sismo de 1952, ocasionando la muerte de numerosas personas y la contaminación del río Rímac. Actualmente se encuentra con las obras de cierre culminadas.

1.1.3. Presa de tierra Chang

Ubicada en Gujarat, India, esta presa se encuentra compuesta de tierra zonificada, tiene una pantalla de enrocado fino dentro de un núcleo de arcilla impermeable. Fue construida en 1963 con una longitud total de 1227 m y una altura máxima de 15.54 m. Cabe resaltar que esta presa fue diseñada en los años 50 sin tener en cuenta posibles efectos de eventos sísmicos en la zona, por lo que el 26 de enero de 2001, un sismo de $M_w = 7.6$ cuyo epicentro fue en Bhuj, India (muy cerca de la zona de la presa) ocasionó un deslizamiento con un desplazamiento de aproximadamente 6.5 m, generando la falla de la estructura.

1.1.4. Depósito de relaves Yauliyacu Nuevo

Estructura geotécnica ubicada en Casapalca, Perú, cuya construcción se realizó mediante el método aguas abajo. Cuenta con una altitud de 60 m, un talud de aproximadamente 22° y almacena un volumen de 3.7 millones de toneladas de relaves. En su tesis de grado, Navarro y Mogollón (2018) concluyeron que la estabilidad de la presa ante un evento sísmico de 975 años de periodo de retorno es adecuada. En este estudio se realizó un análisis dinámico bidimensional y la comprobación de los desplazamientos generados mediante métodos simplificados.

Como se observa, el primer ejemplo descrito si cuenta con un diseño preventivo de deformaciones ante un evento sísmico y por consiguiente, se puede concluir que es mucho más probable que esa estructura sea estable frente a un sismo, sin embargo, en casos como el depósito de Casapalca o la presa de tierra Chang, se observa la falta de análisis de estabilidad sísmica que son completamente necesarios en zonas como la nuestra, ya que de otra manera, el potencial daño que puede causar la falla de estas estructuras es muy grande. Asimismo, el cuarto ejemplo si bien no fue concebido bajo un diseño sísmico, el análisis actualizado de esta estructura nos permite concluir que actualmente es estable y no se requieren mayores intervenciones, cumpliendo con las regulaciones actuales.

1.1.5. Normativa utilizada

1.1.5.1. Nacional

Para el caso de presas de almacenamiento de agua, la Autoridad Nacional del Agua (ANA) emitió un manual de criterios de diseño correspondiente a obras hidráulicas en el ámbito de formulación de proyectos hidráulicos; este manual contiene información acerca del diseño de presas de tierra pequeñas e incluye clasificación según uso, ensayos de campo y laboratorio y estabilidad estática del embalse, sin embargo, en cuanto al alcance de la acción sísmica, únicamente se menciona que si el embalse está sujeto a estos fenómenos, se debería considerar el aumento de cargas y esfuerzos correspondientes más no especifican periodos de retorno de diseño o criterios de diseño.

Por otro lado, la guía de elaboración de planes de cierre de minas, elaborada por el MINEM (2006), bajo la Resolución Directoral No. 19-97-EM/DGAA del 23 de

Junio de 1997, sugiere un periodo de retorno de diseño no menor a 500 años para la condición de cierre para depósitos de relaves (aplicable también a estructuras de almacenamiento de agua) y, en caso el riesgo sea muy alto, recomienda aumentar este periodo, traducido en el incremento de la aceleración sísmica horizontal máxima (MHEA) y el coeficiente sísmico asociado; sin embargo, no especifica un rango de valores según la clasificación de riesgo obtenida.

1.1.5.2. Internacional

La Asociación de Presas Canadiense o CDA por sus siglas en inglés clasifica las presas para relaves y embalses de agua según el riesgo que presentan:

Tabla N°1-1: Clasificación de Presas

Clasificación por consecuencias	Población en riesgo	Vida	Pérdidas potenciales	
			Ambientales y culturales	Infraestructura y económicas
Bajo	Ninguna	0	Daños mínimos a corto plazo, sin pérdidas a largo plazo	Bajas pérdidas económicas; el área contiene limitada infraestructura o servicios
Significativo	Temporal únicamente	No especificada	No existe pérdida significativa o deterioro de vida silvestre o acuática. Únicamente pérdidas en hábitat marginal y la restauración o compensación de dicho ambiente es muy posible	Pérdidas en instalaciones recreacionales, espacios de trabajo temporales y vías de transporte usadas con baja frecuencia
Alto	Permanente	10 o menos	Pérdida o deterioro de hábitat silvestre o acuático importante. La restauración o compensación es muy posible	Altas pérdidas económicas que afectan infraestructura, transporte público e instalaciones comerciales
Muy Alto	Permanente	100 o menos	Pérdida o deterioro de hábitat silvestre o acuático importante. La restauración o compensación es	Muy altas pérdidas económicas que afectan infraestructura y servicios importantes (carreteras,

Clasificación por consecuencias	Población en riesgo	Vida	Pérdidas potenciales	
			Ambientales y culturales	Infraestructura y económicas
			posible pero impráctica	instalaciones industriales, estructuras de almacenamiento para sustancias peligrosas)
				Pérdidas extremas que afectan infraestructura crítica (hospitales, grandes complejos industriales, grandes almacenes de sustancias tóxicas, etc.)
Extremo	Permanente	Más de 100	Grandes pérdidas y deterioro de hábitat silvestre o acuático crítico. La restauración o compensación es imposible	

Fuente: CDA (2014)

Como criterios de diseño sísmico, la CDA asocia la clasificación por consecuencias presentada en la Tabla N°1-1 a un periodo de retorno específico según la Tabla N°1-2. En dicha tabla el MSC equivale al MCE para las condiciones geológicas y la topografía de la zona de estudio, este sismo puede tener un periodo de retorno menor a 10,000 años, por lo que, al darse este caso, se utilizará únicamente el MSC ya que no sería apropiado diseñar con un evento mayor al máximo que puede ocurrir.

Tabla N°1-2: Niveles objetivo para el peligro sísmico

Clasificación de la presa	Probabilidad anual de excedencia del sismo
Bajo	1/100
Significante	Entre 1/100 y 1/1000
Alto	1/2475
Muy Alto	1/2 entre 1/2475 y 1/1000 o MSC
Extremo	1/10000 o MSC

Fuente: CDA (2014)

1.2. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE INVESTIGACIÓN

La presa se encuentra ubicada en la franja central de la cordillera occidental de los Andes, al suroeste del Perú, a 150 km al suroeste de la ciudad de Puno, en la

provincia General Sánchez Cerro, departamento de Moquegua a una altitud entre 4,400 y 5,100 msnm. El clima es típico de la región sierra con una temperatura promedio anual de 9.8 °C.

Está proyectada para una capacidad de almacenamiento de 732,000 m³, la cual no incluye el volumen de sedimentos proyectado en el embalse cuyo valor es de aproximadamente 55,000 m³, para un periodo de operación de 5 años. El nivel máximo de almacenamiento será 4,509.5 msnm,

Los resultados de las investigaciones geotécnicas concluyeron que los niveles de cimentación varían de 3.0 m a 6.5 m a lo largo del eje de la quebrada, en donde predominan suelos sueltos permeables de origen aluvial y morrénico, en la ladera de la margen derecha donde predomina el depósito morrénico, el nivel de cimentación varía de 1.0 m a 5.5 m y en la ladera de la margen izquierda donde predomina el suelo coluvial, morrénico y el basamento rocoso, el nivel de desplante varía de 0.5 m a 3.0 m. Debajo de los niveles de cimentación definidos se encuentran estratos de suelos morrénicos y basamento rocoso, que tienen adecuadas características de resistencia para fines de cimentación compuesto principalmente por areniscas y limolitas. Por otro lado, para controlar las filtraciones en el cuerpo de la presa que sobrepasen los establecidos en los criterios de análisis, se proyectó un dentellón de material impermeable y un sector impermeabilizado a través de inyecciones de lechada de cemento (grouting) en sondajes ubicados en toda la extensión longitudinal del eje de la presa.

De acuerdo con los ensayos, en general, la zona donde se emplazará la presa está conformada por un depósito aluvial de 5.0 m de espesor y un depósito morrénico de 10 m a 20 m de espesor aproximadamente. Por debajo de estos materiales se encuentra el basamento rocoso de tipo limolitas y areniscas en diferente grado de fracturamiento. El depósito morrénico presenta un coeficiente de conductividad hidráulica promedio de 1.3×10^{-6} m/s y un espesor de estrato promedio de 1.4 m.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Calcular la respuesta sísmica no lineal de una presa de tierra y enrocado en base a aceleraciones, asentamientos, esfuerzos y desplazamientos horizontales

permanentes inducidos por sismo obtenidos del uso de métodos simplificados y análisis dinámicos bidimensionales para verificar la estabilidad de la estructura para diferentes periodos de retorno del sismo de diseño, los que representan la normativa nacional e internacional.

1.3.2. Objetivos Específicos

Generar acelerogramas sintéticos para someter a la estructura a sollicitaciones sísmicas de acuerdo con las aceleraciones y espectros de peligro uniforme correspondientes a los periodos de retorno a ser utilizados, haciendo uso de registros sísmicos históricos a ser ajustados espectralmente.

Calibrar los parámetros del modelo Hardening Soil Small Strain para los suelos que controlan el comportamiento de la presa, a fin de obtener un escenario más real basados en ensayos triaxiales y ensayos dinámicos.

Calcular los desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante metodologías simplificadas para obtener deformaciones en el talud y asentamientos en la cresta de la estructura.

Calcular asentamientos, aceleraciones y esfuerzos producidos en la estructura mediante el análisis dinámico bidimensional no lineal.

Comparar los métodos simplificados a utilizar con los resultados del análisis dinámico, para concluir cuál es el más adecuado en el cálculo de las deformaciones inducidas por sismo.

1.4. HIPÓTESIS

Las altas exigencias sísmicas aplicadas a presas de tierra y enrocado generan un comportamiento variable en la respuesta sísmica no lineal de la estructura en términos de desplazamientos, aceleraciones, asentamientos y esfuerzos que no se pueden medir de manera precisa con métodos simplificados para evaluar la estabilidad general y la posible afectación en las condiciones de servicio del embalse, por lo que es necesario realizar análisis no lineales bidimensionales de esfuerzo-deformación para simular condiciones más similares a la realidad.

1.5. ANTECEDENTES REFERENCIALES

Para realizar un análisis de la estabilidad sísmica de una presa se presentan dos opciones: la primera es utilizar los métodos simplificados existentes en la literatura, tales como Makdisi y Seed (1978), Houston *et al.* (1987), Bray *et al.* (2018), etc., y la segunda es realizar un análisis dinámico riguroso (esfuerzo-deformación) ya sea bidimensional o tridimensional de la estructura, mediante técnicas de elementos o diferencias finitas. Si bien la elección de un análisis dinámico riguroso no impide la utilización de métodos simplificados como un cálculo inicial y preliminar, estos tipos de análisis son bastante exigentes y se requiere de información geotécnica suficiente que justifique el uso de herramientas de análisis dinámico, por lo que su elección depende de la importancia de la estructura y de los riesgos asociados a una eventual falla de la misma, sin embargo, se espera que en el futuro este tipo de análisis se realicen de manera rutinaria.

Con respecto a los métodos simplificados, es necesario seleccionar el mejor método de acuerdo con el problema analizado y datos disponibles. Con relación a este tema, el estudio realizado por Osorio y Navarro (2018), indica lo siguiente:

“...se puede observar que el método que más difiere de los demás (otros métodos simplificados) es el de Makdisi Seed (1978), ya que diverge hasta en 454% en el caso más crítico (Moq2, Hardening Soil respecto a Makdisi-Seed) y 68% en el caso más conservador (PR1974, Hardening Soil respecto a Makdisi-Seed). Asimismo, se verifica que los resultados obtenidos por los métodos de Mohr-Coulomb y Hardening-Soil son muy similares, ya que presentan una variación mínima de entre 0.52% y 20% el primero respecto al segundo, en todos los métodos estudiados. Además, se observa que los desplazamientos obtenidos por el método Bray y Travasarou (2007), considerando el límite superior del método, se acercan mucho a los resultados obtenidos por Mohr-Coulomb, ya que los valores se encuentran en un intervalo de entre 38% y 63% del primero respecto al segundo.”

Por otro lado, Bray (2007) indica lo siguiente: “Existe una gran probabilidad de desplazamiento igual a cero (95%) para un evento de clase S3 en la presa La Villita, en donde el desplazamiento observado es igual a 1 cm, lo que se puede tomar como nulo en términos ingenieriles... por otro lado, para un evento de

magnitud S5, el desplazamiento observado fue de 4 cm y el rango obtenido del modelo fue de 0-10 cm, lo que indica una buena confiabilidad”. Lo anterior fue utilizado por el autor para indicar que el método propuesto por Bray y Travasarou (2007) era confiable en términos de predecir los desplazamientos inducidos por sismo.

Por otro lado, es importante mencionar que los análisis pseudoestáticos han sido hasta hace poco tiempo atrás los más comunes para representar el efecto del sismo en los análisis de estabilidad, utilizando un factor de proporcionalidad denominado coeficiente sísmico. Sin embargo, hoy en día este procedimiento, de por sí conservador, es cada vez menos utilizado prefiriéndose la determinación directa de desplazamientos permanentes inducidos por sismo. En ese sentido, la determinación de estos desplazamientos en una primera etapa puede ser realizado mediante métodos simplificados, los cuales proporcionan un índice del comportamiento de la estructura analizada, pero finalmente los análisis dinámicos son los más recomendables por su rigurosidad, sin embargo, no siempre son los más utilizados debido al mayor esfuerzo requerido en términos de tiempo y costo.

Para un análisis dinámico debe tenerse en cuenta el tipo de representación matemática del esfuerzo versus la deformación de los distintos materiales presentes, es decir, el modelo constitutivo, tanto para condiciones estáticas como dinámicas. Existen diversos modelos constitutivos especializados para cada tipo de material (roca, arcilla, arena, etc.), sin embargo, un modelo generalizado para la caracterización del suelo y que expresa muy bien su comportamiento es el modelo Hardening Soil. Con respecto a este último, Camacho y Nieto (2009) indican lo siguiente:

“Aunque los modelos Mohr-Coulomb y Hardening Soil predicen adecuadamente la falla del suelo, es decir, los dos modelos coinciden con el esfuerzo de falla para todas las simulaciones realizadas, se recomienda el uso del modelo Hardening Soil debido a la consideración de la variación de la rigidez dependiente del estado de esfuerzos y a la relación hiperbólica involucrada en su formulación. Además, la determinación de los parámetros de entrada es razonablemente sencilla, y representa una ventaja importante para hacer uso del modelo.”.

En este estudio los desplazamientos obtenidos con el modelo Mohr Coulomb fueron mayores a los obtenidos con el modelo Hardening Soil en un 2.32 %.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

2.1. PROPIEDADES DINÁMICAS DE LOS SUELOS

2.1.1. Generalidades

Para simular correctamente el comportamiento de los distintos tipos de suelo que se encuentran sometidos a cargas cíclicas, es necesario conocer sus propiedades dinámicas más básicas. Inicialmente estas se encuentran definidas por dos parámetros específicos: el módulo de corte (G) y la razón de amortiguamiento (D), los cuales son el cimienta de la caracterización dinámica de los materiales bajo el método lineal equivalente, sin embargo, para modelos constitutivos más avanzados como el modelo Hardening Soil Small Strain, es necesario incluir además un espectro más amplio de parámetros tal como se expondrá en capítulos posteriores.

Según Ishihara (1996), en la Figura N°2-1 y Figura N°2-2 se observa que la respuesta del suelo ante cargas cíclicas depende del nivel de deformación al que este sea sometido, las variables mencionadas no son constantes a lo largo de dicho rango, por lo que es natural concluir que el suelo tendrá un comportamiento no lineal (elasto-plástico) conforme dichas deformaciones aumentan y para los cuales existirán ciertos ensayos de laboratorio y modelos matemáticos correspondientes que puedan representar adecuadamente las relaciones esfuerzo - deformación para los fines convenientes.

Magnitud de la Deformación Cortante		10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
Fenómenos		Propagación de ondas, Vibración			Fisuramiento, Asentamiento Diferencial		Deslizamiento, Licuación
Características Mecánicas		Elástico			Elásto - Plástico		Falla
Efecto de Repetición de Carga		←-----→					
Efecto de Velocidad de Carga		←-----→					
Constantes		Módulo cortante, relación de Poisson, amortiguamiento					Angulo de fricción interna, Cohesión
Medición In-situ	Métodos Sísmicos	←-----→					
	Ensayo de vibración In-situ	←-----→					
	Ensayo de carga repetida	←-----→					
Medición en el Laboratorio	Propagación de ondas	←-----→					
	Columna resonante	←-----→					
	Ensayo de carga repetida	←-----→					

Figura N°2-1: Variación de las propiedades del suelo con la deformación cortante
 Fuente: Ishihara (1996)

Deformación Cortante	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³	10 ⁻²	10 ⁻¹
	Pequeña Deformación	Mediana Deformación		Grande Deformación	Deformación de Falla	
Elástico						
Elásto-Plástico						
Falla						
Efecto de Repetición de Carga						
Efecto de Velocidad de carga						
Modelo	Modelo Lineal Elástico		Modelo Visco Elástico		Modelo tipo Historia de Carga	
Método de análisis de la respuesta	Método Lineal		Método Lineal Equivalente		Método de Integración Paso a Paso	

Figura N°2-2: Modelamiento del suelo en función de los niveles de deformación cortante
Fuente: Ishihara (1996)

Por otro lado, Das (2011) indica que la naturaleza del suelo es de tipo histerética, es decir, que el medio disipa energía en función a la amplitud de la deformación a la que está sometido, por lo que, para obtener las propiedades mencionadas anteriormente, debemos hacer uso de una curva que grafique el esfuerzo cortante versus la deformación cortante producida en el elemento (curva histerética) como se muestra en la Figura N°2-3. Asimismo, Das (2011) explica que, para el cálculo del módulo de corte para cada una de las deformaciones solicitadas, se identifican los puntos de carga y descarga (puntos extremos de cada lazo histerético) y se traza una recta que una dichos puntos y que a su vez pase por el origen de coordenadas, la pendiente de dicha recta será el módulo de corte del suelo para el porcentaje de deformación cortante al que se obtiene el lazo histerético de análisis, tal como se muestra en la Figura N°2-4. Por otro lado, para obtener la razón de amortiguamiento, es necesario conocer la energía de deformación elástica, así como la energía disipada en un ciclo de carga y descarga como se muestra en la Figura N°2-4.

Posteriormente la razón de amortiguamiento se calcula con la siguiente relación:

$$D = \frac{\text{Área}_{Lazo}}{4\pi E} = \frac{\text{Área}_{Lazo}}{2\pi G \gamma^2} \quad (2-1)$$

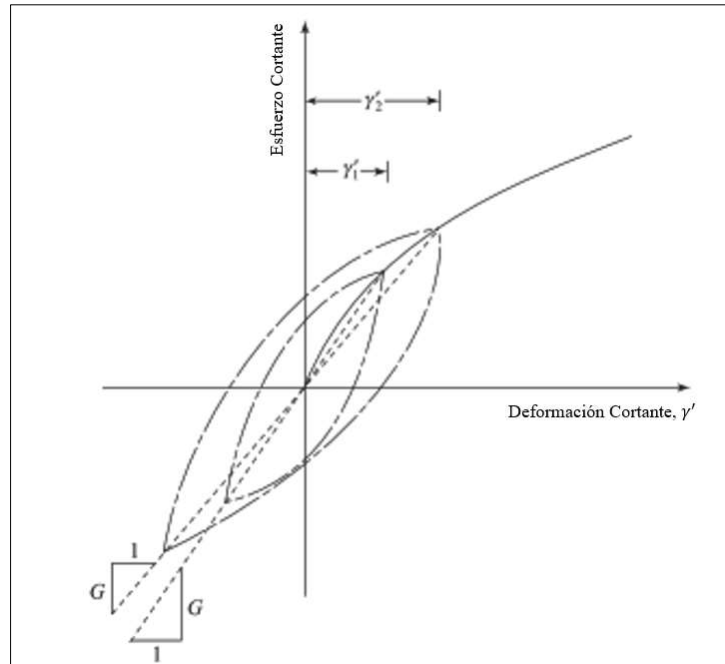


Figura N°2-3: Naturaleza de la variación del esfuerzo cortante versus la deformación cortante
 Fuente: Braja (2011)

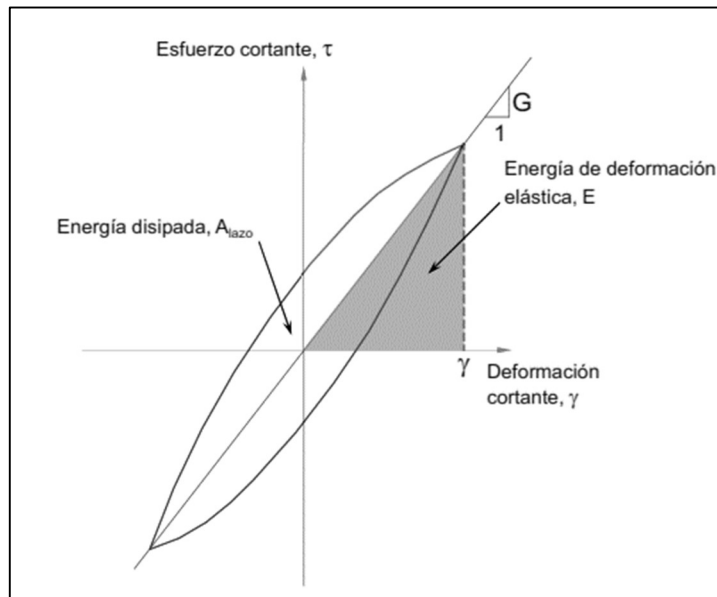


Figura N°2-4: Parámetros necesarios para el cálculo de la razón de amortiguamiento
 Fuente: Parra (2020)

Los procedimientos indicados deben ser realizados para diferentes valores de deformación cortante del ensayo cíclico, estableciendo otros parámetros tales como el módulo cortante máximo " $G_{m\acute{a}x}$ " (módulo cortante a deformaciones muy bajas), que servirán para graficar la curva de degradación de módulo cortante ($G/G_{m\acute{a}x}$) y poder caracterizar el comportamiento dinámico del suelo.

2.1.2. Ensayos de laboratorio

Para determinar las propiedades dinámicas del suelo existen tanto ensayos de campo como ensayos de laboratorio, los primeros utilizan la propagación de ondas en un medio continuo para establecer las velocidades de ondas de cuerpo (ensayos de refracción sísmica) y las velocidades de ondas de corte (ensayo de análisis multicanal de ondas superficiales o MASW) a fin de obtener el módulo de corte del suelo con relaciones empíricas sustentadas en un comportamiento elástico del material analizado.

Para fines de esta investigación se utilizaron resultados de ensayos de laboratorio realizados para la etapa de diseño de la presa.

2.1.2.1. Ensayo de columna resonante

Este ensayo consiste en excitar una columna de suelo en alguno de sus modos naturales de vibración. En la Figura N°2-5 se presenta un esquema del equipo. Una vez que la frecuencia de resonancia es conocida, la velocidad de ondas en el espécimen puede ser fácilmente determinada. Esta columna de suelo puede ser excitada tanto longitudinalmente como torsionalmente, aplicando velocidades de ondas de cuerpo o de corte respectivamente.

Una vez establecido el modo fundamental de la frecuencia de resonancia, se mide dicha frecuencia y la amplitud de vibración; luego se calculan las velocidades de propagación de ondas y las amplitudes de las deformaciones usando la teoría de la elasticidad, ya que el ensayo induce rangos de deformaciones muy pequeñas y el suelo no sobre pasa dicho comportamiento. Los diámetros ensayados son usualmente de 38, 50, 70, 100 y 150 mm. El ensayo proporciona valores del módulo de corte y razón de amortiguamiento para cada porcentaje de deformación cortante. Hardin y Richart (1963) señalan que existen dos tipos de equipos para este ensayo, uno para vibraciones longitudinales y otro para vibraciones torsionales. Ambos nos otorgarán resultados para una condición de vibración de baja amplitud. Para una condición libre en ambos extremos, tendremos las siguientes formulaciones:

$$V_p = \frac{\omega_n \cdot L}{n\pi} \quad (2-2)$$

Para $n = 1$, es decir, para el modo normal de vibración:

$$Vp = \frac{\omega_n \cdot L}{n\pi} = \frac{2\pi f_n \cdot L}{\pi} = 2f_n \cdot L \quad (2-3)$$

De la teoría de la elasticidad:

$$Vp = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = 2f_n \cdot L \quad (2-4)$$

Tenemos finalmente:

$$E = 4f_n^2 \rho L^2 \quad (2-5)$$

De manera similar, para el modo torsional en resonancia ($n = 1$):

$$Vs = 2f_n \cdot L \quad (2-6)$$

De la teoría de la elasticidad:

$$Vs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = 2f_n \cdot L \quad (2-7)$$

Tenemos finalmente:

$$G = 4f_n^2 \rho L^2 \quad (2-8)$$

Conociendo estos valores podemos calcular la relación de Poisson:

$$v = \frac{E}{2G} - 1 \quad (2-9)$$

Se debe tener en cuenta que los valores de las velocidades de ondas de corte y cuerpo aumentan conforme el esfuerzo de confinamiento aplicado a la muestra aumenta.

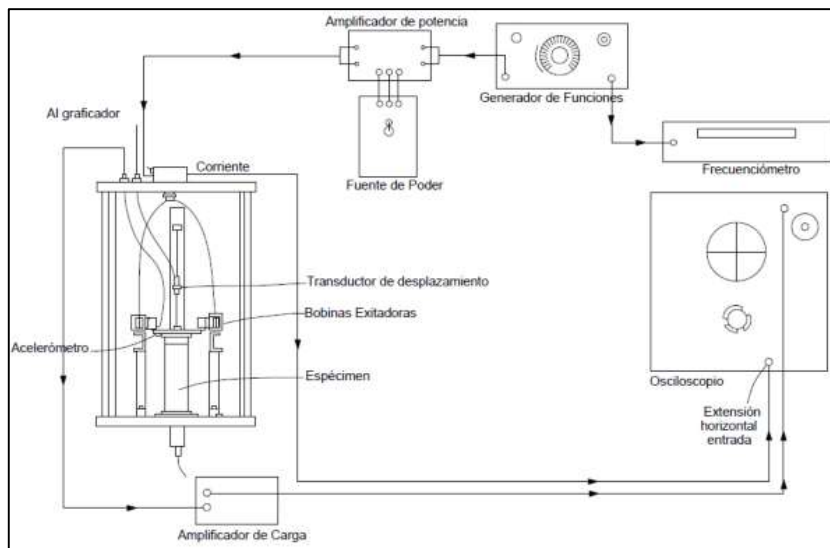


Figura N°2-5: Esquema del equipo utilizado para el ensayo de columna resonante
Fuente: Fernández (2014)

2.1.2.2. Ensayo triaxial cíclico

Según Jaime (1987), el ensayo triaxial cíclico se utiliza para determinar el módulo de Young (E) y la razón de amortiguamiento (D) de un suelo. Generalmente para este ensayo es común que la muestra se encuentre a una presión de confinamiento σ_3 para posteriormente aplicar un esfuerzo desviador $\Delta\sigma_d$ a la muestra similar a un ensayo triaxial estándar. Se utilizan especímenes cilíndricos, con una relación altura - diámetro de por lo menos 2:1, distribuidos en el equipo esquematizado en la Figura N°2-6.

Este ensayo permite simular ensayos de compresión (esfuerzo principal mayor en la dirección vertical) y extensión (esfuerzo principal mayor en la dirección horizontal), además de poder controlar la magnitud de estos esfuerzos principales.

El tamaño del espécimen es generalmente (diámetro x altura): 50x100, 75x150, 100x200, 150x300, 300x600 mm

Con este procedimiento se pueden obtener las trayectorias esfuerzo-deformación, así como ensayos de resistencia cíclica. Los parámetros dinámicos se pueden obtener con las relaciones elásticas y en el caso del amortiguamiento, este se puede calcular a partir de las curvas histeréticas resultantes del ensayo.

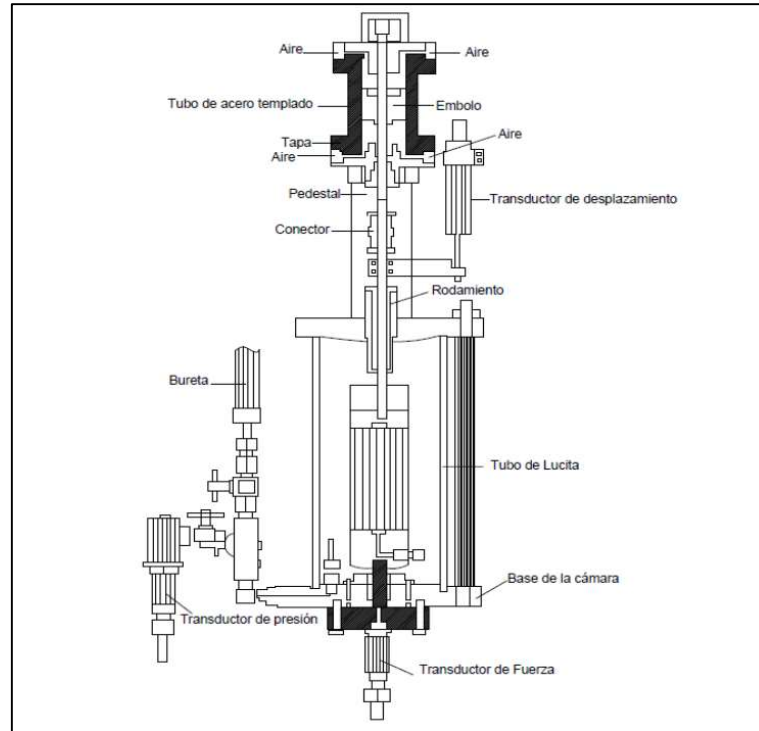


Figura N°2-6: Esquema del equipo utilizado para el ensayo triaxial cíclico
 Fuente: Jaime (1987)

2.1.2.3. Ensayo de corte simple cíclico

Das (2011) indica que este ensayo nos permite determinar el módulo de corte (G) y la razón de amortiguamiento de la muestra de suelo. Además, es útil para estudiar los parámetros de licuación de suelos no cohesivos saturados. En el ensayo de corte simple cíclico, el espécimen, usualmente de 20 a 30 mm de altura, con un diámetro de 60 a 80 mm, es sometido a un esfuerzo vertical " σ_v " y a un esfuerzo cortante cíclico " τ_c " como se muestra en la Figura N°2-7:

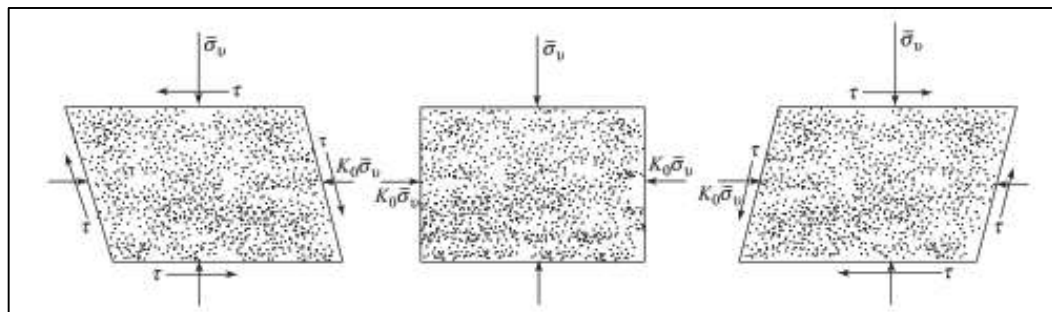


Figura N°2-7: Esfuerzos aplicados a la muestra en el ensayo de corte simple cíclico
 Fuente: Braja (2011)

El módulo de corte en este ensayo es determinado con la siguiente relación:

$$G = \frac{\text{Amplitud del esfuerzo cortante cíclico}}{\text{Amplitud de la deformación cortante cíclica}} \quad (2-10)$$

Asimismo, la razón de amortiguamiento puede ser determinada, de manera similar al ensayo triaxial cíclico, utilizando las curvas histeréticas resultantes, con las formulaciones anteriormente citadas.

Según Das (2011), se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones para este ensayo:

Para un valor dado de deformación cortante y esfuerzo vertical aplicado, el módulo de corte se incrementa con el número de ciclos de aplicación del esfuerzo cortante. La mayoría del incremento del parámetro "G" toma lugar en los primeros diez ciclos, después de lo cual el incremento en el esfuerzo cortante es muy pequeño.

Para un valor de esfuerzo vertical aplicado y un número de ciclos ensayados dado, el módulo de corte decrece conforme la amplitud del esfuerzo cortante aumenta, es decir se genera una degradación de este parámetro.

Para un valor de deformación cortante dado, el valor del módulo de corte aumenta conforme aumenta el esfuerzo vertical aplicado a la muestra.

El esquema del equipo de corte simple cíclico se muestra en la Figura N°2-8:

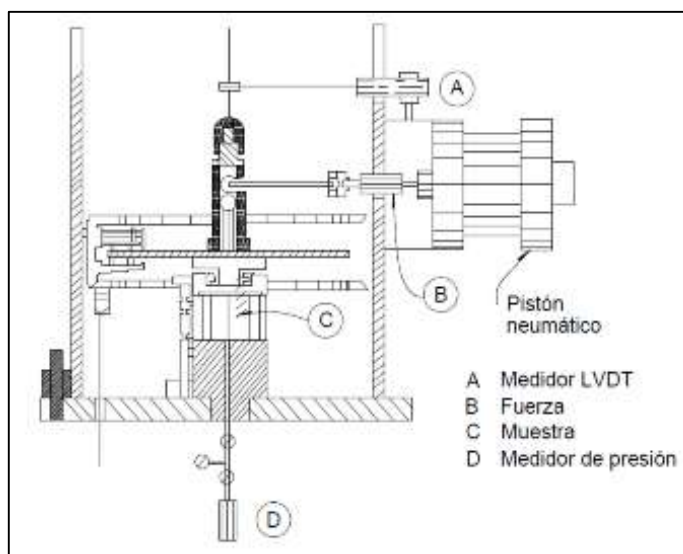


Figura N°2-8: Equipo utilizado para el ensayo de corte simple cíclico
Fuente: Jaime (1987)

2.1.3. Relaciones empíricas

La determinación de las propiedades dinámicas de los suelos haciendo uso de ensayos de laboratorio resulta en un costo muy grande que muchas veces no se está dispuesto a asumir. Como una alternativa de solución y para una primera aproximación al comportamiento dinámico del suelo bajo sollicitaciones sísmicas, diversos autores han formulado relaciones empíricas que nos permiten obtener dichos parámetros en función de variables más simples de calcular tales como la presión de confinamiento, el coeficiente de uniformidad o el índice de plasticidad, entre otros. Además, cada formulación recomienda el tipo de suelo al que es pertinente aplicarla.

Para efectos de esta investigación se seleccionaron las formulaciones más recientes y específicas para los tipos de suelo analizados, siendo estas expuestas a continuación.

2.1.3.1. Formulación de Wang (2018)

La tesis doctoral de Wang (2018) es la continuación de los trabajos realizados por Darendeli (2001) y Menq (2003), cuyos resultados para la obtención de la curva de degradación de módulo cortante y razón de amortiguamiento son aplicables a arcillas, limos y suelos mixtos y arenas gravosas respectivamente.

Para este fin se utilizó data de 253 ensayos realizados tanto en muestras inalteradas y disturbadas de suelos no cementados correspondientes a los grupos de arcillas, limos, arenas y gravas en condición de carga dinámica en el laboratorio geotécnico de la Universidad de Texas. Los tipos de suelos ensayados son mostrados en la Tabla N°2-1.

Tabla N°2-1: Distribución de los grupos de suelo según su clasificación SUCS

Grupo de suelo	SUCS
Grupo de arena limpia y grava	GP, SP, SP-SM, SW, SW-SM
Grupo de limo no plástico y arena	SM, SP-SM, SW-SM, ML
Grupo de suelos arcillosos	SC, SM-SC, CH, CL, CL-ML, MH, ML

Fuente: Wang (2018)

Wang (2018) dividió su estudio en el cálculo del módulo cortante máximo y la razón de amortiguamiento mínima para posteriormente graficar las curvas de degradación de módulo cortante y razón de amortiguamiento versus la

deformación cortante, para esto empleó las siguientes formulaciones cuyos parámetros se presentan en la Tabla N°2-2:

$$G_{m\acute{a}x} = C_G \cdot F_G \cdot F_{(\sigma_0)} \quad (2-11)$$

Tabla N°2-2: Parámetros de cálculo para $G_{m\acute{a}x}$ según la clasificación del suelo

Grupo de arenas limpias y gravas (CF ≤ 12%)	
C_G	1335 ksf (63.9 MPa)
F_G	$C_u^{-0.21} \cdot e^{-1.12 - (0.09 \cdot D_{50})^{0.54}}$
$F_{(\sigma_0)}$	$\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{0.48 \cdot C_u^{0.08} - 1.03 \cdot CF}$
Grupo de limos no plásticos y arenas (CF > 12% y no plástico)	
C_G	1770 ksf (84.8 MPa)
F_G	$e^{-0.53} \cdot (1 - 1.32 \cdot w_c)$
$F_{(\sigma_0)}$	$\left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)^{0.52}$
Grupo de suelos arcillosos (CF > 12% y plásticos)	
C_G	4865 ksf (232.9 MPa)
F_G	$(1 + 0.96 \cdot e)^{-0.2 \cdot 42} \cdot (1.92 + OCR)^{0.27 + 0.46 \cdot IP} \cdot (1 - 0.44 \cdot CF)$
$F_{(\sigma_0)}$	$\left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)^{0.49}$

Fuente: Wang (2018)

Se debe tener en cuenta que el índice de plasticidad, el contenido de finos y el contenido de agua están en una notación decimal. “ D_{50} ” se encuentra en milímetros.

Calculado “ $G_{m\acute{a}x}$ ”, se presenta la siguiente relación para la curva de degradación de módulo cortante y sus parámetros en la Tabla N°2-3:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{mr}}\right)^a\right)^b} \quad (2-12)$$

Tabla N°2-3: Parámetros de cálculo para $G/G_{m\acute{a}x}$ según la clasificación del suelo

Grupo de arenas limpias y gravas (CF ≤ 12%)	
b	$0.844 - 1.897 \cdot CF$
a	$CF + 0.834$
γ_{mr} (%)	$(0.048 \cdot e^{0.089 \cdot C_u} + 0.008) \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{0.400}$
Grupo de limos no plásticos y arenas (CF > 12% y no plástico)	
b	$0.486 - 0.006 \left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)$
a	$(1.495 \cdot e + 3.079 \cdot CF)^{0.121}$
γ_{mr} (%)	$(0.031 \cdot e - 0.003) \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{0.405 - 0.193 \cdot FC}$
Grupo de suelos arcillosos (CF > 12% y plásticos)	
b	$0.586 - 0.098 \cdot e - 0.135 \cdot CF$
a	$0.896 + 0.412 \cdot CF + 0.534 \cdot IP$
γ_{mr} (%)	$(0.02 \cdot e + 0.004 \cdot CF) \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a} + 0.42 \cdot OCR\right)^{0.447 - 0.27 \cdot IP}$

Fuente: Wang (2018)

Se debe tener en cuenta que el índice de plasticidad y el contenido de finos están en una notación decimal.

Por otro lado, la formulación para el cálculo de la razón de amortiguamiento mínimo es la siguiente (los parámetros se presentan en la Tabla N°2-4):

$$D_{min} = C_D \cdot F_D \cdot F_{(\sigma_0)} + \delta_D \quad (2-13)$$

Tabla N°2-4: Parámetros de cálculo para D_{min} según la clasificación del suelo

Grupo de arenas limpias y gravas (CF ≤ 12%)	
C_D	0.6 %
F_D	$(0.99 + w_c)^{7.45-15.23 \cdot e+4.29 \cdot D_{50}} \cdot (1 + 21.17 \cdot CF)$
$F_{(\sigma_0)}$	$\left(\frac{\sigma_0}{P_a}\right)^{-0.14}$
δ_D	NA
Grupo de limos no plásticos y arenas (CF > 12% y no plástico)	
C_D	52.16 %
F_D	$(0.41 \cdot e)^{0.81 \cdot FC+5.2 \cdot e} \cdot (1 + 5.35 \cdot CF)$
$F_{(\sigma_0)}$	$\left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)^{-0.19}$
δ_D	NA
Grupo de suelos arcillosos (CF > 12% y plásticos)	
C_D	4.86 %
F_D	$(1.99 + CF)^{-1.91 \cdot e-6.5 \cdot PI} \cdot (1 + 106.75 \cdot IP^{1.64})$
$F_{(\sigma_0)}$	$\left(\frac{\sigma'_0}{P_a}\right)^{-0.19}$
δ_D	$(0.46 \cdot IP)^{1.73-1.34 \cdot e}$

Fuente: Wang (2018)

Se debe tener en cuenta que el índice de plasticidad, el contenido de finos y el contenido de agua están en una notación decimal, D_{50} se encuentra en milímetros, NA = No aplicable

Calculado D_{min} , se presenta la relación para la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante (los parámetros se presentan en la Tabla N°2-5):

$$D = \frac{d \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_D}\right)^c + D_{min}}{\left(\frac{\gamma}{\gamma_D}\right)^c + 1} \quad (2-14)$$

Tabla N°2-5: Parámetros de cálculo para "D" según la clasificación del suelo

Grupo de arenas limpias y gravas (CF ≤ 12%)	
d	18.13 %
c	$0.93 \cdot e^{0.34-0.8 \cdot e}$
γ_D (%)	$0.13 \cdot C_u^{-0.31} \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a} + 22.04 \cdot CF\right)^{0.47-CF}$
Grupo de limos no plásticos y arenas (CF > 12% y no plástico)	
d	12.13 %
c	$1.39 \cdot e^{0.27}$
γ_D (%)	$0.0025 \cdot \left(\frac{\sigma_0}{P_a} + 5.73 \cdot e + 9.17 \cdot CF\right)^{1.47-0.52 \cdot CF}$
Grupo de suelos arcillosos (CF > 12% y plásticos)	
d	21.7 %
c	$(1.91 \cdot FC)^{1.62 \cdot IP}$
γ_D (%)	$0.11 \cdot \left(0.12 \cdot \frac{\sigma_0}{P_a} + 5.29 \cdot w_c - CF\right)^{1.45-IP+w_c-1.09 \cdot CF}$

Fuente: Wang (2018)

Se debe tener en cuenta que el índice de plasticidad, el contenido de finos y el contenido de agua están en una notación decimal.

Wang utilizó una combinación de ensayos de columna resonante y corte torsional en muestras de 36, 76 y 152 mm de diámetro. Los resultados obtenidos fueron ajustados bajo modelos hiperbólicos

2.1.3.2. Formulación de Rollins et al. (2020)

Para el caso de suelos gravosos, Rollins et al. (2020) planteó dos ecuaciones que permiten obtener la curva de degradación de módulo cortante y la razón de

amortiguamiento, la data procesada en este estudio corresponde a suelos gravosos cuya densidad relativa varía del 27% al 95%, con un tamaño máximo de partícula de 10 mm a 150 mm, asimismo, el estudio plantea ensayos realizados para muestras de suelo con un coeficiente de uniformidad (C_u) que varía en el rango de 1.33 a 83.3, con un porcentaje de grava del 40% al 90%.

Estas muestras fueron sometidas a ensayos de corte triaxial cíclico (58% del total), corte cíclico torsional (20%) y columna resonante (22%). El contenido de finos de las muestras varió entre 0% a 9%, pero generalmente fueron menores a 5%.

Las relaciones resultantes para la curva de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento fueron las siguientes:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{\gamma}{0.0046 \cdot (C_u)^{-0.197} \cdot (\sigma'_0)^{0.52}}\right)^{0.84}\right)} \quad (2-15)$$

$$D = 26.05 \cdot \left(\frac{\gamma}{1 + \gamma}\right)^{0.375} \cdot C_u^{0.08} \cdot \sigma'^{-0.07}_0 \quad (2-16)$$

Donde:

- C_u : Coeficiente de uniformidad.
 γ : Esfuerzo cortante en el punto de análisis.
 σ'_0 : Esfuerzo efectivo vertical aplicado en el suelo.

2.2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

2.2.1. Generalidades

Según Das (2011) y tal como se muestra en la Figura N°2-9, un talud puede ser definido como cualquier superficie de terreno expuesta que está sometida a una inclinación respecto a la horizontal y este puede ser de material natural o construido. En este caso, una componente de fuerza ocasionada por la aceleración de la gravedad actuará en el talud, generando fuerzas de corte internas que, de ser lo suficientemente grandes, generarán un deslizamiento en el mismo, definiendo una superficie de falla como se muestra en la siguiente figura:

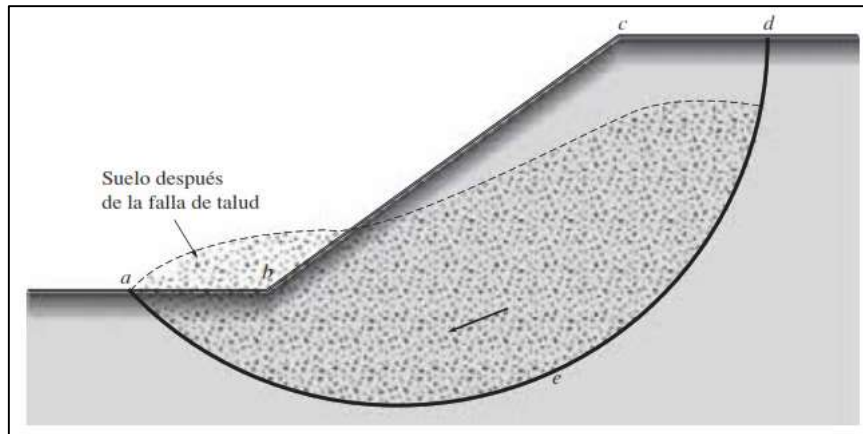


Figura N°2-9: Falla de un talud
Fuente: Braja (2011)

Matemáticamente este escenario ocurre cuando las fuerzas cortantes son mayores a las fuerzas resistentes, dicho de otra manera, la condición de falla inminente para un talud se da cuando estas fuerzas se igualan:

$$\tau_d = \tau_r \quad (2-17)$$

Según el modelo constitutivo de Mohr Coulomb, la resistencia cortante de un suelo (τ_r) se define como una relación lineal entre la cohesión del material, su respectivo ángulo de fricción y el esfuerzo vertical al que este esté sometido:

$$\tau_r = c + \sigma' \cdot \tan(\phi) \quad (2-18)$$

Sin embargo, diseñar un talud que tan solo cumpla con que estas fuerzas estén en equilibrio sería demasiado riesgoso, por lo que se introduce el concepto de factor de seguridad.

Este factor nos permite tener un margen de seguridad respecto a la máxima deformación cortante que puede soportar el talud antes de fallar. Matemáticamente se define con la siguiente relación:

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_d} \quad (2-19)$$

Esto significa, que, para un $FS > 1$, el talud puede considerarse en equilibrio y fuera del riesgo de falla. Generalmente se toma un valor de $FS = 1.5$ para garantizar la seguridad del talud analizado considerando criterios de diseño nacionales.

2.2.2. Métodos de equilibrio límite

El primer paso para tener un mejor entendimiento de los métodos de equilibrio límite se encuentra en el método de las dovelas, ya que de este nacen todas las formulaciones posteriores.

En general, el procedimiento consiste en seleccionar una posible superficie de falla (ya sea circular o no) y dividir la masa deslizante en rebanadas o “dovelas” para analizar cada una independientemente según las fuerzas actuantes en cada porción de suelo. El procedimiento se ilustra en la Figura N°2-10.

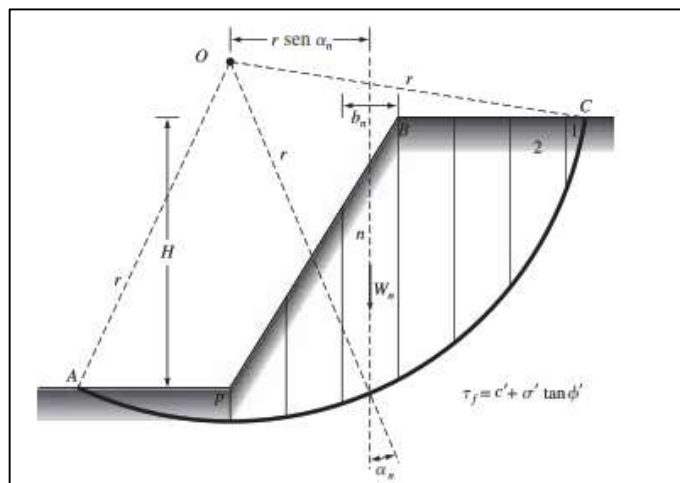


Figura N°2-10: Análisis de estabilidad por el método de dovelas: superficie de falla de prueba
 Fuente: Braja (2011)

Posteriormente se identifican las fuerzas y componentes de peso actuantes en las divisiones resultantes y se procede a hallar el factor de seguridad global haciendo una combinación de estas.

En las ecuaciones presentadas anteriormente se sustenta el cálculo de la fuerza cortante resistente al desplazamiento del talud, sin embargo, esta no es la única fuerza que actúa sobre la masa de suelo a analizar ya que quedarían fuera de la ecuación componentes como el rozamiento interno, las fuerzas hidrostáticas en caso existiera un nivel freático influyente en la superficie de falla, la componente

del peso de la masa de suelo que genera los esfuerzos cortantes que son los principales aportantes al deslizamiento, entre otras que podrían contribuir a la estabilidad o la falla del talud, es por esto que diversos autores han planteado soluciones que abarcan desde idealizaciones muy simplificadas hasta complejos planteamientos a fin de obtener el factor de seguridad para un talud en específico.

Sin embargo, la literatura que detalla estos métodos es amplia, por lo que únicamente se expondrán los planteamientos más empleados en los diseños geotécnicos actuales.

2.2.2.1. Método de Spencer (1967)

Esta formulación parte del método de las dovelas, siendo este uno de los procedimientos llamados “rigurosos” por la rigurosidad empleada en las consideraciones de las fuerzas actuantes en cada una de las divisiones. En este método se escoge una dovela arbitrariamente y se identifican las fuerzas actuantes como se muestra en la Figura N°2-11:

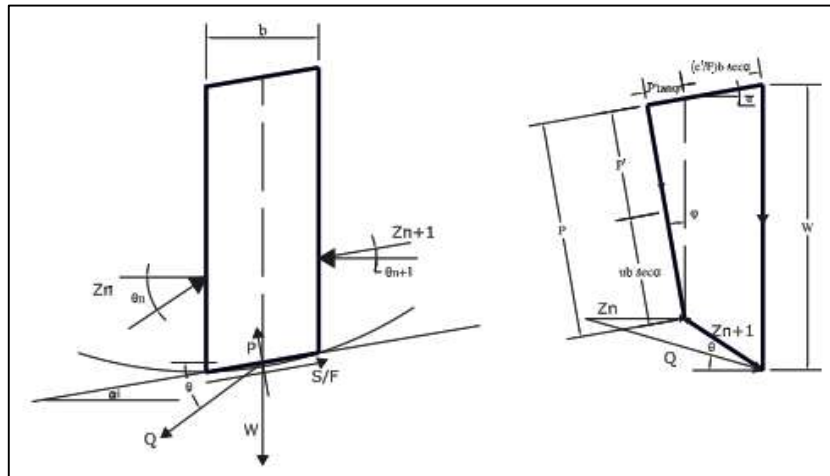


Figura N°2-11: Fuerzas consideradas en el método de Spencer (1967)
 Fuente: Sarmiento (2010)

En este método se toma en cuenta la acción de las fuerzas internas, sin embargo, la hipótesis principal es asumir una relación constante entre el valor de la fuerza de corte y la normal a la dovela en cuestión. La fuerza “ Z_n ” mostrada en la figura anterior se debe considerar como la resultante de las fuerzas internas de la siguiente dovela, con sus respectivas componentes normales y cortantes.

Formulada matemáticamente, la relación del factor de seguridad para este método se puede expresar como sigue:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot l \cdot \cos(\alpha) + (p - u \cdot l) \tan(\phi') \cdot \cos \alpha]}{\sum P \cdot \sin(\alpha) + \sum k \cdot W \pm A} \quad (2-20)$$

Se cumplen las condiciones de equilibrio, fuerzas verticales, horizontales y sumatoria de momentos en un punto dado.

2.2.2.2. Otros métodos

La Tabla N°2-6 resume los métodos de equilibrio límite más utilizados durante los últimos 50 años.

Tabla N°2-6: Descripción de los procedimientos de estabilidad de taludes por equilibrio límite

Procedimiento	Condiciones de equilibrio satisfechas			Forma de la superficie de falla	Consideraciones
	M	V	H		
Ordinario de dovelas (Fellenius, 1927)	Si	No	No	Circular	Fuerzas entre dovelas nulas
Bishop modificado (1955)	Si	Si	No	Circular	Fuerzas entre dovelas horizontales
Janbu generalizado de dovelas (1973)	Si	Si	Si	Cualquiera	Fuerzas entre dovelas paralelas
Morgenstern y Price (1965)	Si	Si	Si	Cualquiera	Fuerzas de corte y normal entre dovelas relacionadas por $X/E=\lambda f(x)$

Fuente: Pérez (2017)

Donde:

- M : Ecuación de momentos
V : Fuerzas en dirección vertical
H : Fuerzas en dirección horizontal

2.2.3. Análisis pseudoestático

Para incluir la acción de un sismo de manera simplificada en el análisis de estabilidad de un talud se procede a idealizarlo como una fuerza horizontal

proporcional al peso de la masa deslizante. Según Kramer (1996), la magnitud de dichas fuerzas se puede formular de la siguiente manera:

$$F_h = \frac{a_h \cdot W}{g} = k_h \cdot W \quad (2-21)$$

En donde “ a_h ” es la aceleración horizontal producida por el evento sísmico, “ k_h ” es el coeficiente pseudoestático, que se define como la relación entre la aceleración horizontal y la aceleración de la gravedad y “ W ”, el peso de la masa encima de la superficie de falla.

Kramer (1996) detalla la obtención de un coeficiente sísmico de manera simplificada y utilizando únicamente el 50% de la aceleración pico (PGA) para un cierto periodo de retorno de análisis, sin embargo, Bray *et al.* (2018), nos muestra un procedimiento más racional para la obtención del coeficiente sísmico o pseudoestático en función de un desplazamiento permisible, el periodo natural de la masa deslizante, la aceleración correspondiente al periodo degradado y la magnitud de momento del sismo en cuestión. Esta formulación racional viene dada por las siguientes relaciones:

$$k = \exp \left[\frac{-a + \sqrt{b}}{0.780} \right] \quad (2-22)$$

Donde:

$$a = 3.353 - 0.538 \cdot \ln(Sa(1.5T_s))$$

$$b = a^2 - 1.560 \{ \ln(D_a) + 6.896 - 3.060 \ln(Sa(1.5T_s)) + 0.225 [\ln(Sa(1.5T_s))]^2 - 3.081 T_s - c(T_s) - 0.550 \cdot (M) - \varepsilon \}$$

$$c(T_s) = -0.803 \text{ si } T_s \geq 0.10s$$

$$c(T_s) = 0.00 \text{ si } T_s < 0.10s$$

Luego de hallar “ k_h ” se procede a incluir dicha fuerza horizontal en cualquiera de los métodos de equilibrio límite existentes en la literatura según lo expuesto en la Figura N°2-12 a fin de calcular un factor de seguridad pseudoestático, evidentemente menor que el factor de seguridad en condiciones estáticas.

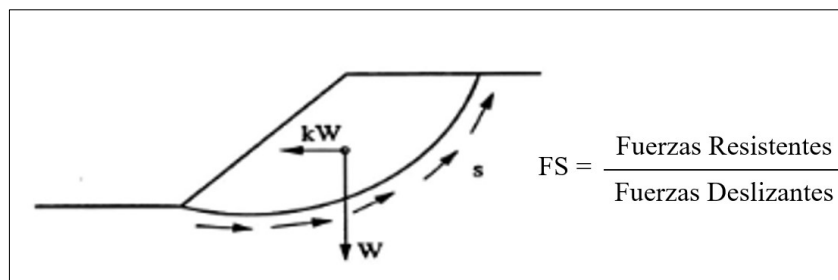


Figura N°2-12: Análisis de estabilidad pseudoestático
Fuente: Bray y Travasarou (2009)

2.2.4. Desplazamientos permanentes inducidos por sismo (DPIS)

Las estructuras geotécnicas tales como presas de retención de agua están sometidas a esfuerzos constantes que generan deformaciones a lo largo de los taludes aguas arriba y abajo, así como en la corona y en el cuerpo de la presa por diversas razones, ya sea la presión que ejerce el agua o el fenómeno de consolidación si estamos frente a un núcleo impermeable de material fino. Sin embargo, Kramer (1996) detalla que algunas de estas deformaciones pueden ser insignificantes en términos ingenieriles, ya que se considera que no serán un peligro para la presa o las estructuras relacionadas a ella. Asimismo, se indica que incluso luego de ocurrido un evento sísmico, los desplazamientos permanentes que este ha generado en la presa pueden ser despreciables, sin embargo, para los DPIS que son de mayor magnitud, se debe hacer un análisis más riguroso, ya que estos podrían poner en riesgo todo el proyecto.

Para este fin, Bray (2014) agrupa tres factores críticos para el cálculo de estas deformaciones:

- El coeficiente de fluencia " k_y ", que caracteriza la máxima aceleración horizontal que puede resistir la estructura antes de la falla, es decir cuando su $FS_{pseudoestático} = 1$.
- El registro tiempo - historia del sismo en cuestión, que nos permitirá obtener los valores pico del espectro de respuesta para saber cuál es la aceleración a la cual estará sometida la presa.
- La respuesta sísmica unidimensional o bidimensional de la presa en toda su altura, que permitirá obtener los valores de la aceleración del registro sísmico en la base de la superficie deslizando, generando resultados con mayor precisión.

2.2.5. Métodos numéricos

Las herramientas computacionales de análisis geotécnico más actuales usan los métodos de elementos finitos (PLAXIS) o de las diferencias finitas (FLAC) para realizar análisis de esfuerzo - deformación y obtener un incremento en los esfuerzos cortantes dentro del talud analizado conforme se reducen los parámetros resistentes, es decir, el ángulo de fricción y la cohesión del material.

Cuando la matriz de rigidez del medio continuo discretizado toma valores muy pequeños (cerca de cero), el programa automáticamente detiene los cálculos y presenta los resultados obtenidos. Ya que uno de los elementos de la matriz global llegó a un estado de rigidez nula, los desplazamientos obtenidos serán muy grandes y se presentará un escenario de falla. Al graficar los incrementos de esfuerzos cortantes calculados en la sección, estos definirán una superficie de falla en el talud tal como se muestra en la Figura N°2-13, y se podrá calcular el factor de seguridad.

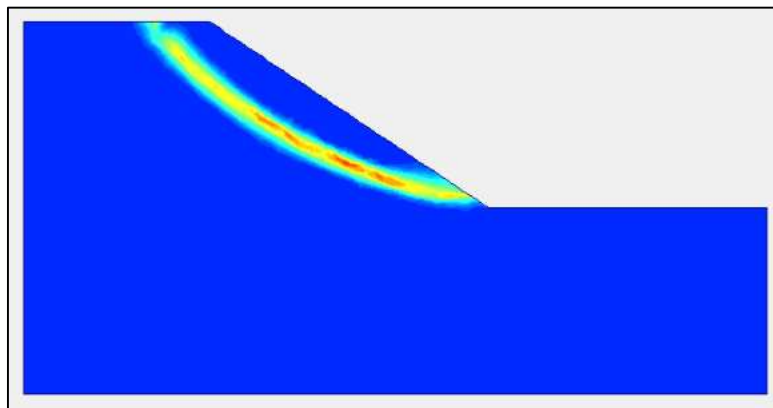


Figura N°2-13: Incremento de esfuerzos cortantes en un talud analizado por elementos finitos

Para el caso de un análisis pseudoestático, PLAXIS 2D introduce una fuerza proporcional al peso la cual está definida de manera similar al método de equilibrio límite con un coeficiente horizontal ingresado en formato de aceleración. A diferencia del método de equilibrio límite, la fuerza utilizada en el análisis numérico mediante PLAXIS 2D se encuentra aplicada a todo el modelo, es decir, a toda la malla de elementos finitos, permitiendo de esta manera generar un escenario pseudoestático.

2.3. RESPUESTA SÍSMICA UNIDIMENSIONAL

2.3.1. Propagación de ondas

Durante un evento sísmico se genera una gran liberación de energía que se traslada a lo largo del medio continuo en forma de ondas con diferentes características.

Si el medio de propagación es homogéneo, isotrópico, elástico e infinito, se generan ondas de cuerpo, las cuales se clasifican como ondas compresionales o primarias también conocidas como ondas “P” y ondas cortantes o secundarias también conocidas como ondas “S” con una velocidad de propagación que varía según lo mostrado en la Figura N°2-14, sin embargo, es conocido que los estratos de suelo no presentan las condiciones ideales mencionadas líneas arriba ya que estos son anisotrópicos, heterogéneos y generalmente no elásticos debido a su baja rigidez, por lo que bajo estas consideraciones se generan a su vez, otro tipo de ondas denominadas ondas superficiales, las cuales están compuestas por las ondas “Love” y las ondas “Rayleigh”.

Las ondas que presentan una mayor tendencia destructiva a las estructuras que afectan son mayoritariamente las ondas cortantes u ondas “S” debido a que generan grandes esfuerzos cortantes producto del movimiento perpendicular al eje de propagación que las caracteriza. Es por este motivo que, al evaluar el desempeño sísmico de los suelos frente a cargas sísmicas, se utilizan propiedades asociadas a este tipo de ondas tal como el módulo de corte del material.

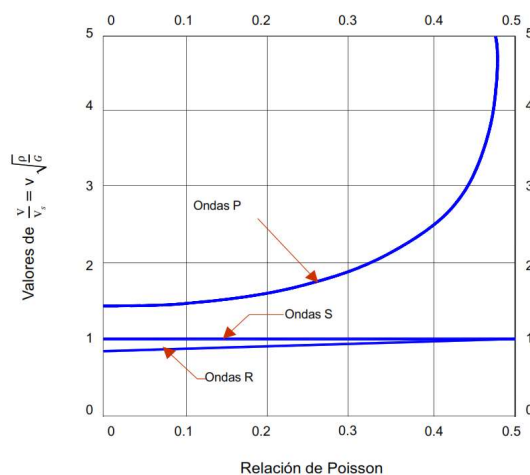


Figura N°2-14: Velocidades de propagación según tipo de onda con la relación de Poisson
Fuente: Parra (2020)

2.3.2. Registro tiempo - historia

Según Kramer (1996) los sismos pueden ser descritos por tres componentes rotacionales y tres componentes traslacionales, sin embargo, las componentes rotacionales son despreciadas en la práctica, ya que no presentan tanta importancia como las otras descritas. En el caso de las componentes traslacionales, tenemos que estas están descritas por las direcciones Norte - Sur, Este - Oeste y la componente vertical, que usualmente también es despreciada.

Para caracterizar un sismo, es necesario contar con el registro de aceleraciones en función del tiempo (ver Figura N°2-15) que puede ser obtenido de un acelerógrafo, que cuenta con un periodo de registro que se encuentra en un rango entre los 0.01 y 0.02 segundos.

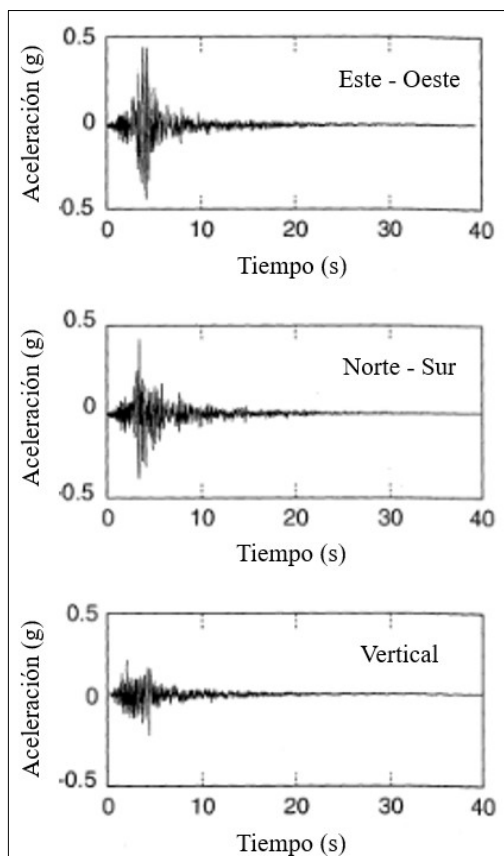


Figura N°2-15: Registro tiempo-historia del sismo de Loma Prieta (1989), California
 Fuente: Kramer (1996)

2.3.3. Corrección del registro tiempo - historia

Según Boore y Bommer (2004) los acelerogramas procuran mucha información a la ingeniería ya que nos permiten tener una visión más amplia de la naturaleza del fenómeno, sin embargo, la data obtenida de estos instrumentos es limitada y muchas veces se encuentra influenciada por vibraciones ajenas al evento sísmico, así como errores de instrumentación.

2.3.3.1. Corrección por instrumentación

Según Boore y Bommer (2004) las correcciones instrumentales solo serán relevantes para problemas particulares, tales como respuesta en planta de maquinarias y componentes no estructurales, en donde frecuencias por encima de los 20 Hz son de mayor relevancia. Un ejemplo se muestra en la Figura N°2-16.

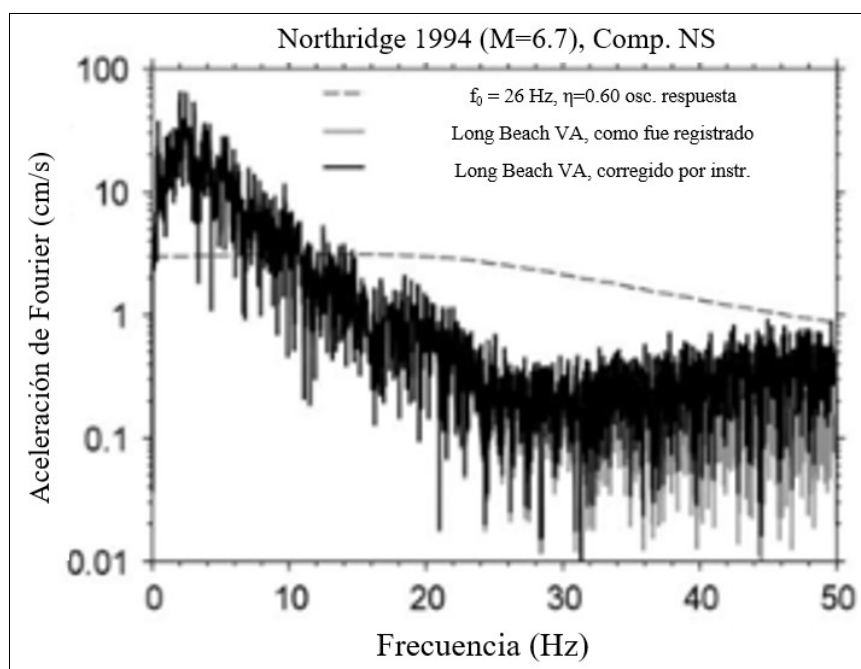


Figura N°2-16: Ejemplo de corrección por instrumentación en un sismo de $M_w=6.7$
Fuente: Boore y Bommer (2004)

2.3.3.2. Corrección por línea base

Por otro lado, Boore y Bommer (2004) detallan que otro problema de gran relevancia en el procesamiento de estos registros se encuentra en el marco de las distorsiones y cambios o alejamientos de la tendencia del sismo (línea base) como se muestra en la Figura N°2-17, que resultan en velocidades y desplazamientos irreales. Una forma de corregir esto es utilizando el ajuste por línea base, que

pueden ser rectas o polinomios que remuevan el “ruido” de periodos largos de registro.

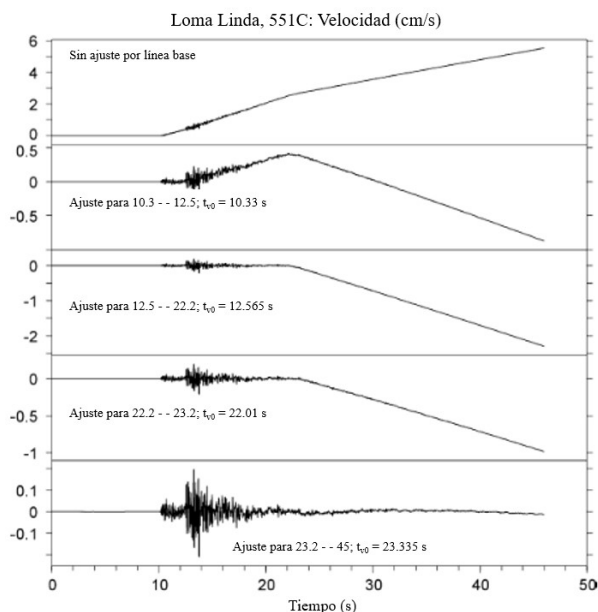


Figura N°2-17: Registro de velocidades corregido por línea base
 Fuente: Boore y Boomer (2014)

2.3.3.3. Corrección por filtro

Por último, esta corrección es ejemplificada en la Figura N°2-18 con el principio de que la velocidad del sismo al final del registro debe ser nula, ya que evidentemente el evento ha finalizado, sin embargo, los desplazamientos generados no necesariamente deben tener una magnitud igual a cero, ya que pueden existir deformaciones permanentes.

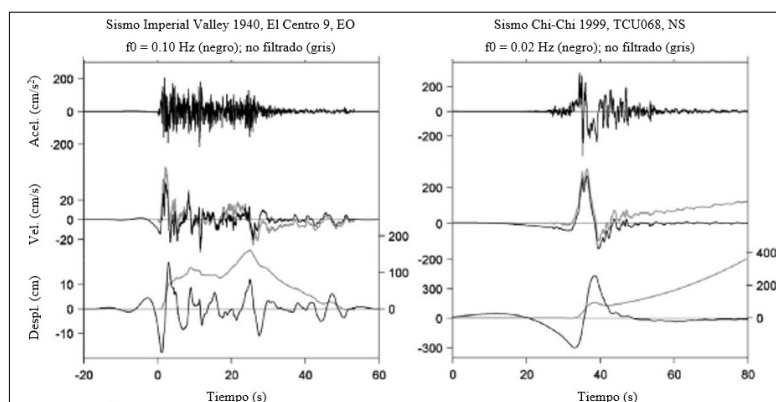


Figura N°2-18: Registros corregidos por filtro
 Fuente: Boore y Bommer (2014)

2.3.4. Espectro de peligro uniforme

Jaramillo (2002) señala que se puede definir como la curva que asocia las aceleraciones espectrales independientes a cada período estructural con un periodo de retorno y una razón de amortiguamiento dados.

Para graficar este espectro, se debe ejecutar un estudio de peligro sísmico ya sea de enfoque probabilístico, el cual es asociado a un periodo de retorno, o determinístico, el cual es asociado al máximo escenario sísmico que se puede dar en la zona de estudio según sus características. Un ejemplo de espectro de peligro uniforme obtenido de un estudio de peligro sísmico probabilístico se muestra en la Figura N°2-19.

Es importante mencionar que, para un cierto periodo de retorno (o probabilidad de excedencia), las ordenadas son tomadas de las curvas de peligro para cada aceleración espectral y se genera un espectro de respuesta de “igual peligro”. En la práctica geotécnica se emplea una razón de amortiguamiento de 5.00 %.

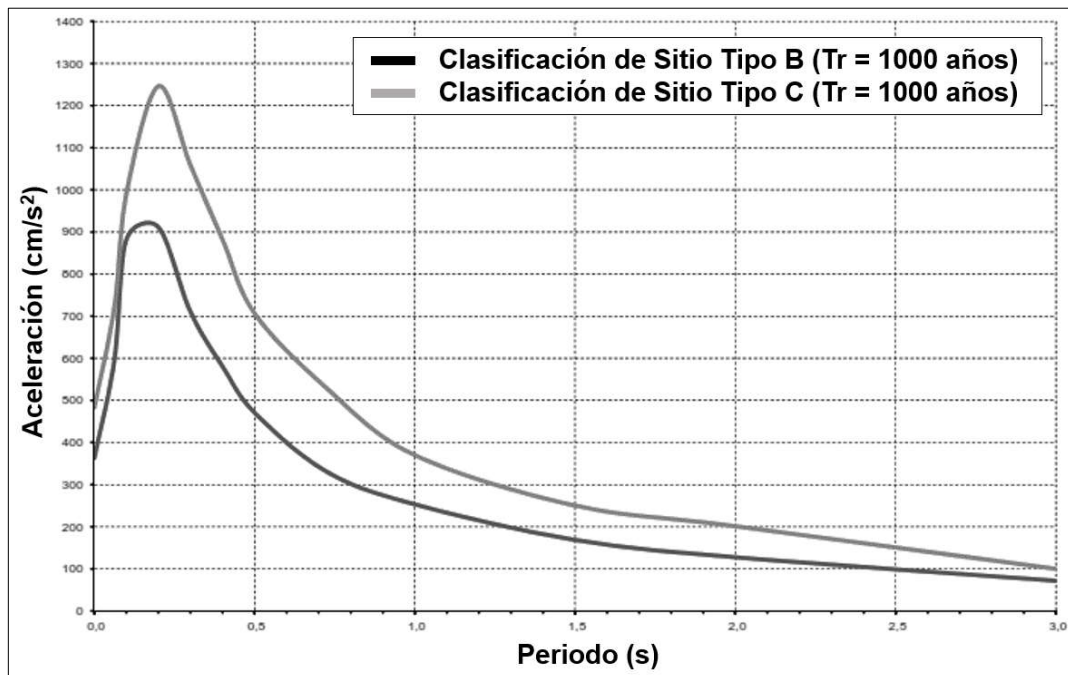


Figura N°2-19: Espectros de peligro uniforme para distintas clasificaciones de suelo
 Fuente: Anddes (2016)

2.3.5. Ajuste espectral

El análisis dinámico no lineal de una estructura requiere la definición de un sismo en forma de un registro tiempo - historia o también llamado acelerograma. Esta información debe ser compatible con el espectro de respuesta elástico representado por el sismo de diseño del sitio.

Para este fin, es necesario que se realice el procedimiento de ajuste espectral, que consiste en generar un acelerograma sintético que reúna las características del espectro de respuesta del sitio de análisis en cuestión.

Parra (2020) indica que existen muchos métodos para la generación de registros artificiales, sin embargo, lo más complicado es generar registros que cumplan con los parámetros objetivos y que, a su vez, sean representativos de la realidad.

Una forma común de reducir la variación entre espectros es aplicando la corrección en el dominio de las frecuencias, ajustando la amplitud del espectro de Fourier; esto es útil ya que genera acelerogramas que están basados en sismos reales y además tienen un porcentaje de error mínimo con el espectro de respuesta, sin embargo, ajustar el espectro de Fourier genera irregularidades en los registros tiempo - historia de velocidad y desplazamiento. Una buena alternativa se encuentra presente en la investigación realizada por Hancock *et al.* (2006) en donde se trabaja en el dominio del tiempo y se aplica el uso de “ondículas” que se suman al registro de aceleraciones para que el espectro de respuesta de este coincida con el espectro de respuesta objetivo.

El uso de “ondículas” presenta las mismas ventajas que el ajuste de la amplitud en el espectro de Fourier, sin embargo, estas introducen menos energía al registro y permiten que las características no estacionarias del mismo permanezcan iguales.

En este mismo trabajo, se indica que una manera de verificar la calidad del ajuste espectral es a partir de una variable denominada Intensidad de Arias, ejemplificada en la Figura N°2-20 y definida como la siguiente integral:

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{\infty} [a(t)]^2 dt \quad (2-23)$$

Este parámetro se encuentra relacionado a la duración del evento sísmico, así como con la liberación de energía de deformación acumulada, además incluye los efectos de amplitud y contenido de frecuencia del registro tiempo - historia.

En resumen, si la curva de la Intensidad de Arias normalizada es muy semejante en el registro original y en el ajustado, nos encontramos frente a un ajuste espectral de buena calidad.

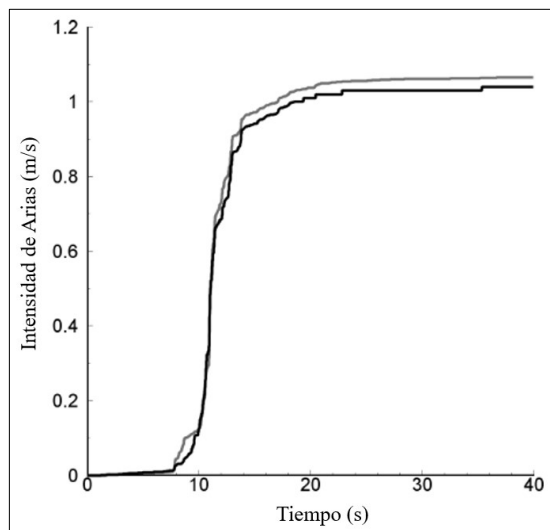


Figura N°2-20: Intensidad de Arias para el registro original (línea gris) y para el ajustado (línea negra)
Fuente: Hancock *et al.* (2006)

2.3.6. Amplificación sísmica - Respuesta unidimensional

De la teoría de propagación, sabemos que los diferentes tipos de onda generados por un sismo no viajan a través de los estratos de suelo de igual manera como se expone en la Figura N°2-21:

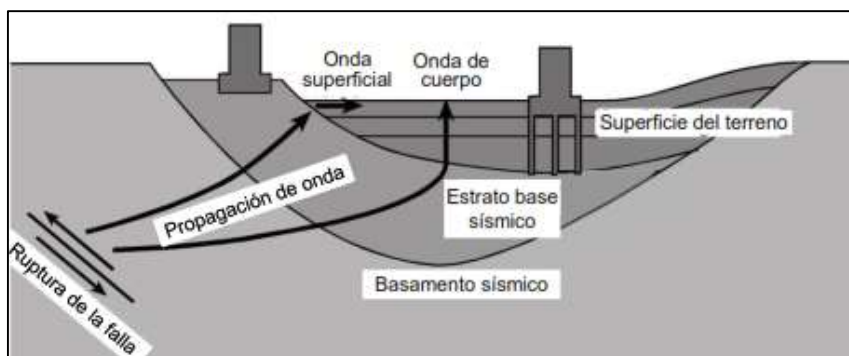


Figura N°2-21: Propagación de una onda a través del suelo
Fuente: Parra (2020)

Es pertinente resaltar que la teoría de la respuesta unidimensional asume que todos los estratos son horizontales y que la respuesta de un sitio es dominada por la influencia de ondas de corte, además se asume que el depósito de suelo y el basamento rocoso tienen una extensión infinita en la dirección horizontal (Parra, 2020).

En primer lugar, cuando se produce la ruptura de la falla, las ondas se propagan en un medio rocoso de alta rigidez (medio muy denso), por lo cual permite que las ondas tengan una mayor velocidad y se disipe menos energía, ya que usualmente se puede tomar a todo este basamento rocoso como un solo medio de propagación, no estratificado, es decir, en donde no ocurren los fenómenos de reflexión y/o refracción de la onda.

Según Kramer (1996) la onda viaja directamente hacia el depósito de suelo en cuestión, en donde se produce el fenómeno de refracción, que permite que esta ascienda casi de forma completamente vertical hacia la superficie.

Generalmente los registros sísmicos son obtenidos de los afloramientos rocosos, por lo que es necesario realizar un análisis de respuesta sísmica para obtener el registro equivalente en la superficie del depósito de suelo en donde se encuentran las estructuras de relevancia ingenieril (ver Figura N°2-22).

Para este fin existen tres métodos, los cuales poseen distintos grados de precisión.

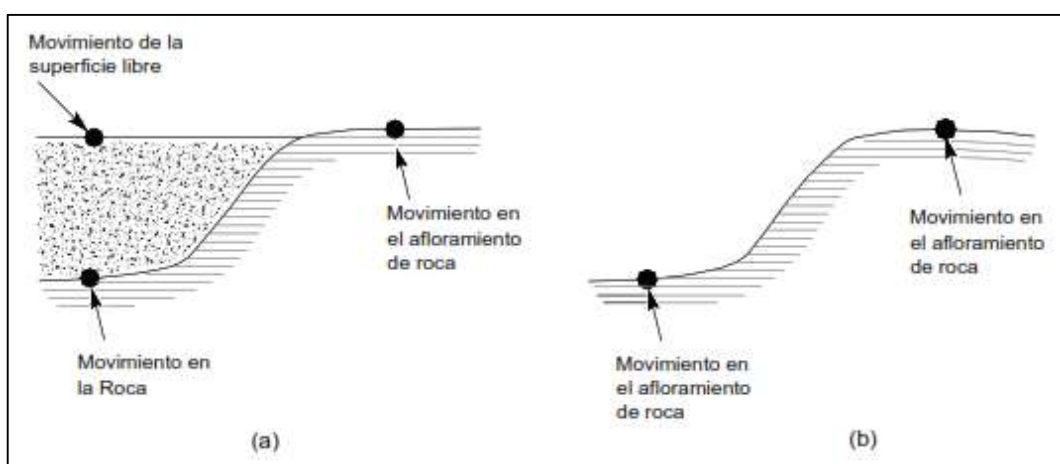


Figura N°2-22: Nomenclatura de la respuesta del terreno: (a) Depósito de suelo sobre el basamento rocoso (b) Basamento rocoso en campo libre
 Fuente: Kramer (1996)

2.3.6.1. Método lineal

Según Kramer (1996) para obtener la respuesta de un registro sísmico en superficie, es necesario plantear ciertas relaciones matemáticas que, al incluir todas las variables necesarias, permitan formular una ecuación que prediga la amplificación de una onda en su paso a través de medios de diferentes características tales como los depósitos de suelo natural al que nos enfrentamos en los problemas de ingeniería.

Para el análisis de respuesta sísmica, estas formulaciones se denominan “funciones de transferencia”, que son utilizadas para calcular la amplificación o atenuación de las frecuencias características de la onda en el movimiento del basamento rocoso. Asimismo, estas funciones pueden ser útiles para describir otros parámetros de respuesta tales como desplazamiento, velocidad, aceleración, esfuerzos de corte o velocidades de corte en superficie correspondientes a un dato de entrada tal como la aceleración en el basamento rocoso.

Ya que este método está basado en el principio de superposición, únicamente se limita al análisis de sistemas lineales.

El procedimiento a seguir contempla los siguientes pasos: registrar el acelerograma perteneciente al basamento rocoso competente; luego se expresa este registro como una serie de Fourier utilizando la transformada rápida de Fourier (FFT); posteriormente se multiplican las ordenadas de esta serie con las de la función de transferencia obtenida para el depósito de suelo en cuestión, logrando así una nueva serie de Fourier; ahora, utilizando la inversa de la FFT, se puede expresar este registro en el dominio del tiempo, representando las aceleraciones amplificadas correspondientes a la superficie del depósito analizado.

El registro es conocido, sin embargo, es necesario calcular la función de transferencia acorde a las características de cada estrato. Para esto se clasifica esta función según el medio que se quiera analizar, tenemos por ejemplo funciones de transferencia para un solo estrato uniforme de suelo sin amortiguamiento sobre yaciendo un estrato de roca rígida competente, Kramer (1996) demuestra que toma la forma matemática siguiente:

$$F_1(\omega) = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s)} \quad (2-24)$$

Por otra parte, si tenemos en cuenta el amortiguamiento, la función de transferencia ahora se describe de la siguiente manera:

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s(1 + i\xi))} \quad (2-25)$$

Donde “ ξ ” representa la razón de amortiguamiento del sistema.

Asimismo, tenemos formulaciones para un estrato de suelo uniforme sobre un basamento rocoso elástico, ya no representado como infinitamente rígido, sin embargo, la aplicación más importante de este método se encuentra en la función de transferencia calculada para un depósito de suelo conformado por diferentes estratos y que, además, está sobre un basamento rocoso elástico, situación que más se asemeja a una condición real.

Para este caso la formulación de la función de transferencia es mucho más compleja de obtener y no se puede resolver analíticamente, por lo que es necesario recurrir a programas de cálculo como DEEPSOIL o SHAKE para obtener la respuesta en superficie del registro en roca.

2.3.6.2. Método lineal - equivalente (LEQ)

Se sabe que el comportamiento del suelo es no lineal y además que el módulo de corte es secante y la razón de amortiguamiento equivalente es la que produce una misma pérdida de energía en un solo ciclo como la curva histerética real, por lo tanto, en un enfoque lineal, estos dos parámetros deben ser constantes para cada capa de suelo a un cierto nivel de deformación cortante.

Según Hashash (2020) el modelo lineal equivalente emplea un procedimiento iterativo en la selección del módulo de corte y la razón de amortiguamiento. Estas propiedades pueden ser definidas por puntos discretos o definiendo los parámetros del suelo que conformarían la curva “back bone” o esfuerzo cortante vs. deformación cortante.

En el software DEEPSOIL, la opción de definir la curva de degradación de módulo cortante y la razón de amortiguamiento es únicamente aplicable al análisis lineal - equivalente ya que este procedimiento toma una curva de referencia (ej. Menq (2003) o Darendeli (2001)) y a partir de esos valores iniciales genera el proceso iterativo que concluye cuando se llega a una respuesta óptima.

Hashash (2020) indica el siguiente procedimiento utilizado para llevar a cabo este tipo de enfoque en la respuesta sísmica de un depósito de suelo:

- Se inicia el análisis con un módulo de corte máximo y razón de amortiguamiento inicial obtenidos de ensayos de laboratorio o de aproximaciones por relaciones simplificadas mencionadas anteriormente.
- Se calcula la respuesta del depósito y se obtiene la amplitud máxima de deformación cortante a partir del registro tiempo - historia de deformaciones en cada estrato.
- Se calcula la deformación cortante equivalente como un porcentaje de la deformación cortante máxima previamente hallada, es decir, $\gamma_{eq} = R \cdot \gamma_{m\acute{a}x}$.
- Se calculan los nuevos valores de módulo de corte y razón de amortiguamiento para la deformación cortante equivalente correspondiente.
- Se repite el proceso hasta llegar a la convergencia dada por un error aceptable.

El proceso gráfico se muestra en la Figura N°2-23.

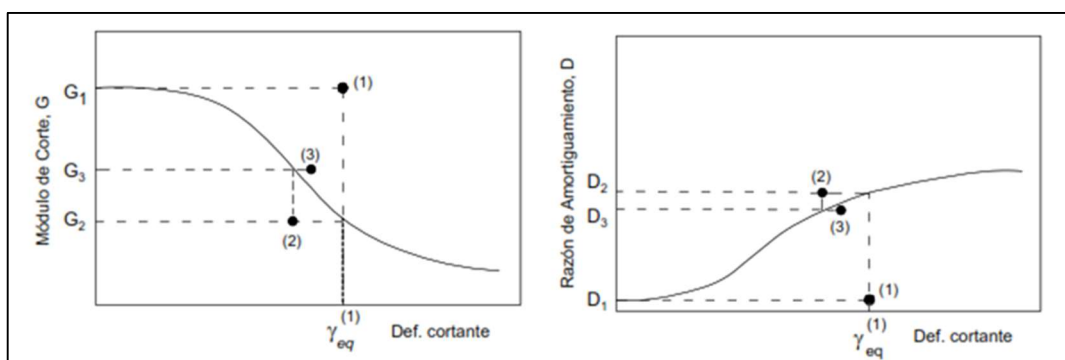


Figura N°2-23: Proceso iterativo del método lineal equivalente (LEQ)
Fuente: Kramer (1996)

Según Idriss y Sun (1992), "R" es la relación del esfuerzo cortante efectivo contra el esfuerzo cortante máximo y la cual depende de la magnitud del sismo en cuestión.

$$R = \frac{M_w - 1}{10} \quad (2-26)$$

2.3.6.3. Método no lineal

Este último enfoque es el más adecuado para representar el comportamiento del suelo en un análisis de respuesta.

Como hemos mencionado anteriormente, las propiedades dinámicas de un suelo no son constantes a lo largo de todo el rango de deformaciones a los que está sometido. Tal como lo señala Miragall y Samartín (1983) el módulo de corte presenta una reducción conforme la deformación cortante aumenta, a diferencia de la razón de amortiguamiento, que aumenta progresivamente.

Como sabemos, un suelo sometido a una carga cíclica presentará un gráfico de esfuerzo - deformación cortante denominada como “lazo histerético” (ver Figura N°2-24) que será diferente para cada ciclo de carga - descarga aplicado a la muestra. La unión de los puntos extremos de estas gráficas se ajusta de mejor manera a una curva de características hiperbólicas denominada curva “back bone”.

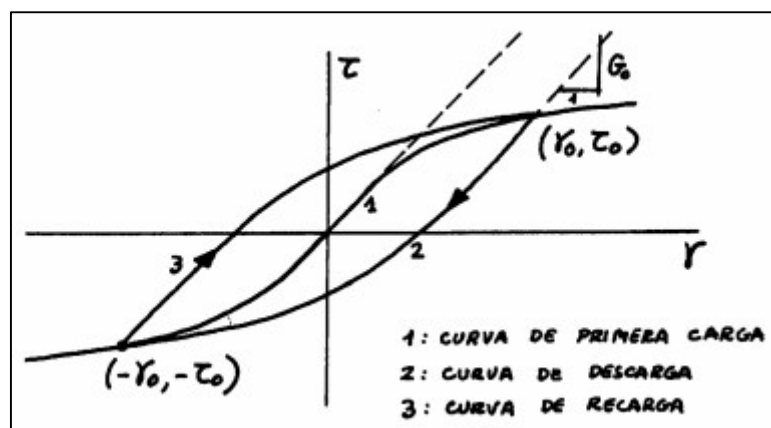


Figura N°2-24: Curva histerética
Fuente: Miragall y Samartín (1983)

Esto quiere decir que el comportamiento del suelo se puede aproximar de manera muy real a una curva hiperbólica. Las primeras aproximaciones de cálculo de las variables necesarias para describir esta curva fueron dadas por Konder y Zelasko (1963), que propusieron un esfuerzo cortante en función de la deformación cortante, el módulo de corte máximo y el esfuerzo cortante máximo aplicado.

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x} \cdot \gamma}{1 + \left(\frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}}\right) \cdot \gamma} \quad (2-27)$$

Posteriormente esta relación fue mejorada por Matasovic y Vucetic (1993), agregando los parámetros “ β ” y “ s ”, que ajustan el modelo de acuerdo con la curvatura de la gráfica siguiendo las reglas de Masing (1926).

$$\tau = \frac{G_{m\acute{a}x} \cdot \gamma}{1 + \beta \cdot \left(\frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}} \cdot \gamma\right)^s} \quad (2-28)$$

Luego y como extensión del modelo de Matasovic y Vucetic (1993), Hashash y Park (2004) desarrollaron otro modelo hiperbólico que considera una deformación cortante de referencia como constante.

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = \frac{1}{1 + \beta \cdot (\gamma_{ref} \cdot \gamma)^s} \quad (2-29)$$

Además, toma en cuenta la influencia de la presión de confinamiento en las curvas de degradación de módulo cortante y amortiguamiento.

$$\gamma_{ref} = a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{ref}}\right)^b \quad D_{min} = \frac{c}{(\sigma')^d} \quad (2-30)$$

Sin embargo, estos modelos consideran la formulación de la relación “ $G/G_{m\acute{a}x}$ ” y la razón de amortiguamiento “ D_{min} ” a pequeñas e intermedias deformaciones, es decir hasta un 0.10% o 1.00%

Como solución, Hashash *et al.* (2010) planteó manualmente una modificación en el rango de deformaciones trabajado para obtener la resistencia cortante deseada, no obstante, este método no es práctico ya que se necesitan ajustar cada uno de los estratos antes de realizar el análisis de respuesta unidimensional. Es por esto, que se opta por utilizar la formulación detallada en el estudio de Groholski *et al.* (2016), en donde se introduce un modelo constitutivo general denominado “Hiperbólico - Cuadrático” (GQ/H que utiliza el parámetro de ajuste “ θ ”):

$$\theta_{\tau}^2 - \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right) \cdot \tau + G_{m\acute{a}x} \cdot \gamma = 0 \quad (2-31)$$

Donde:

$$\theta_{\tau} = \theta \cdot \tau_{m\acute{a}x} \quad \theta_{\tau} = \frac{\left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}\right) + \left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}\right) \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right) - 1}{\left(\frac{G}{G_{m\acute{a}x}}\right)^2 \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)} \quad (2-32)$$

En base a datos obtenidos de ensayos de laboratorio, Groholski *et al.* (2016) propone una relación hiperbólica para “ θ_{τ} ”:

$$\theta_{\tau} = \theta_1 + \theta_2 \cdot \left(\frac{\theta_4}{\theta_3^{\theta_5} + \theta_4 \cdot \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{\theta_5}} \right) \leq 1 \quad (2-33)$$

En donde “ $\theta_1, \theta_2, \theta_3, \theta_4, \theta_5$ ” son parámetros de ajuste de la curva “ $G/G_{m\acute{a}x}$ ” sobre un rango de deformación definido.

Restricciones que permiten tener la resistencia cortante máxima a grandes deformaciones:

- $\theta_{\tau} \leq 1$ para asegurar que $\tau \leq \tau_{m\acute{a}x}$ para todo el rango de deformación.
- “ θ_{τ} ” es un valor constante, mientras que la deformación cortante se acerca al infinito.

2.4. MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO

2.4.1. Generalidades

Como se demostró anteriormente, el cálculo de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo como un método de análisis de estabilidad de una presa de tierra frente a un sismo es de carácter obligatorio. Los métodos que predicen la magnitud de estos desplazamientos inician con el planteamiento de Newmark (1965) y llegan hasta formulaciones más actuales como la expuesta en Bray *et al.* (2018), pasando por las formulaciones de Sarma (1975) y Makdisi y Seed (1978).

2.4.2. Métodos simplificados

2.4.2.1. Hipótesis de Newmark (1965)

Esta hipótesis se basa principalmente en un método empírico que utiliza la técnica de doble integración para poder hallar las deformaciones permanentes que se producen en un talud luego de un evento telúrico utilizando como data histórica los sismos expuestos en la Tabla N°2-7.

Se inicia con una analogía en la que se compara la masa definida por el plano de falla con un bloque deslizante en un talud el cual presenta una resistencia friccionante esquematizada en la Figura N°2-25.

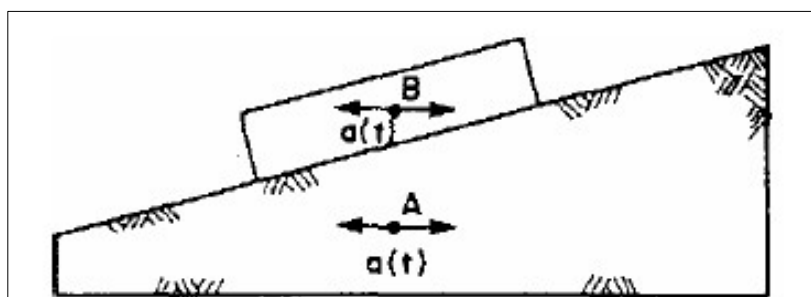


Figura N°2-25: Analogía del bloque deslizante en un plano inclinado
Fuente: Houston *et al.* (1987)

Este bloque está sometido a la aceleración horizontal producto del evento sísmico y se asume que no existirán desplazamientos permanentes hasta que la aceleración llegue al valor de la aceleración de fluencia previamente definida por su respectivo coeficiente máximo de fluencia " k_y ". En dicho instante, la masa pierde unidad con el resto del suelo y desliza con una aceleración igual a " k_y ".

Este movimiento persiste hasta que la aceleración registrada sea menor que " k_y " y/o que la celeridad de dicho bloque sea la misma que la superficie de la base.

Newmark (1965) indica que la resistencia a un terremoto de un bloque sólido de suelo o roca en una superficie es una función de la resistencia al esfuerzo cortante del material bajo las condiciones aplicables en el terremoto. Sin embargo, aunque la magnitud de esta resistencia dependa asimismo del valor del desplazamiento, el valor de este último requerido para las condiciones de fluencia es generalmente bajo.

Asimismo, este método asume que el bloque en cuestión es rígido, es decir, que no puede presentar deformaciones internas y que es perfectamente plástico. Debido a esto, se puede asumir que la masa deslizante y el plano inclinado en el que se encuentra toman una misma proporción en sus respectivas aceleraciones hasta que este valor se torne igual a " k_y ", momento en el cual se generarán los desplazamientos relativos entre ambos, sin embargo, este planteamiento asume una serie de factores que no son naturales del comportamiento de los suelos tales como:

- Un supuesto comportamiento perfectamente plástico (para el bloque rígido)
- Solo existirían desplazamientos en la superficie de falla y no en el resto de la estructura
- No toma en cuenta la pérdida de resistencia del suelo frente a eventos sísmicos. En caso se trate de una presa de retención de agua, conformada de materiales granulares, o una estructura que posea un nivel freático elevado, no se podría prevenir el fenómeno de licuación con el uso de este método.
- La resistencia pre y post sismo son asumidas constantes
- Los desplazamientos solo ocurren en la dirección de la falla, es decir, cuesta abajo

Es importante mencionar que todos los resultados obtenidos en el estudio de Newmark (1965) fueron escalados a un sismo con aceleración igual a 0.50 g y una velocidad de 30 in/s.

Tabla N°2-7: Eventos sísmicos considerados en el estudio de Newmark (1965)

Sismo	Registros máximos obtenidos				Desplazamientos normalizados (in)
	Aceleración (g)	Velocidad (in/s)	Desplazamiento (in)	Duración (s)	
Ferndale, 21 Dic 1954	0.205	10.50	9.26	20	27.70
Eureka, 21 Dic 1954	0.178	12.50	10.00	26	51.20
Olympia, 13 Abr 1949	0.210	8.28	9.29	26	20.50

El Centro, 18 May 1940	0.320	13.70	8.28	30	25.50
------------------------------	-------	-------	------	----	-------

Fuente: Newmark (1965)

2.4.2.2. Método de Swaisgood (2013)

Esté método simplificado recopila data histórica de presas de retención de agua desde el año 1990 para evaluar los asentamientos ocurridos por la acción de un sismo. Los resultados fueron actualizados al año 2013 y aumentados en más de un 20% respecto a la versión inicial publicada en 1998.

Se agregaron 15 casos históricos, haciendo un total de 82 registros de asentamientos incluyendo casos en Estados Unidos, México, Japón, Chile, Filipinas, Taiwán, Nueva Zelanda y Perú; en relación con este último, se evaluó el desplazamiento ocurrido en la presa Malpaso, embalse de 78 m de altura y que registró una deformación de 8 cm ocasionada por un sismo de 0.10g de PGA el 10 de octubre de 1938.

El método básicamente consiste en obtener una ecuación mediante regresión lineal que asocie los casos históricos matemáticamente según las características del sismo (Magnitud y PGA) y la altura de la presa a analizar. La Figura N°2-26 muestra los puntos de análisis del método.

Los resultados del análisis concluyeron en la siguiente relación, que evalúa el porcentaje de deformación en cresta presente en el embalse respecto de su altura total:

$$\% \text{ Asentamiento} = e^{(5.70 \cdot \text{PGA} + 0.471 \cdot M - 7.22)} \quad (2-34)$$

Como se puede observar, el porcentaje de asentamiento depende de la aceleración máxima del terreno (PGA) expresada en unidades “g” y la magnitud del sismo (M_w), cuya variación influencia a dicha relación tal como se muestra en la Figura N°2-27.

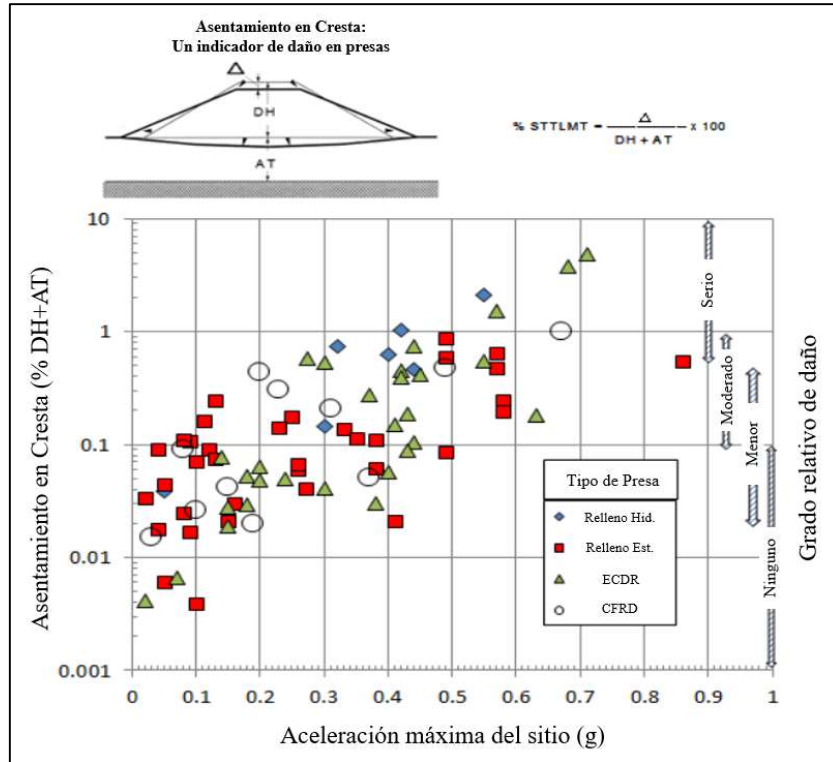


Figura N°2-26: Datos históricos del método de Swaisgood (2013)
 Fuente: Swaisgood (2013)

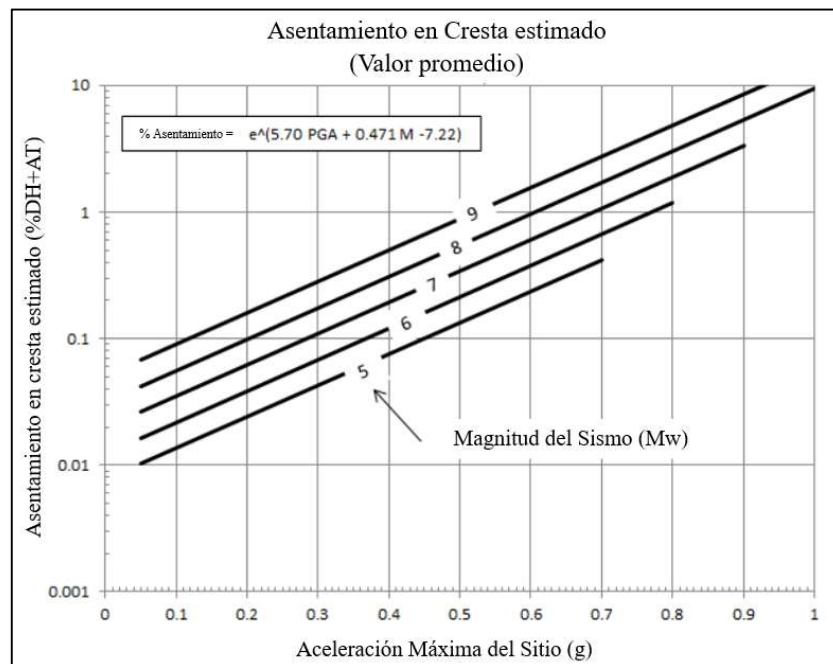


Figura N°2-27: Asentamiento promedio calculado versus aceleración máxima del terreno del método de Swaisgood (2013)
 Fuente: Swaisgood (2013)

Asimismo, los resultados de esta relación graficados en conjunto con los casos históricos se muestran en la Figura N°2-28.

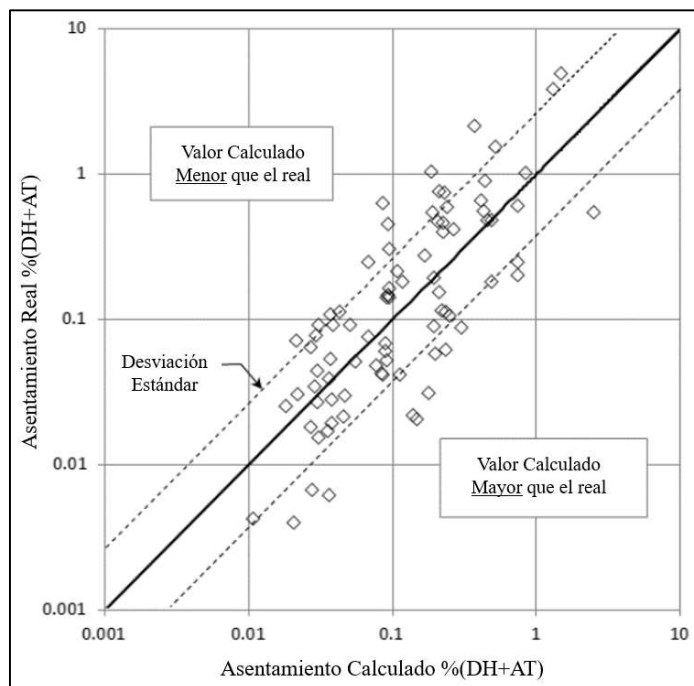


Figura N°2-28: Asentamientos reales versus calculados según el método de Swaisgood (2013)
 Fuente: Swaisgood (2013)

2.4.2.3. Método de Bray et al. (2018)

Esta formulación se basa en la investigación de Bray y Travasarou (2007), sin embargo, la diferencia radica en que, en la actualización del año 2018, se introdujo información de sismos de subducción, a diferencia del estudio anterior, en donde los datos correspondían a sismos de corteza.

Se trabajó con 2,244 registros de regiones con este tipo de sismicidad como Japón, Chile, México y Perú. Cabe resaltar que para la estimación de los desplazamientos permanentes se usaron solo aquellos sismos con una magnitud momento $M_w > 7.0$.

Bray et al. (2018) utiliza el modelo acoplado no lineal (ver Figura N°2-29) presentado en el estudio de Rathje y Bray (1999), sin embargo, las ecuaciones de movimiento son resueltas por el método analítico recomendado por Chopra y Zhang (1991) ya que es más estable que el método de doble integración.

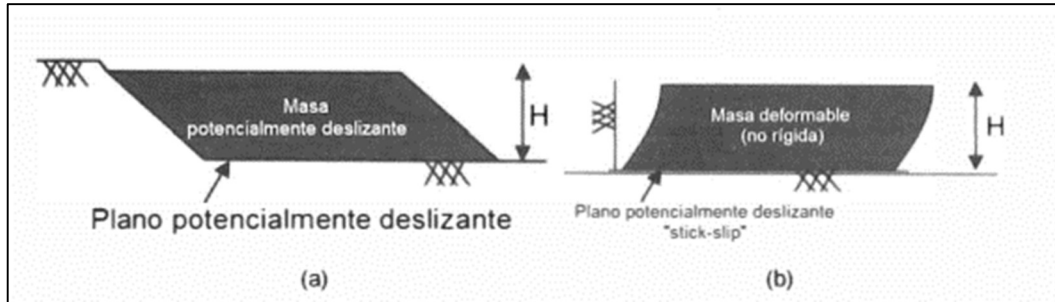


Figura N°2-29: Modelo acoplado no lineal, (a) Talud utilizado para la estimación de los DPIS de altura H (b) Modelo idealizado de una masa deslizante acoplada no lineal deformable o “stick-slip”
Fuente: Bray *et al.* (2018)

Es importante resaltar que este método separa los efectos de compresión volumétrica y efecto de fuerzas cortantes, hallando la deformación de cada uno de estos casos independientemente como se muestra en la Figura N°2-30:

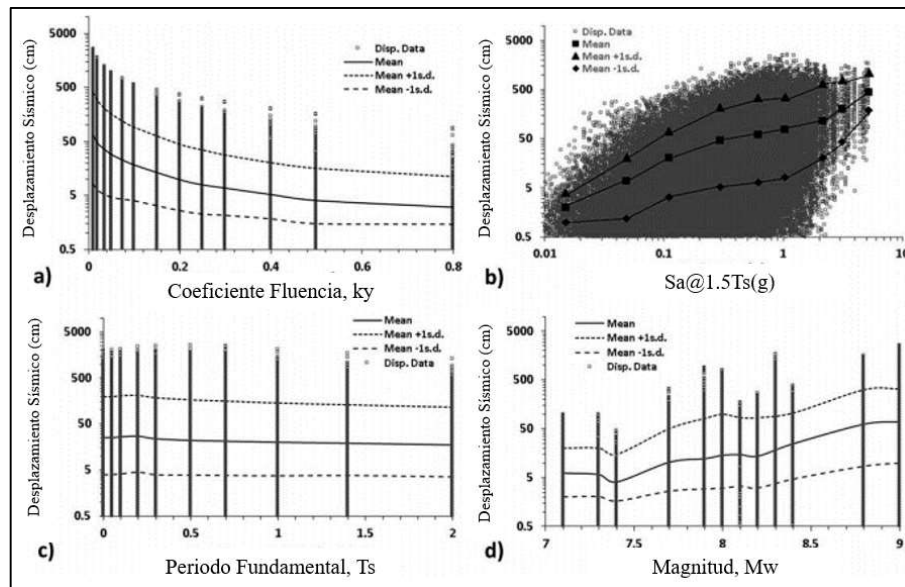


Figura N°2-30: Relación de los DPIS con distintos factores de evaluación
Fuente: Bray *et al.* (2018)

Dentro de estos parámetros se encuentra el valor del coeficiente de fluencia, el periodo degradado, que corresponde a un valor de 1.5 veces el periodo fundamental de la masa deslizante, el periodo fundamental y la magnitud momento. Posteriormente se definió un valor de desplazamiento de relevancia ingenieril, dado como $d_0 = 0.5$ cm, es decir, cualquier valor de DPIS menor a este, será considerado como nulo o despreciable en la distribución probabilística formulada en el estudio.

Con los datos mencionados, Bray *et al.* (2018) formularon dos grupos de relaciones que nos permitirán calcular los desplazamientos ocurridos en la masa deslizante, estos son el grupo probabilístico, en el que se detalla la probabilidad de que exista un desplazamiento nulo (menor a 0.50 cm) y el determinístico, que nos permite calcular la magnitud de dichos desplazamientos en función de las variables mencionadas anteriormente.

Probabilidad de que no existan DPIS en el caso de estudio:

Para $T_s \leq 0.70$ s tenemos:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-2.64 - 3.20 \cdot \ln(k_y) - 0.17 \cdot (\ln(k_y))^2 - 0.49 \cdot T_s \cdot \ln(k_y) + 2.09 \cdot T_s + 2.91 \cdot \ln(S_a(1.5T_s))) \quad (2-35)$$

Para $T_s > 0.70$ s tenemos:

$$P(D = 0) = 1 - \Phi(-3.53 - 4.78 \cdot \ln(k_y) - 0.34 \cdot (\ln(k_y))^2 - 0.30 \cdot T_s \cdot \ln(k_y) - 0.67 \cdot T_s + 2.66 \cdot \ln(S_a(1.5T_s))) \quad (2-36)$$

Cantidad de desplazamiento no nulo presente en el caso de estudio:

Para $T_s \geq 0.70$ s tenemos:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -6.896 - 3.353 \cdot \ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 + 0.538 \\ & \cdot \ln(k_y) \cdot \ln(S_a(1.5T_s)) + 3.060 \cdot \ln(S_a(1.5T_s)) \\ & - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 + 3.081 \cdot T_s - 0.803 \\ & \cdot (T_s)^2 + 0.550 \cdot M \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (2-37)$$

Para $T_s < 0.70$ s tenemos:

$$\begin{aligned} \ln(D) = & -5.864 - 3.353 \cdot \ln(k_y) - 0.390(\ln(k_y))^2 + 0.538 \\ & \cdot \ln(k_y) \cdot \ln(S_a(1.5T_s)) + 3.060 \cdot \ln(S_a(1.5T_s)) \\ & - 0.225(\ln(S_a(1.5T_s)))^2 - 9.421 \cdot T_s + 0.550 \cdot M \\ & \pm \varepsilon \end{aligned} \quad (2-38)$$

Para el cálculo del periodo fundamental de la masa deslizante “ T_s ”, podemos recurrir a la formulación expuesta en Bray y Travararou (2007):

Para superficies de falla anchas como trapezoides o segmentos circulares se tiene:

$$T_s = \frac{4H}{V_s} \quad (2-39)$$

Para el caso de superficies de falla con formas triangulares se tiene:

$$T_s = \frac{2.6H}{V_s} \quad (2-40)$$

Para la validación del modelo se compararon los DPIS que se muestran en la Tabla N°2-8:

Tabla N°2-8: Comparación de los DPIS estimados por Bray et al. (2018) y los DPIS observados

<i>Estructura</i>	<i>Sismo</i>	<i>D_{max} observado (cm)</i>	<i>k_y</i>	<i>T_s (s)</i>	<i>S_a (1.5 T_s)</i>	<i>P(D=0)</i>	<i>D_{Bray et al. (2018) (cm)}</i>
Talud Coastline	PP	6.00	0.10	0.60	0.25	0.00	3 - 12
Presa en los Andes	PP	Ninguno	0.27	0.45	0.14	1.00	< 1
Presa La Villita	S3	1.00	0.20	0.60	0.20	0.80	< 1
Presa La Villita	S4	1.40	0.20	0.60	0.33	0.30	0 - 2
Presa La Villita	S5	4.00	0.20	0.60	0.41	0.10	1 - 7
Presa Torata	PM	5.00	0.13	0.65	0.24	0.10	1 - 7
Presa Esperanza	EM	Ninguno	0.24	0.40	0.43	0.50	0 - 2
Presa Tutuven	EM	Ninguno	0.39	0.15	0.75	0.60	0 - 2
Presa Nishigo	JT	40.00	0.26	0.15	1.51	0.00	14 - 58
Presa Shitoki	JT	Ninguno	0.29	0.40	0.40	0.70	0 - 1.50
Presa Surikamigawa	JT	Ninguno	0.30	0.68	0.22	0.90	< 1
Presa Coihueco	CM	≈350.00	0.10	0.25	1.35	0.00	60 - 260

Fuente: Bray et al (2018)

Donde:

PP = 2007 Perú/Pisco.

S3, S4 y S5 obtenidos de Elgamal et al. (1990).

PM = 2001 Perú/Moquegua.

EM = 2016 Ecuador/ Muisne. JT = Japón/Tohoku.

CM = 2010 Chile/Maule.

2.4.3. Método de Elementos Finitos (MEF)

2.4.3.1. Generalidades

Existen problemas ingenieriles en los cuales es necesario conocer con mayor certeza los efectos causados por ciertos fenómenos en elementos de interés tales como estructuras (vigas, columnas, etc.), muros, presas, etc. ya que pueden ser piezas clave para obtener conclusiones importantes referentes a la estabilidad global de dichas estructuras o su influencia respecto a otras construcciones; sin embargo, algunos de estos efectos, sobre todo en suelos, resultan muy complejos de calcular de forma analítica, ya que no es posible resolver las ecuaciones que gobiernan el comportamiento de estos materiales de forma manual. Es por este motivo que se introduce el método de los elementos finitos como una solución de cálculo numérico de estas formulaciones matemáticas que nos ayudarán a tener un grado mucho mayor de precisión en la resolución de los problemas antes mencionados.

Una de las primeras publicaciones referentes a este método surgió en la investigación publicada por Argyris y Kelsey (1955), orientada principalmente al análisis de estructuras, sin embargo, posteriormente se aplicó a otros casos tales como el análisis geotécnico, donde podemos encontrar publicaciones representativas tales como Naylos y Pande (1981), en donde se detalla la aplicación del MEF en esta rama de la ingeniería.

Un resumen general del método se detalla en seis pasos en el libro de Potts y Zdravkovic (1999):

- Discretización de los elementos: este procedimiento se basa en dividir la geometría completa del problema en pequeñas regiones denominadas “elementos finitos” que poseen nodos que definen sus contornos y están incluidos dentro de ellos.
- Primera aproximación a una variable: se debe elegir una cierta variable (desplazamientos, esfuerzos, etc.) y se debe establecer cómo variará esta en torno a un elemento finito seleccionado. En geotecnia es usual elegir a los desplazamientos como variable inicial.

- Ecuaciones del elemento: se usa un principio variacional adecuado (ej. criterio de energía potencial mínima) para derivar las ecuaciones que relacionan la rigidez, desplazamiento y fuerza del elemento.
- Ecuaciones globales: combinar cada una de las ecuaciones de los elementos obtenidas para tener una ecuación global que gobierne el comportamiento de la geometría como un todo.
- Condiciones de contorno: se formulan las condiciones de contorno y se introducen sus valores en la ecuación global (cargas distribuidas y/o puntuales, presiones establecidas, puntos de desplazamiento nulo, etc.).
- Resolución de la ecuación global: la ecuación global contiene en sí todas las ecuaciones de los elementos que han sido discretizados, por lo que, con ayuda de las condiciones de contorno, estas se pueden resolver para obtener los desplazamientos y con estos, de forma retroanalítica, se pueden obtener los esfuerzos en los nodos internos del elemento finito.

2.4.3.2. Consideraciones previas

Antes de iniciar el procedimiento de cálculo bajo el método de los elementos finitos debemos hacer una evaluación del tipo de problema al cual nos enfrentamos, esto se debe a que en un análisis bidimensional no se puede abarcar el rango completo de consecuencias al aplicar una carga en un elemento ya que siempre estaremos obviando un eje de análisis, sin embargo, es sabido que para ciertos problemas con una geometría esencialmente continua y sin variaciones marcadas en la estructura del mismo, se puede tener una gran aproximación del evento, llegando a tener resultados muy parecidos o iguales a realizar un análisis tridimensional. Debido a esto, los problemas se dividen en tres tipos de enfoque:

Esfuerzo plano: este tipo de análisis es conveniente cuando necesitamos analizar estructuras con un espesor muy pequeño en comparación a su largo y alto, es decir, dimensiones perpendiculares al plano principal despreciables. Esto sucede, por ejemplo, en el caso del análisis de placas o losas estructurales.

Si consideramos el rango elástico de deformaciones, Potts (1999) define la siguiente relación entre el esfuerzo y la deformación:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (2-41)$$

En donde la matriz $\{\sigma\}$ se define como la matriz de esfuerzos aplicados, $[D]$ es la matriz o relación constitutiva del material y $\{\varepsilon\}$ es la matriz de deformaciones asociadas a la matriz de esfuerzos.

De manera general, la siguiente relación se cumple para estado de esfuerzos plano:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_z = 0 \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 \\ \nu & \nu & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_z \end{Bmatrix} \quad (2-42)$$

En donde el esfuerzo perpendicular o " σ_z " debe ser considerado igual a 0, así como los esfuerzos cortantes " τ_{yz} " y " τ_{zx} ".

Deformación plana: Esta condición predomina cuando tenemos elementos que poseen un ancho o espesor muy grande respecto a sus dimensiones bidimensionales, es decir, cuando tenemos una extrusión del elemento que sea lo suficientemente amplia como para considerar que no existen deformaciones en dicho eje (despreciables). Este es el caso de estructuras tales como presas de tierra o de concreto o túneles.

De igual forma se puede utilizar la matriz elástica expuesta anteriormente, sin embargo, la relación constitutiva cambia, ya que ahora consideramos una deformación nula en el eje perpendicular, de esta manera obtenemos la siguiente formulación:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_z \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1-\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ \nu & \nu & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_z = 0 \end{Bmatrix} \quad (2-43)$$

En donde la deformación perpendicular o " ε_z " es igual a 0, así como las deformaciones cortantes " γ_{yz} " y " γ_{zx} ".

Condición axisimétrica: Esta condición es la más inusual y es aplicada cuando se tiene un problema que presenta simetría alrededor de un eje en particular. En

geotecnia generalmente es utilizada para la simulación de ensayos triaxiales de laboratorio o casos de cimentaciones con zapatas circulares.

2.4.3.3. Discretización del continuo

El continuo se puede definir como cualquier elemento bidimensional o tridimensional el cual estará sometido a un estado de esfuerzos que ocasionarán la deformación del mismo; en ese sentido, podemos incluir a los distintos tipos de suelos en este concepto y asignar un tipo de discretización de acuerdo al problema a enfrentar.

Según Bathe (1996), para un elemento finito continuo, en la mayoría de los casos es conveniente calcular directamente la matriz de rigidez de los elementos correspondientes a los grados de libertad globales del sistema, sin embargo, se deben tener en cuenta los grados de libertad locales de cada elemento del modelo ya que pueden ser necesarias consideraciones adicionales, es por esto que existen diversos tipos de elementos que se usan al momento de generar la malla de discretización del problema.

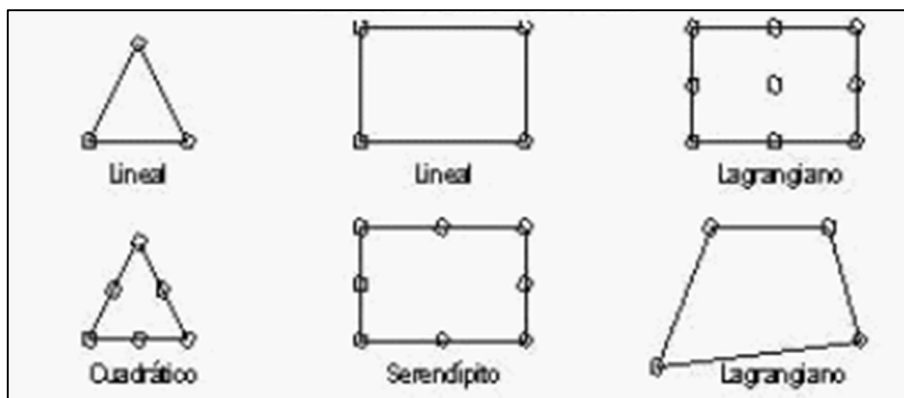


Figura N°2-31: Tipos de elementos finitos bidimensionales
 Fuente: Medina *et al.* (2005)

Estos elementos pueden tener forma triangular o cuadrangular, presentando nodos intermedios o únicamente en los vértices, así como se indica en la Figura N°2-31, lo que refleja la precisión y la cantidad de información que se obtendrá en el modelo final.

Las herramientas computacionales actuales tales como PLAXIS 2D utilizan con frecuencia elementos finitos triangulares de 6 o 15 nodos y elementos rectangulares de 4 y 8 nodos, siendo los elementos triangulares los más usados.

2.4.3.4. Procedimiento de cálculo

En problemas geotécnicos la variable principal es el desplazamiento generado en cada nodo del elemento finito; a partir de este, podemos obtener los esfuerzos y resolver todas las ecuaciones necesarias.

Para esto, a cada nodo del elemento se le asigna un eje local de coordenadas, las cuales vienen representadas por “*u*”, componente paralela al eje *x* y “*v*”, componente paralela al eje *y*. Las componentes de estos desplazamientos se pueden asumir como una combinación lineal de los desplazamientos globales (en *x* e *y*) en donde el orden del polinomio depende de la cantidad de nodos, tal como se muestra en la Figura N°2-32:

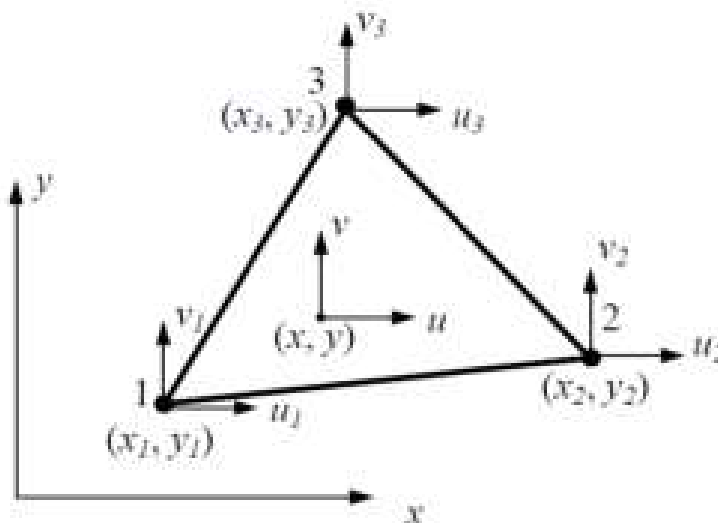


Figura N°2-32: Elemento finito triangular de tres nodos
 Fuente: Potts (1999)

Ya que tenemos tres nodos, tendremos seis combinaciones lineales que resultarán en el siguiente sistema de ecuaciones:

$$u_i = a_1 + a_2x_i + a_3y_i \quad (2-44)$$

$$u_j = a_1 + a_2x_j + a_3y_j \quad (2-45)$$

$$u_m = a_1 + a_2x_m + a_3y_m \quad (2-46)$$

$$v_i = b_1 + b_2x_i + b_3y_i \quad (2-47)$$

$$v_j = b_1 + b_2x_j + b_3y_j \quad (2-48)$$

$$v_m = b_1 + b_2x_m + b_3y_m \quad (2-49)$$

Las ecuaciones se resuelven para las constantes mostradas en términos de los desplazamientos nodales para obtener:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{u_i \quad u_j \quad u_m \quad v_i \quad v_j \quad v_m\}^T = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{\text{nodos}} \quad (2-50)$$

Donde $[N]$ es conocida como la función de forma o matriz de interpolación del elemento. Las componentes “ u ” y “ v ” están expresadas en términos de sus valores en los nodos.

Por ejemplo, para el elemento triangular de tres nodos mostrado anteriormente, se demuestra que la función de interpolación es la siguiente:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_3 & 0 & N_5 & 0 \\ 0 & N_2 & 0 & N_4 & 0 & N_6 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} \quad (2-51)$$

Donde:

$$N_1 = \frac{1}{2A} \{(x_2y_3 - x_3y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y\} \quad (2-52)$$

$$N_2 = \frac{1}{2A} \{(x_3y_1 - x_1y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y\} \quad (2-53)$$

$$N_3 = \frac{1}{2A} \{(x_1 y_2 - x_2 y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y\} \quad (2-54)$$

Y "A" es el área del triángulo.

Posteriormente, hacemos uso del método variacional para demostrar la ecuación de elementos finitos, que puede ser expresada de la siguiente forma:

$$[K^e] = \int [B]^T \cdot [D^e] \cdot [B] \cdot dV \quad (2-55)$$

Donde:

- $[K^e]$: Matriz de rigidez del elemento
 $[B]$: Derivada de la función de interpolación
 $[D^e]$: Relación o matriz constitutiva del material

Para el ejemplo anterior, la matriz $[B]$ es como se muestra a continuación:

$$[B] = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} y_{23} & 0 & y_{31} & 0 & y_{12} & 0 \\ 0 & x_{32} & 0 & x_{13} & 0 & x_{21} \\ x_{32} & y_{23} & x_{13} & y_{31} & x_{21} & y_{12} \end{bmatrix} \quad (2-56)$$

Una vez calculada la matriz de rigidez de cada elemento, se procede a ensamblar la matriz de rigidez global para aplicar la siguiente relación:

$$\{Q\} = [K]\{u\} \quad (2-57)$$

En donde $\{Q\}$ representa a las fuerzas externas aplicadas a cada nodo en cuestión y $\{u\}$ representa los desplazamientos nodales consecuentes.

Posteriormente se aplican las condiciones de contorno y se formula la matriz condensada del problema, que tendrá una misma cantidad de ecuaciones e incógnitas necesarias para resolver el problema.

Cuando se hallan los desplazamientos, se pueden hallar los esfuerzos en el elemento utilizando la matriz constitutiva que represente un modelo de comportamiento del suelo, como, por ejemplo, el modelo de elasticidad:

$$\{\sigma^e\} = [D] \cdot [B^e] \cdot \{q\} \quad (2-58)$$

Potts (1999) indica que la precisión de un elemento finito depende del tamaño de este y de la naturaleza de aproximación al desplazamiento. Para que la precisión sea mayor, los elementos deben ser más pequeños y la aproximación debe satisfacer las siguientes condiciones de compatibilidad:

Continuidad del campo de desplazamientos: Esto quiere decir que, para evitar traslapes o “huecos” entre los lados de los elementos finitos, los desplazamientos que ocurran en ellos deben ser dependientes únicamente de los ocurridos en los nodos pertenecientes a este lado.

Representación adecuada del movimiento del cuerpo rígido: Se deben calcular efectos de traslación y rotación.

Se debe representar adecuadamente los estados de esfuerzos.

2.4.3.5. *Ventajas y desventajas*

Este método ofrece muchas ventajas en tiempos actuales ya que las computadoras actuales son capaces de calcular problemas bidimensionales con una alta rapidez y efectividad. Por otro lado, este método permite calcular deformaciones en rangos no lineales de los materiales, conocer la distribución de esfuerzos en todo el cuerpo de estos, simular procedimientos complejos siguiendo el proceso constructivo real, permitiendo obtener mayor grado de precisión en cada etapa analizada. Permite conocer el comportamiento del material hasta su punto de falla, lo que también nos garantiza un cálculo más exacto de los factores de seguridad asociados al proyecto. Adicionalmente, el método de los elementos finitos permite simular el comportamiento del modelo bajo solicitaciones o cargas dinámicas, así como realizar análisis de infiltración y consolidación mucho más precisos.

Una de las desventajas de este método es el hecho de que solo puede ser ejecutado por medio de computadoras y no es posible realizarlo de manera manual con la precisión necesaria. Además, si el problema se torna muy complejo por la variabilidad en las características de la estructura a analizar o en las propiedades o distribución de las capas de suelo que componen el modelo, se necesitaría realizar un análisis tridimensional, cuya demanda computacional crece exponencialmente y, por consiguiente, también lo hace la cantidad de tiempo a invertir en el cálculo.

2.4.3.6. *Software que emplea el MEF*

Existen diversas herramientas computacionales que permiten el uso de este método para el cálculo de diversas variables. El MEF se encuentra presente en softwares tales como Slide (Rocscience) para en análisis de infiltración constante; PLAXIS 2D (Bentley) para el cálculo de todo tipo de solicitaciones tales como deformaciones, esfuerzos, análisis dinámico, infiltración, consolidación, etc.; el paquete de programas de GeoStudio (SLOPE/W, QUAKE/W, SIGMA/W, etc.) o Midas GTS NX.

Sin embargo, de todos los mencionados anteriormente, PLAXIS 2D es el más completo ya que presenta un amplio espectro de tipos de análisis y modelos constitutivos más variados; todos incluidos en un solo programa.

2.5. MODELOS CONSTITUTIVOS

2.5.1. Generalidades

Los modelos constitutivos son formulaciones matemáticas que relacionan las deformaciones ocasionadas por la aplicación de ciertos esfuerzos al material en cuestión. Como se vio en la sección del MEF, esta relación puede utilizarse en el rango elástico con el uso de parámetros tales como el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, sin embargo, cuando el material está sometido a cargas mayores, tales como sismos o vibraciones producto de operación de maquinarias, dichas deformaciones aumentan considerablemente, por lo que el suelo entra en un rango de deformaciones permanentes o plásticas.

Según Castellón (2013), podemos clasificar la magnitud de dichas deformaciones cortantes para saber en qué rango estamos trabajando:

Comportamiento a deformaciones muy pequeñas ($\gamma < 10^{-5} \%$): en este rango el comportamiento del suelo sigue la trayectoria elástica y las deformaciones a las que está sometido son reversibles en caso se aplique un proceso de descarga.

Comportamiento a pequeñas deformaciones ($10^{-5} \% < \gamma < 10^{-3} \%$): Las deformaciones ocurridas en este intervalo siguen siendo reversibles, sin embargo, el comportamiento del suelo ya no es de carácter lineal y toma una forma hiperbólica, mostrando un carácter histerético y que no depende de la cantidad de ciclos a los que está sometido.

Comportamiento a medianas - grandes deformaciones ($\gamma > 10^{-3} \%$): Cuando superamos este rango de valores, una parte de las deformaciones son permanentes en el suelo, además, este muestra el comportamiento histerético no lineal anteriormente mencionado, pero esta vez sí depende del número de ciclos a los que está sometido.

Como vimos anteriormente, Ishihara (1996) también clasifica de manera similar el rango de deformaciones cortantes en el terreno, esto es importante ya que, si estamos dentro de este intervalo, el modelo constitutivo a utilizar no puede ser uno de carácter elástico. El modelo constitutivo más utilizado en la historia de la ingeniería geotécnica es el de Mohr Coulomb, en donde se aplica un rango de plasticidad perfecta luego de alcanzada la falla, que es una buena aproximación para rangos de grandes deformaciones, sin embargo, cuando queremos evaluar desplazamientos permanentes, los mejores modelos son los que incluyen una función de plasticidad capaz de simular de manera más real esta variable, como lo son los modelos Hardening Soil y Hardening Soil Small Strain.

2.5.2. Modelo de Mohr Coulomb

2.5.2.1. *Conceptos generales*

Nieto y Camacho (2009) explican que el modelo constitutivo de Mohr - Coulomb aproxima el comportamiento no lineal del suelo en un primer orden como se muestra en la Figura N°2-33. Esto es, modela el comportamiento elástico del suelo hasta el punto de falla como una recta y posteriormente se aproxima el comportamiento plástico como un incremento constante en la deformación independientemente de la carga aplicada al material.

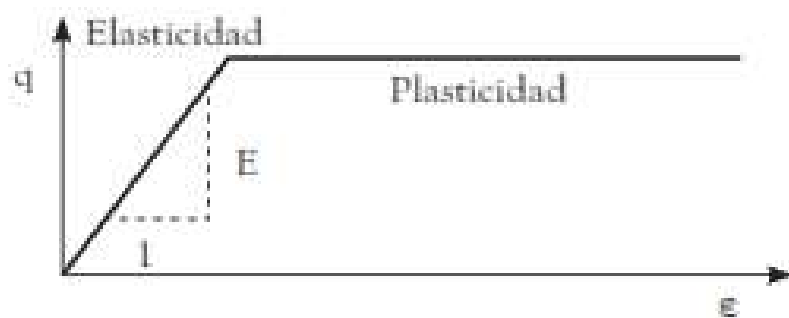


Figura N°2-33: Formulación del modelo elasto-plástico perfecto de Mohr Coulomb
Fuente: Nieto y Camacho (2009)

Este modelo tiene una superficie de falla de plasticidad perfecta, la cual fue generada combinando los conceptos de la ley de Hooke generalizada y la forma generalizada de falla formulada por Mohr - Coulomb en donde se relacionan tensiones cortantes con tensiones verticales.

Puede simular de manera muy elemental el comportamiento de cualquier tipo de suelo, desde gravosos o gruesos hasta materiales muy finos con diferentes índices de consolidación u OCR.

Sin embargo, es importante aclarar que esta formulación no simula adecuadamente la transición entre el comportamiento elástico y plástico del suelo; como vimos anteriormente, este tiende a ser no lineal con una forma curva ascendente en caso estemos frente a un suelo con características de endurecimiento o una curva descendente en caso estemos frente a un suelo con características de ablandamiento como se muestra en la Figura N°2-34.

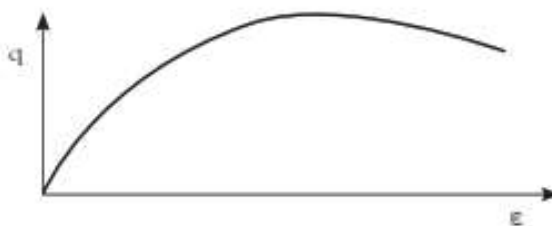


Figura N°2-34: Respuesta ideal de un suelo con comportamiento de ablandamiento
Fuente: Nieto y Camacho (2009)

Es necesario formular una serie de funciones de fluencia que permitan concluir si este fenómeno se da en el material o no, para esto, Smith y Griffith (1982)

propusieron las siguientes relaciones matemáticas, que nos brindan las condiciones completas del uso del modelo:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \cdot \sin(\phi) - c \cdot \cos(\phi) \leq 0 \quad (2-58)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \cdot \sin(\phi) - c \cdot \cos(\phi) \leq 0 \quad (2-59)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \cdot \sin(\phi) - c \cdot \cos(\phi) \leq 0 \quad (2-60)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin(\phi) - c \cdot \cos(\phi) \leq 0 \quad (2-61)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \cdot \sin(\phi) - c \cdot \cos(\phi) \leq 0 \quad (2-62)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \cdot \sin(\phi) - c \cdot \cos(\phi) \leq 0 \quad (2-63)$$

Cuya representación gráfica según el estado de esfuerzos se ilustra en la Figura N°2-35:

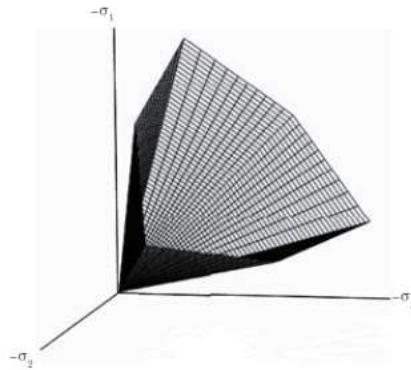


Figura N°2-35: Superficie de fluencia del modelo Mohr-Coulomb
Fuente: Nieto y Camacho (2009)

2.5.2.2. Cohesión (*c*)

Según Suarez (1998), “la cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo”.

Este parámetro se encuentra principalmente en suelos con un cierto contenido de finos ya que estos tienen asociada una matriz cementante que permite mayor resistencia cortante.

2.5.2.3. Ángulo de fricción (ϕ)

Podemos rescatar la definición que nos proporciona Suarez (1998) en donde se define a este parámetro como la representación matemática del coeficiente de rozamiento entre dos superficies traducido al comportamiento de los suelos granulares frente a la acción de fuerzas cortantes.

Según Gonzales *et al.* (2014) este parámetro depende de propiedades como la compacidad del material, la forma de los granos, el grosor y la granulometría.

2.5.2.4. Módulo de elasticidad y relación de Poisson (E, ν)

El ángulo de fricción y cohesión del material son los parámetros básicos del criterio de falla por esfuerzo cortante de Mohr Coulomb, sin embargo, para tener un análisis más completo, es necesario incluir a los parámetros elásticos en el cálculo, ya que estos nos proporcionarán las deformaciones que ocurrirán en el material producto de la aplicación de cargas.

En el caso del módulo de elasticidad (E), este se define como la pendiente de cualquier recta tangente a la curva esfuerzo-deformación característica de un material en particular. Este valor corresponde a un cierto nivel de esfuerzo aplicado, sin embargo, es usual adquirir como valor de diseño para el modelo de Mohr - Coulomb el módulo de elasticidad correspondiente a un 50% de deformación máxima, también conocido como " E_{50} ".

Por otro lado, la relación de Poisson es conocida por representar el cociente entre las deformaciones correspondientes al eje perpendicular de aplicación de la carga y las deformaciones paralelas al eje de aplicación.

2.5.2.5. Ángulo de dilatación (ψ)

La dilatación depende del ordenamiento de las partículas del suelo al momento de aplicar un esfuerzo de corte. Tal como se muestra en la Figura N°2-36, si el suelo corresponde al primer caso (arena suelta), al momento de aplicar el esfuerzo, las

partículas se reordenarán, permitiendo a algunas de ellas tapar los vacíos previamente existentes, lo que resultará en una reducción del volumen del material; por otro lado, si nos enfrentamos al segundo caso (arena densa), al aplicar los esfuerzos respectivos las partículas que ocupaban los posibles vacíos serán empujadas unas a otras y sacadas de su lugar generando así nuevos vacíos y consecuentemente un aumento en el volumen del suelo.

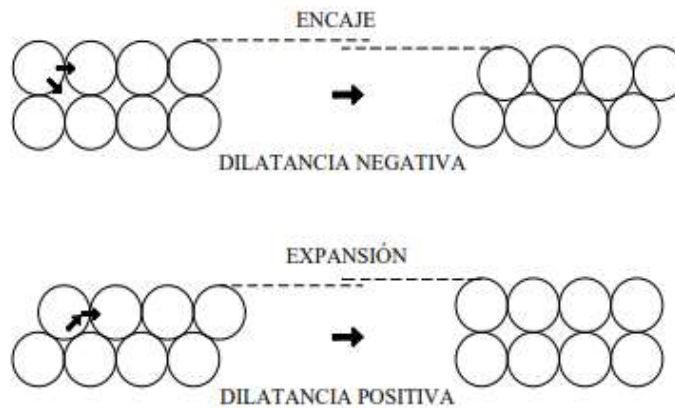


Figura N°2-36: Fenómeno de dilatación
Fuente: Ríos y Gonzáles (2014)

El ángulo de dilatación representa dicho reordenamiento en las partículas del suelo y lo implementa al modelo de Mohr - Coulomb mediante las siguientes seis formulaciones:

$$g_{ia} = \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) + \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) \cdot \sin(\psi) \quad (2-64)$$

$$g_{ib} = \frac{1}{2}(\sigma'_k - \sigma'_j) + \frac{1}{2}(\sigma'_j - \sigma'_k) \cdot \sin(\psi) \quad (2-65)$$

Para $i = 1,2,3$; $j = 2,3,1$ y $k = 3,2,1$.

2.5.3. Modelo Hardening Soil - Small Strain

2.5.3.1. Conceptos generales

El modelo Hardening Soil Small Strain (HS-SS) es una extensión del modelo Hardening Soil con la diferencia que el primero considera el rango elástico del suelo cuando las deformaciones cortantes son muy pequeñas ($\gamma < 10^{-6} \%$).

Según Camacho y Nieto (2009) este modelo constitutivo considera el progresivo endurecimiento del material cuando está sometido a un esfuerzo mayor, logrando simular exitosamente el comportamiento de muchos suelos tanto cohesivos como granulares con estas características.

Este modelo constituye una variante elastoplástica del modelo hiperbólico desarrollado por Konder y Zelasko (1963) ya que incluye una superficie de fluencia capaz de expandirse debido a deformaciones plásticas, utilizando como variable la presión de pre-consolidación. La forma general de dicha función es la siguiente:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2-66)$$

En donde \bar{f} representa una función que depende de variables tales como los esfuerzos tomados en cuenta y los parámetros elásticos del modelo, por otro lado, la función γ^p es dependiente de las deformaciones plásticas. Así, la representación gráfica de esta inclusión al modelo elastoplástico se presenta en la Figura N°2-37.

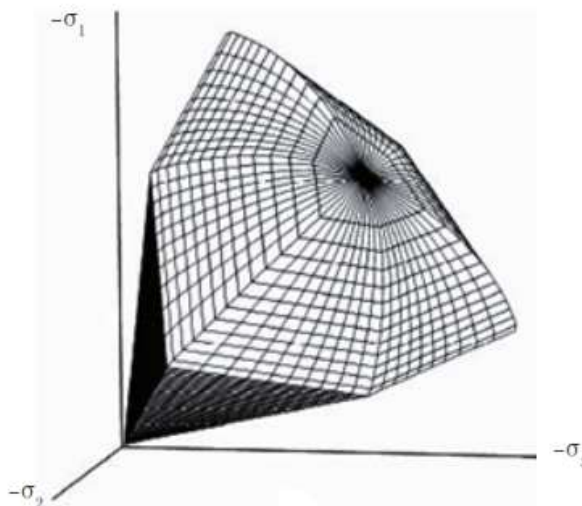


Figura N°2-37: Superficie de fluencia del modelo Hardening Soil - Espacio de esfuerzos principales
Fuente: Nieto y Camacho (2009)

Según el manual de uso de PLAXIS v21 (2021) el modelo original Hardening Soil asume un comportamiento elástico durante el proceso de descarga y recarga del material, sin embargo, como hemos visto anteriormente, el rango de esfuerzos en el cual los suelos pueden ser considerados con un comportamiento

completamente elástico son muy pequeños. Con el incremento de la deformación cortante, la rigidez del suelo se reduce no linealmente.

Por otro lado, podemos afirmar que este modelo supera ampliamente a los modelos hiperbólicos mencionados anteriormente, ya que utiliza la teoría de la plasticidad en lugar de la teoría de la elasticidad, además incluye el efecto de dilatancia en el suelo e incluye la función de fluencia que se vio anteriormente.

A continuación, se describirán todos los parámetros que involucra este modelo, permitiendo un mejor entendimiento del mismo.

2.5.3.2. Rigidez secante de referencia (E_{50}^{ref})

Al realizar ensayos triaxiales para caracterizar el comportamiento de un suelo bajo este modelo constitutivo se obtendrán módulos elásticos correspondientes al 50% del esfuerzo axial máximo aplicado a la muestra para diferentes valores de presión de confinamiento como se muestra en la Figura N°2-38. El parámetro " E_{50}^{ref} " usualmente corresponde al hallado para una presión de confinamiento de referencia igual a 100 kPa, sin embargo, posteriormente veremos que se puede establecer para cualquier esfuerzo.

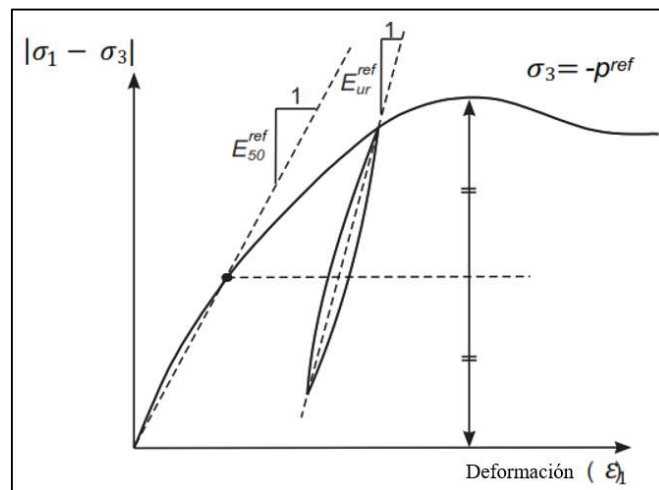


Figura N°2-38: Relación esfuerzo deformación correspondiente a un ensayo triaxial drenado
 Fuente: Instituto Bentley (2021)

2.5.3.3. Rigidez tangente para carga primaria del ensayo edométrico (E_{oed}^{ref})

Tal como se muestra en la Figura N°2-39, al variar la presión axial y calcular su deformación correspondiente, podemos establecer un punto de referencia en el eje de esfuerzos que sería finalmente, la presión de referencia mencionada antes y cuyo valor generalmente es de 100 kPa. La pendiente de la recta tangente a la curva en este punto es el módulo de elasticidad edométrico de referencia.

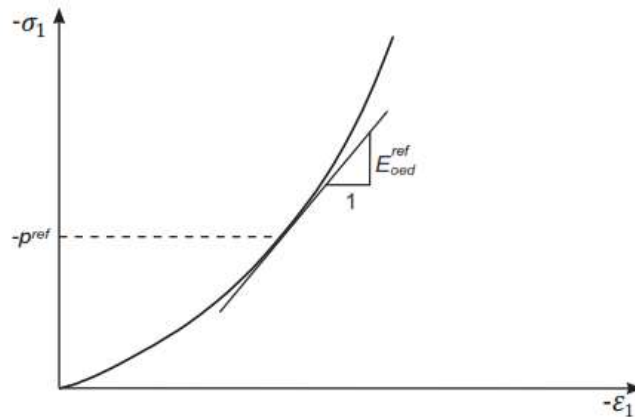


Figura N°2-39: Definición del módulo tangente en ensayo oedométrico
 Fuente: Instituto Bentley (2021)

Ya que muchas veces es difícil contar con este tipo de ensayos, se han recopilado datos presentes en diferentes estudios con los cuales se obtiene una relación que nos será útil para calcular una primera aproximación a este parámetro:

$$\frac{E_{oed}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 0.66 - 1.00 \quad (2-67)$$

Usualmente estos dos parámetros se igualan para realizar la primera aproximación del modelo. Es importante tener en cuenta al momento de optimizar el valor de los parámetros, que el módulo de referencia edométrico no puede ser mayor que el módulo de referencia correspondiente al 50% de la deformación pico.

2.5.3.4. Rigidez en descarga – recarga (E_{ur}^{ref})

En la Figura N°2-38 también se expone como calcular el módulo de rigidez para un proceso de descarga - recarga de la muestra de suelo. En caso no se cuenten con estos ciclos necesarios para hallar el valor de este parámetro, se puede tomar como una adecuada aproximación el siguiente rango de magnitudes:

$$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 2.00 - 6.00 \quad (2-68)$$

Siendo el valor más común:

$$\frac{E_{ur}^{ref}}{E_{50}^{ref}} = 3.00 \quad (2-69)$$

2.5.3.5. Presión de referencia (p_{ref})

Es un valor de presión de confinamiento para el cual se calculan todos los parámetros mencionados anteriormente. La presión de referencia más utilizada es igual a 100 kPa, sin embargo, si los ensayos están sometidos a otros valores de presión de confinamiento cualquiera de estos puede ser utilizado.

2.5.3.6. Dependencia de la rigidez al estado de esfuerzos (m)

Este parámetro se simboliza con la letra “ m ” y representa la relación entre los módulos de referencia hallados anteriormente y el esfuerzo vertical o presión de confinamiento al que está sometido el suelo dependiendo del parámetro. Es importante resaltar que anteriormente se mencionó la trivialidad de elegir una presión de referencia, esto radica en el hecho de que este parámetro ayuda a calibrar el valor de cada módulo de elasticidad independientemente del valor elegido, así, tenemos:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p_{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (2-70)$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p_{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (2-71)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_1 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p_{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (2-72)$$

2.5.3.7. Relación de Poisson en descarga - recarga (ν_{ur})

Cuando realizamos ensayos triaxiales drenados podemos obtener las deformaciones volumétricas que dan lugar a la curva de la deformación volumétrica versus la deformación axial, en la cual podemos hallar los parámetros

necesarios para representar el fenómeno de dilatancia en el suelo como se ejemplifica en la Figura N°2-40:

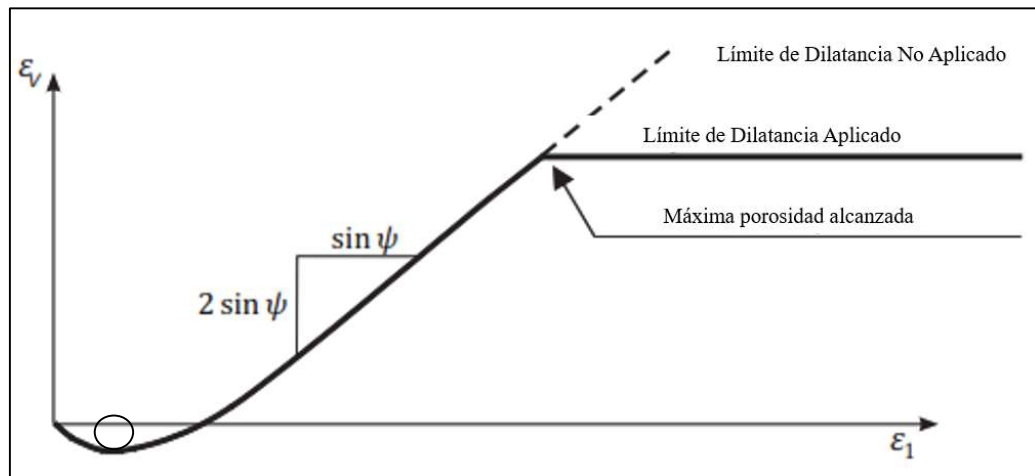


Figura N°2-40: Curva de deformación volumétrica de un ensayo triaxial drenado
Fuente: Instituto Bentley (2021)

De esta manera podemos hallar el ángulo de dilatancia “ ψ ” del material en cuestión. Además, si nos enfocamos en la zona de máxima compresión volumétrica del material (indicada en la circunferencia), podemos obtener la relación de poisson en descarga - recarga “ ν_{ur} ”, ya que la relación entre la abscisa y la ordenada de este punto es la siguiente:

$$\frac{y}{x} = \frac{1 - 2 \cdot \nu_{ur}}{1} \quad (2-73)$$

2.5.3.8. Coeficiente de presión lateral de tierras (K_0)

La definición formal de este parámetro es el coeficiente de presión lateral de tierras para un estado normalmente consolidado, sin embargo, se puede calcular bajo la relación que presenta Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \sin(\phi) \quad (2-74)$$

2.5.3.9. Coeficiente de reducción (R_f)

Se simboliza como “ R_f ” y representa la relación entre la carga de falla y la carga correspondiente a la tendencia asintótica del comportamiento del suelo. Para

hallar este parámetro debemos graficar la relación deformación axial y esfuerzo desviador “ $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ ” versus la deformación axial “ ε ”, obtener la pendiente de la recta que mejor se ajuste a los datos obtenidos y multiplicar este valor por la carga de falla para cada presión de confinamiento. El valor del coeficiente de reducción se tomará finalmente como un promedio entre todos los obtenidos para cada presión de confinamiento.

2.5.3.10. Módulo de corte de referencia para deformaciones muy pequeñas (G_0^{ref})

Al ser un modelo dinámico, es necesario utilizar las curvas de degradación de módulo de corte para obtener este parámetro. Como hemos visto en capítulos anteriores, para deformaciones cortantes muy pequeñas, el módulo de corte es esencialmente el mismo, por lo tanto, este parámetro representa dicho valor en el modelo.

$$G_0^{ref} \approx G_{m\acute{a}x} \quad (2-75)$$

2.5.3.11. Deformación cortante umbral ($\gamma_{0.7}$)

Se hace la inclusión de un valor de deformación cortante correspondiente a un módulo de corte igual al 72.2% del módulo de corte inicial (G_0^{ref}), si se cuenta con data de ensayos triaxiales se puede calcular el módulo de elasticidad tangencial en el origen de coordenadas y aplicar la siguiente relación:

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} \quad (2-76)$$

En el caso de tener información de ensayos dinámicos podemos calcular el módulo de corte inicial directamente como la pendiente de la recta tangente a la curva histerética en el origen de coordenadas y luego hallar la deformación cortante umbral con la curva de degradación de módulo cortante:

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{(G=0.722 \cdot G_0)} \quad (2-77)$$

Posteriormente se aplicará una relación similar a las ecuaciones de módulo de elasticidad para determinar el módulo de corte:

$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) - \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p_{ref} \cdot \sin(\phi)} \right)^m \quad (2-78)$$

Si no se cuenta con información específica, Hardin y Black (1969) sugieren la siguiente ecuación:

$$G_0^{ref} = 33 \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \quad (MPa), \quad \text{para } p_{ref} = 100 \text{ kPa} \quad (2-79)$$

Además, utilizando la formulación original de Hardin y Drnevich (1972), podemos hallar una buena aproximación para la deformación de corte umbral:

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9 \cdot G_0} \cdot [2c'(1 + \cos(2\phi')) - \sigma'_1(1 + K_0)\sin(2\phi')] \quad (2-80)$$

Donde:

K_0 : Coeficiente lateral de presión de tierras en reposo

σ'_1 : Esfuerzo vertical efectivo (presión negativa)

2.5.3.12. Uso del modelo HSS para cálculos dinámicos

En contraste con el modelo Hardening Soil, el modelo Hardening Soil Small Strain toma en cuenta el comportamiento histerético durante la aplicación de cargas cíclicas. La cantidad de histéresis depende de la magnitud de la amplitud de la deformación cortante correspondiente, sin embargo, se debe tomar en cuenta que el modelo no genera presiones de poro acumuladas asociadas a un comportamiento no drenado. Cuando el modelo Hardening Soil Small Strain es utilizado, las velocidades de onda no son mostradas ya que varían debido a una rigidez dependiente del estado de esfuerzos.

Cuando es aplicado en cálculos dinámicos, el comportamiento histerético simulado con el modelo HSS permite tomar en cuenta el amortiguamiento del suelo, asimismo, la cantidad de dicha variable depende de la amplitud de la carga

y deformación alcanzada. La mayor magnitud de amortiguamiento histerético obtenido con este modelo constitutivo depende de la relación entre el módulo cortante máximo " G_0^{ref} " y el módulo cortante a descarga-recarga " G_{ur} ". Entre mayor sea esta relación, se puede llegar a valores más altos de máximo amortiguamiento histerético.

Para describir este comportamiento, se utiliza una versión modificada de la relación hiperbólica de Hardin-Drnevich, la cual integra el módulo cortante secante instantáneo " G_s " con un nivel de deformación cortante monotónica equivalente " γ_{hist} " y toma la siguiente forma:

$$\text{Para carga primaria:} \quad \frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \frac{\gamma_{hist}}{\gamma_{0.7}}} \quad (2-81)$$

$$\text{Para descarga/recarga:} \quad \frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \frac{\gamma_{hist}}{2 \cdot \gamma_{0.7}}} \quad (2-82)$$

Siendo $a = 0.385$.

Nótese que para $\gamma_{his} = \gamma_{0.7}$, la relación G_s/G_0 es igual a 0.722, lo que significa un 72.2% de reducción en la rigidez cortante del material.

La deformación cortante equivalente puede ser calculada bajo la siguiente relación:

$$\gamma_{hist} = \frac{3}{2} \varepsilon_q \quad (2-83)$$

En donde " ε_q " denota la segunda invariante de la deformación desviadora. En condiciones triaxiales " γ_{hist} " puede ser expresado según la siguiente ecuación:

$$\gamma_{hist} = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \quad (2-84)$$

El correspondiente módulo cortante tangente presenta la siguiente relación con las variables expuestas:

$$\frac{G_t}{G_0} = \left(\frac{\gamma_{0.7}}{\gamma_{0.7} + a\gamma_{hist}} \right)^2 \quad (2-85)$$

Según la formulación del modelo HSS, la regla modificada de Hardin-Drnevich es únicamente válida mientras que " γ_{hist} " sea menor que una deformación cortante límite que se denomina como " γ_c " y para la cual el módulo cortante tangente " G " iguala en valor al módulo cortante en descarga-recarga " G_{ur} " definido en la Ecuación 2-76.

La rigidez límite permite aplicar la formulación de Hardin-Drnevich en el dominio elástico, mientras que la reducción de la rigidez en un rango mayor de deformaciones cortantes está gobernada por el mecanismo de endurecimiento. La deformación cortante límite " γ_c " puede definirse como sigue:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{0.7}}{a} \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{ur}} - 1} \right) \quad (2-86)$$

En la Ecuación 2-82 el término " $2 \cdot \gamma_{0.7}$ " reemplaza al término " $\gamma_{0.7}$ " de la Ecuación 2-81 para carga primaria con el fin de satisfacer las regla de Masing, que describe el comportamiento histerético en condiciones de carga-recarga. Esta regla asume que el módulo cortante tangente inicial en condiciones de descarga es igual al módulo cortante tangente inicial en condiciones de carga y, además, que el tamaño de las curvas de descarga y recarga es el doble que el de las curvas de carga inicial.

Aunque la ley de Hardin-Drnevich parece ser hasta cierto punto simple, su implementación no es del todo eficiente como se necesita para detectar puntos de inversión de esfuerzos o la deformación cortante equivalente " γ_{hist} ". Sin embargo, este problema fue resuelto e implementado por Benz (2007) en formato de código Fortran publicado en su tesis doctoral.

CAPÍTULO III: DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

3.1. GENERALIDADES

Para esta investigación se analizará una presa de tierra destinada al almacenamiento y posterior abastecimiento de agua, la cual posee una capacidad máxima de almacenamiento de 732,000 m³, la cual no incluye el volumen de sedimentos proyectados, estimados en el orden de 55,000 m³

La cota máxima del embalse correspondiente al nivel de agua máximo de operación o NAMO, es de 4,509.50 msnm. La estructura posee una altura máxima de 58 m sobre la superficie de corte del dentellón y una cota de coronación de 4,512 msnm, garantizando un borde libre de 2.50 m y taludes de 2H:1V y 2.25H:1V aguas arriba y aguas abajo, respectivamente. Asimismo, la presa cuenta con un aliviadero de concreto armado para enfrentar una máxima avenida.

3.2. UBICACIÓN

El proyecto se ubica a 150 km al suroeste de la ciudad de Puno, el lugar pertenece a la provincia Mariscal Nieto, departamento de Moquegua, a una altitud entre los 4,400 y 5,100 msnm. El clima en el área del proyecto es típico de la región sierra a una temperatura promedio anual de 9.8 °C.

3.3. GEOLOGÍA

3.3.1. Geología regional

La morfología actual del lugar de estudio es consecuencia de la actividad glacial y los subsiguientes eventos tectónicos que afectaron el subestrato cretácico y finalmente de la intensa erosión hídrica reciente.

Regionalmente, la litología se encuentra representada por secuencias de rocas volcano-clásticas del grupo Tacaza-Volcánico Llallahui y principalmente el grupo Yura (JKi-yu) constituido por las formaciones Labra (Js-la), Gramadal (Js-gr) y Hualhuani (Js-hu).

3.3.2. Geología local

La presa de retención de agua se ubica en la quebrada Ayurani, emplazada principalmente sobre areniscas de la formación Hualhuani, cubiertas por depósitos morrénicos y aluviales. Se ubica en una altura promedio de 4,480 msnm.

3.4. SISMICIDAD

Según el estudio de peligro sísmico realizado para el sitio de la presa, el mecanismo predominante de falla es de subducción intraplaca, teniendo asimismo influencia histórica de sismos de mecanismo de subducción interfase.

3.5. CUERPO DE LA PRESA

El cuerpo de la presa está conformado por diferentes materiales, cuya distribución y configuración garantizarán la estabilidad geotécnica y la correcta operación del embalse de aguas. En el centro contará con un núcleo impermeable conformado por suelo de baja permeabilidad. En ambas caras del núcleo y en la base de la presa, aguas abajo, se colocará material de filtro para evitar el paso de partículas finas y permitirá desviar el flujo de infiltración del cuerpo hacia la quebrada.

El espaldón de la presa está conformado por enrocado dispuesto de tal manera que garantice la estabilidad geotécnica de la presa. El detalle de la distribución de materiales en la presa se encuentra en el Anexo N° 1: Diseño de la presa de tierra.

3.5.1. Núcleo impermeable

El diseño contempla un dentellón anclado a la superficie de cimentación en roca de la presa, y cuya distribución es completa a lo largo de todo el eje longitudinal de la misma.

Este núcleo está conformado por suelo de baja permeabilidad compactado al 95% del Proctor estándar. El talud correspondiente a este núcleo será simétrico e igual a 0.5H:1V.

3.5.2. Dren horizontal

Este será colocado en la base del enrocado aguas abajo y permitirá desviar el flujo que logre atravesar el núcleo impermeable y luego derivarlo hacia la quebrada. Tendrá un espesor total de 2.50 m.

3.5.3. Filtros

Para proteger el suelo que conforma el núcleo impermeable y evitar el socavamiento de este debido al flujo a través de la presa, el diseño de la presa de tierra cuenta con dos tipos de filtro que se ubicarán entre el núcleo y el enrocado para poder derivar el flujo hacia el dren horizontal. Estos poseen un ancho horizontal total de 2.80 m y serán colocados paralelamente al talud del material impermeable.

El filtro será de grava de drenaje, obtenida de una cantera que presenta suelos GP y GP-GM según su clasificación SUCS y con un tamaño de boques máximo de 30".

3.5.4. Enrocado

El enrocado conformará el espaldón de la presa siguiendo los taludes aguas arriba y aguas abajo mencionados anteriormente. La resistencia equivalente de este material se encuentra en función a la resistencia a la compresión uniaxial. Se realizaron cinco ensayos en testigos de roca y fueron agrupados según su valor promedio, siendo este valor de 98,8 MPa, con una desviación estándar de 32.14 MPa.

3.6. DEPÓSITO MORRÉNICO

El suelo de cimentación está conformado por un depósito morrénico que presenta un espesor máximo de 27 m y un espesor mínimo de 12 m. Este se encuentra sobre un depósito de suelo aluvial y de forma predominante en superficie en el área perteneciente al estribo izquierdo de la presa. Está conformado por gravas arcillosas con arena (GC), gravas pobremente gradadas con limo (GP-GM), gravas bien gradadas (GW), gravas arcillo-limosas (GC-GM), gravas limosas con arena (GM), arenas arcillosas (SC) y arenas limosas (SM).

3.7. BASAMENTO ROCOSO

El basamento rocoso está conformado por rocas sedimentarias de tipo areniscas y limolitas, las cuales resaltan por presentar una resistencia media a alta y cuyo rango de alteración es de ligero a moderado, asimismo este basamento se encuentra moderadamente a muy fracturado según la profundidad en la que se analiza presentando valores de calidad de roca $RQD = 25$ a 75% .

Para obtener los parámetros geotécnicos se realizaron perforaciones y luego se calcularon los parámetros de resistencia a partir del valor de RMR calculado.

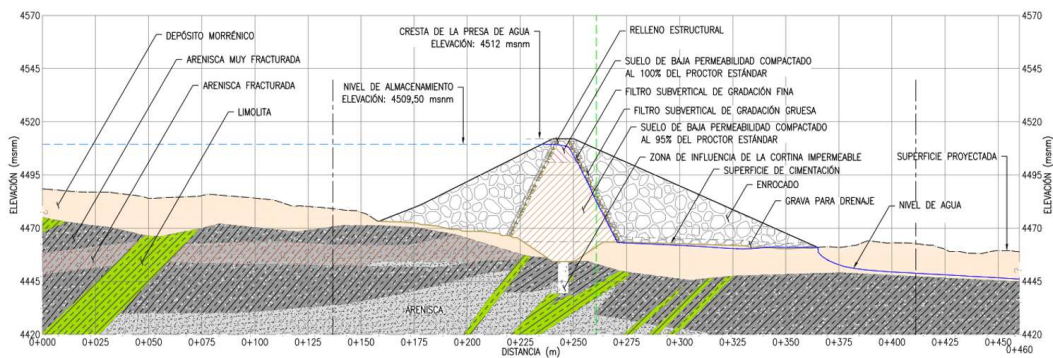


Figura N°3-1: Sección de análisis
 Fuente: Anddes (2016)

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y RESPUESTA SÍSMICA 1D

En este capítulo se describen los análisis de infiltración, estabilidad física, análisis de la respuesta unidimensional de las diferentes columnas de análisis seleccionadas y el cálculo simplificado de los desplazamientos inducidos por sismo.

Para el análisis de estabilidad física de los taludes de la presa mediante el método de equilibrio límite se seleccionó la sección más crítica de esta estructura, la que se caracteriza por ser la de mayor altura desde la base de la cimentación hasta la cresta. El cálculo se realizó para las condiciones al final de la construcción y en la etapa de operación, así como el análisis de infiltración y de desembalse rápido para garantizar la estabilidad de la presa, que se muestra en el Anexo N°8: Análisis de Infiltración.

Para el caso del análisis pseudoestático, se consideraron los tres sismos promedio ajustados para los periodos de retorno de 475 años, 2,475 años y el MCE respectivamente. Las fallas analizadas corresponden a fallas globales de tipo no circular y circular calculadas bajo el método de Spencer (1967).

El análisis de respuesta unidimensional se llevó a cabo en tres columnas de suelo seleccionadas a fin de obtener la aceleración máxima producto de la amplificación sísmica en la cota superior de cada columna de análisis.

Para el cálculo de los desplazamientos inducidos por sismo se utilizaron los resultados del análisis de respuesta unidimensional en conjunto con el método simplificado de Bray *et al.* (2018) que representa el estado del arte en la estimación de desplazamientos por sismos de subducción y que dispone de una base de datos muy robusta, mayor desarrollo teórico y mayores casos estudiados.

4.1. ANÁLISIS DE INFILTRACIÓN

Debido a que esta estructura permitirá el paso de agua a través del cuerpo que la conforma, se calculó el nivel freático de infiltración en la presa de tierra mediante el uso de los elementos finitos y la condición de desembalse rápido por etapas disponible en el software Slide V6 como se muestra en la Figura N°4-1. Posteriormente se evaluó la influencia de dicho nivel de agua calculando el factor de seguridad asociado a las fases de operación y desembalse rápido.

En la Tabla N°4-1 se presenta el resumen de los parámetros de permeabilidad y de los materiales que forman parte del modelo geotécnico.

Tabla N°4-1: Resumen de parámetros de permeabilidad de los materiales

Material	Kh (m/s)	Kv (m/s)	Kv/Kh (-)	Mod. Van Genuchten*	
				α	n
Suelo de baja permeabilidad al 95% del P.E.	2.0×10^{-8}	2.0×10^{-9}	0.10	2.70	1.23
Suelo de baja permeabilidad al 100% del P.E.	2.0×10^{-9}	2.0×10^{-10}	0.10	2.70	1.23
Filtros subverticales y grava para drenaje	1.0×10^{-1}	1.0×10^{-1}	-	-	-
Enrocado	1.0×10^{-2}	1.0×10^{-2}	-	-	-
Depósito morrénico	1.3×10^{-5}	1.3×10^{-6}	0.10	-	-
Arenisca	5.0×10^{-7}	5.0×10^{-7}	-	-	-
Arenisca fracturada	5.0×10^{-6}	5.0×10^{-6}	-	-	-
Arenisca muy fracturada	1.0×10^{-5}	1.0×10^{-5}	-	-	-
Limolita	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	-	-	-
Inyección de Grouting	1.0×10^{-7}	1.0×10^{-7}	-	-	-

Fuente: Anddes (2016)

Nota:

P. E: Proctor Estándar.

(*): El modelo de Van Genuchten relaciona la saturación del material con la presión de succión para caracterizar la Curva Característica Suelo Agua o SWCC por sus siglas en inglés. Este modelo se utilizó para describir la permeabilidad de zonas no saturadas en función de una matriz de succión y hallar el nivel de infiltración en el cuerpo de la presa.

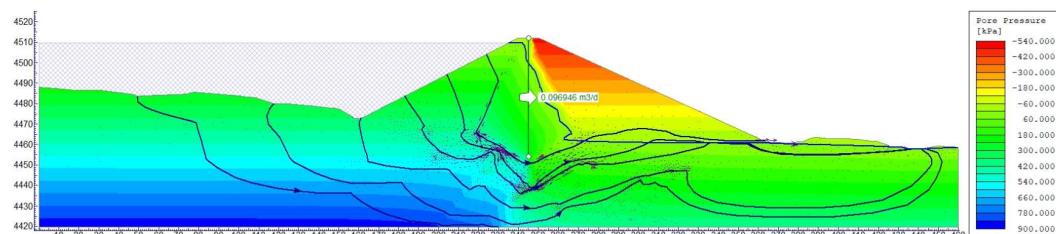


Figura N°4-1: Resultado del análisis de infiltración en estado constante para el nivel de operación

4.2. ANÁLISIS DE RESPUESTA UNIDIMENSIONAL

Se establecieron tres columnas de suelo y se ejecutaron análisis de respuesta unidimensionales mediante el uso del método no lineal con el uso del modelo constitutivo GQ/H utilizando los acelerogramas corregidos de los sismos de Lima (1974), Atico (2001) y Pisco (2007) para hallar los espectros de respuesta y registros tiempo-historia en la cota superior de cada columna de respuesta propuesta.

Para obtener los distintos acelerogramas sintéticos y espectros de peligro uniforme (EPU) aplicables al caso de estudio y en la zona del proyecto, se utilizaron tres acelerogramas de referencia, los cuales se escalaron posteriormente utilizando un espectro de peligro uniforme objetivo; los espectros obtenidos de los acelerogramas escalados espectralmente fueron finalmente promediados.

4.2.1. Registros tiempo-historia utilizados

4.2.1.1. Sismo de Lima (1974)

Este evento sísmico de subducción interfase con $M_w = 8.10$ se registró en la ciudad de Lima, Perú el 03 de octubre de 1974, provocando grandes pérdidas económicas y de vida y la ocurrencia de un tsunami con alturas de ola mayores a los 5 m que arremetieron contra la costa limeña en ese entonces. A este fuerte terremoto le sucedieron más de mil réplicas en los días siguientes generando alarma entre los pobladores.

El epicentro del sismo se localizó a 90 km al sur oeste de Lima, la capital peruana, con una intensidad máxima de VIII en la escala de Mercalli Modificada (MM). Por su elevada magnitud, este sismo no solo acarrió consecuencias en Lima Metropolitana y Callao sino también en ciudades como Mala, Cañete, Chincha y Pisco. Dentro del área metropolitana, distritos como Barranco, Magdalena, San Miguel, Miraflores, Chorrillos y el Rímac reportaron daños severos.

El informe final realizado por el Instituto de Defensa Civil (INDECI), reportó un preocupante número de fallecidos y heridos, ascendiendo estos a 252 y 3,600 respectivamente. Además, las pérdidas económicas ascendieron a 2,700 millones de soles.

El acelerograma original se puede observar en el Anexo N°2: Acelerogramas originales.

El registro sísmico fue corregido en base a la metodología expuesta en el Capítulo II, sección 2.3.2, tomando como referencia una corrección por línea base de tipo cúbica y otra por filtro con el método de Butterworth - Pasabanda, el procedimiento se realizó con el software SeismoSignal 2018 y la información resultante del sismo corregido se presenta en la Tabla N°4-2. Los otros sismos que se describen en

adelante fueron corregidos siguiendo el mismo procedimiento. El registro tiempo historia del sismo de Lima 1974 corregido se encuentra en el Anexo N°3: Acelerogramas corregidos.

Tabla N°4-2: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Lima 74

<i>Registro Histórico</i>	<i>Unidades</i>	<i>Lima 74 Original</i>		<i>Lima 74 Corregido</i>	
Dirección	-	E-O	N-S	E-O	N-S
PGA	gals	192.49	178.95	205.23	201.74
Velocidad máxima	m/s	17.21	8.78	16.63	15.63
Desplazamiento máximo	cm	273.06	148.12	7.32	5.04
Intensidad de Arias	m/s	1.35	0.94	1.50	1.87

Nota

E-O: Este - Oeste

N-S: Norte - Sur

4.2.1.2. Sismo de Atico (2001)

Este terremoto tuvo un epicentro en el área costera comprendida entre Arequipa y Moquegua, a una latitud de 16.08° y longitud de 73.77°, con una profundidad de 33 km, en las cercanías de Atico según informes del Instituto Geofísico del Perú - IGP siendo un sismo de tipo subducción interfase. El evento fue registrado el 23 de junio a las 3:33 pm y se caracterizó por una elevada magnitud momento de valor $M_w = 8.4$ con una intensidad de VI a VII en la escala de Mercalli Modificada.

La estación más cercana al epicentro fue la estación Moquegua, perteneciente al CISMID-UNI, que registró una aceleración horizontal máxima del terreno de 295.30 gals en la dirección E-O y 220 gals en la dirección N-S. Según el Instituto de Defensa Civil INDECI se reportó el deceso de 65 personas, 2,700 heridos, 220,000 damnificados y 24,500 viviendas colapsadas.

El registro sísmico fue corregido en base a la metodología anteriormente indicada y la información resultante del sismos corregido se expone en la Tabla N°4-3. El registro tiempo historia corregido del sismo de Atico 2001 se presenta en el Anexo N°3: Acelerogramas corregidos.

Tabla N°4-3: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Atico 01

<i>Registro Histórico</i>	<i>Unidades</i>	<i>Atico 01 Original</i>		<i>Atico 01 Corregido</i>	
Dirección	-	E-O	N-S	E-O	N-S
PGA	gals	295.23	220.04	288.59	230.60

Análisis comparativo de la respuesta sísmica no lineal de una presa de tierra considerando sismos para diferentes periodos de retorno

Bach. Valdivia Carbajal, Juan José

Velocidad máxima	m/s	24.92	29.94	22.43	29.67
Desplazamiento máximo	cm	4.68	6.67	4.84	7.88
Intensidad de Arias	m/s	2.84	2.47	2.85	2.47

Nota:

E-O: Este - Oeste

N-S: Norte - Sur

4.2.1.3. Sismo de Pisco (2007)

Este sismo de subducción interfase ocurrió el miércoles 15 de agosto de 2007 a las 6:40 pm con una magnitud de $M_w = 7.90$ que azotó la ciudad de Pisco e incluso se sintió fuertemente en la capital, con un epicentro localizado a 60 km al oeste de esta ciudad y una intensidad de VII en la escala de Mercalli Modificada. Este sismo produjo daños importantes en aproximadamente el 80% de viviendas en Pisco y daños menores en localidades aledañas, asimismo, este terremoto ocasionó un tsunami que se originó frente al litoral del área aledaña.

Según la evaluación de daños del INDECI, el sismo ocasionó el deceso de 600 personas y dejó un saldo de 1,300 habitantes heridos, además de 450,000 damnificados y alrededor de 48,000 viviendas destruidas.

Este evento tuvo una duración aproximada de 120 segundos con dos picos separados alrededor de 60 segundos.

El registro sísmico fue corregido en base a la metodología anteriormente indicada y la información resultante del sismo corregido se expone en la Tabla N°4-4. El registro tiempo historia corregido del sismo de Pisco 2007 se presenta en el Anexo N°3: Acelerogramas corregidos.

Tabla N°4-4: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Pisco 07

Registro Histórico	Unidades	Pisco 07 Original		Pisco 07 Corregido	
		E-O	N-S	E-O	N-S
Dirección	-	E-O	N-S	E-O	N-S
PGA	gals	272.21	334.11	291.97	364.51
Velocidad máxima	m/s	39.63	63.99	35.29	61.02
Desplazamiento máximo	cm	107.39	296.73	12.23	23.73
Intensidad de Arias	m/s	3.04	2742.28	3.04	2743.44

Nota:

E-O: Este - Oeste

N-S: Norte - Sur

4.2.1.4. Sismo de Tarapacá (2005)

Según la Unidad de Reducción de Riesgo de Desastres del Ministerio de Educación de Chile el terremoto de Tarapacá de 2005 o el terremoto de Iquique de 2005 fue un sismo ocurrido el 13 de junio del año 2005 a las 18:44 horas y abarcó a gran parte de las regiones del Norte Grande de Chile, especialmente la zona de Tarapacá.

Este sismo fue de origen subducción intraplaca y tuvo una magnitud $M_w = 7.8$ y alcanzó los VII grados en la escala sismológica de Mercalli. Su epicentro se ubicó a 115 kilómetros al noreste Iquique, y a 49 kilómetros al norte del pueblo de Pica.

Las zonas más afectadas fueron las comunas de la Provincia de Iquique: Camiña, Colchane, Huara, Pica, Alto Hospicio, Iquique y Pozo Almonte, además de los poblados de Pisagua y Camarones. Según reportes de la Oficina Nacional de Emergencia del Ministerio del Interior (ONEMI), fallecieron 6 personas, debido principalmente a aludes de rocas. Los pueblos de Huara y San Lorenzo de Tarapacá resultaron prácticamente destruidos en su totalidad. Cientos de monumentos nacionales se derrumbaron. Se estima que el 30% de las viviendas de los pueblos del interior sufrieron daños. Las réplicas llegaron a las 2,000 aproximadamente a un mes del terremoto.

El registro sísmico fue corregido en base a la metodología expuesta anteriormente indicada y la información resultante del sismo corregido de Tarapacá 2005 se presenta en la Tabla N°4-5.

Tabla N°4-5: Comparación de parámetros entre el registro original y corregido - Tarapacá 05

Registro Histórico	Unidades	Tarapacá 05 Original		Tarapacá 05 Corregido	
		E-O	N-S	E-O	N-S
Dirección	-	E-O	N-S	E-O	N-S
PGA	gals	119.10	111.15	116.44	114.12
Velocidad máxima	m/s	7.34	8.50	7.03	7.81
Desplazamiento máximo	cm	48.42	14.45	2.88	2.73
Intensidad de Arias	m/s	0.27	0.27	0.26	0.26

Nota:

E-O: Este - Oeste

N-S: Norte - Sur

En general, los registros sísmicos corregidos presentan ligeras variaciones en los valores de PGA debido a la corrección por línea base, el cual, como se explicó

anteriormente, ajusta el acelerograma para seguir una tendencia definida con base a una curva parabólica.

4.2.2. Estudio de peligro sísmico

El estudio de peligro sísmico fue llevado a cabo por Anddes (2016) el cual determinó las aceleraciones sísmicas máximas para diferentes periodos de retorno, haciendo uso del método probabilístico y cuyos resultados se muestran en la Tabla N°4-6.

Para este fin se emplearon las fuentes sismogénicas definidas por Gamarra y Aguilar (2009), en donde se exponen las características para sismos de tipo subducción.

De acuerdo con el International Building Code (2012), se debe definir el sismo base de operación u OBE por sus siglas en inglés, que representa un espectro de respuesta calculado con el 5% de amortiguamiento para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, es decir, para un periodo de retorno de 475 años.

Por otro lado, el presente estudio considera tres escenarios sísmicos correspondientes a 475 años y 2,475 años de periodo de retorno, así como el máximo sismo creíble o MCE por sus siglas en inglés debido a las características de la zona en cuestión, obteniendo los espectros de peligro uniforme como se muestra en la Figura N°4-2:

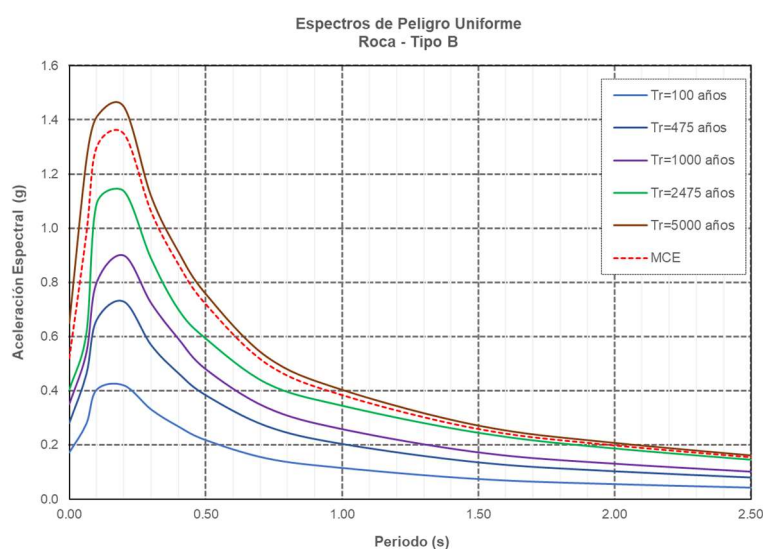


Figura N°4-2: Espectros de peligro uniforme considerando distintos periodos de retorno
Fuente: Anddes (2016)

Tabla N°4-6: Puntos de los EPU obtenidos del estudio de peligro sísmico

Periodo (s)	Aceleración Espectral (g)					
	100 años	475 años	1000 años	2475 años	MCE	5000 años
0.00	0.17	0.28	0.35	0.40	0.65	0.52
0.06	0.28	0.46	0.54	0.61	1.25	0.98
0.10	0.41	0.66	0.80	1.09	1.41	1.30
0.20	0.42	0.73	0.90	1.14	1.45	1.35
0.30	0.33	0.57	0.72	0.89	1.12	1.06
0.40	0.27	0.46	0.59	0.70	0.91	0.87
0.50	0.22	0.38	0.48	0.59	0.76	0.72
0.73	0.15	0.27	0.34	0.43	0.53	0.50
1.00	0.12	0.20	0.26	0.35	0.40	0.38
1.50	0.08	0.14	0.17	0.25	0.27	0.26
2.00	0.06	0.10	0.13	0.19	0.21	0.20

Fuente: Anddes (2016)

4.2.3. Ajuste espectral

El ajuste espectral se llevó a cabo siguiendo la metodología expuesta en el Capítulo II, sección 2.3.4 y con la ayuda del software SeismoMatch 2018, que brindó un ajuste con alto nivel de calidad para los acelerogramas mencionados y con los espectros objetivos según los periodos de retorno de 475 y 2,475 años, así como también para el MCE.

Las gráficas resultantes del ajuste se encuentran expuestas en el Anexo N°4: Ajuste espectral. A manera de ejemplo, se muestran los espectros ajustados obtenidos para los tres sismos utilizados para un espectro objetivo de 2,475 años de periodo de retorno en la Figura N°4-3:

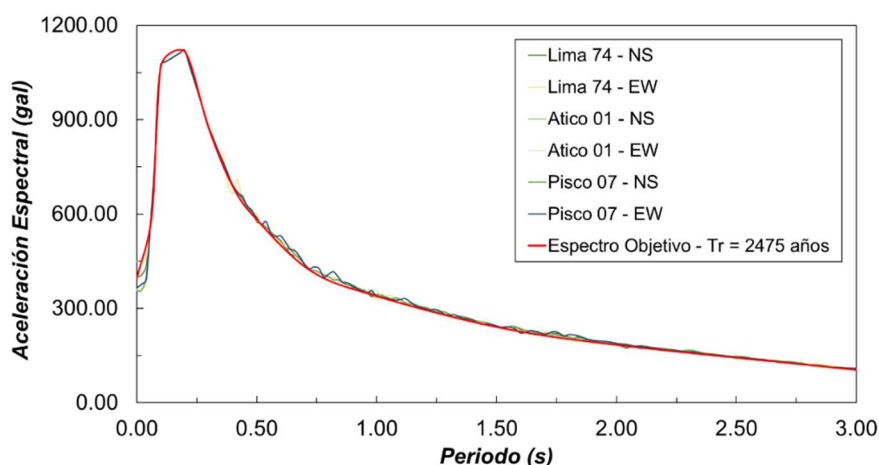


Figura N°4-3: Espectros ajustados para los sismos indicados - Tr = 2,475 años

4.2.4. Definición de las columnas del análisis no lineal

Para el análisis de respuesta no lineal necesario en el cálculo de los desplazamientos permanentes inducidos por sismo por el método de Bray *et al.* (2018), se definieron cuatro columnas de análisis. La ubicación de estas columnas se muestra en la Figura N°4-4, mientras que sus características de análisis se presentan en la Tabla N°4-7:

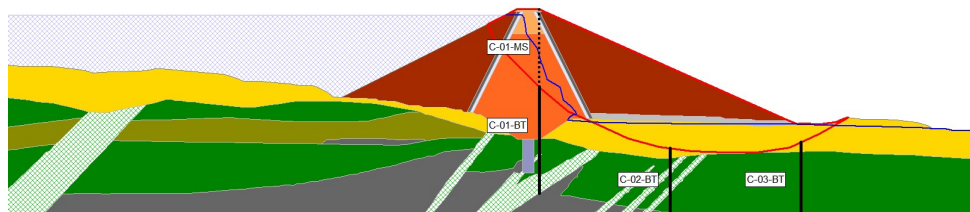


Figura N°4-4: Ubicación de las columnas de análisis de respuesta sísmica no lineal

Tabla N°4-7: Características de las columnas de análisis de respuesta no lineal

Columna	D.H (*) (m)	Cota Inicial (m)	Cota Final (m)	Profundidad (m)	Leyenda (-)
C-01-BT	249.93	4,477.77	4,447.77	30.00	_____
C-02-BT	308.55	4,449.87	4,421.35	28.52	_____
C-03-BT	367.16	4,452.61	4,419.51	33.10	_____
C-01-MS	249.93	4,512.00	4,429.85	60.00	-----

Nota:

(*): Distancia horizontal desde el extremo izquierdo del modelo a la columna de análisis

BT: Columna destinada al análisis con el método de Bray *et al.* (2018)

MS: Columna destinada al análisis de la respuesta en cresta

4.2.5. Obtención de las curvas dinámicas

Para fines prácticos de la presente investigación, denominaremos como “curvas dinámicas” a las gráficas correspondientes a la curva de degradación del módulo cortante normalizado y relación de amortiguamiento respecto de la deformación cortante alcanzada.

Se realizaron ensayos de columna resonante (RC) y corte torsional (TS) para el depósito morrénico y el suelo de baja permeabilidad del núcleo de la presa a presiones de confinamiento de 300, 600 y 1,000 kPa y adicionalmente de 150 y 600 kPa en estado de descarga para la morrena; asimismo, se realizaron ensayos a presiones de confinamiento de 300 (carga y descarga), 600 y 800 kPa para la arcilla que conforma el núcleo de la presa.

En los materiales restantes para los cuales no existe información de laboratorio respecto a sus parámetros dinámicos, se tomaron curvas de referencia existentes en la literatura.

4.2.5.1. Depósito morrénico

Según los ensayos de caracterización física de este material, la morrena presenta un contenido de finos ($CF = 2.10\%$), no presenta plasticidad, posee un contenido de humedad del 2.80% , un coeficiente de uniformidad ($C_u = 5.59$), un diámetro por el que pasa el 50% del material en el análisis granulométrico ($D_{50} = 29 \text{ mm}$) y finalmente una relación de vacíos $e = 0.40$; asimismo, se eligieron como curvas de referencia las obtenidas bajo la formulación de Menq (2003) como se muestra en la Figura N°4-5 y la Figura N°4-6, ya que presentan un mayor ajuste a los datos de laboratorio que las curvas propuestas por Wang (2018) para el primer grupo de análisis, es decir, el grupo de gravas y arenas limpias. Los resultados comparativos se muestran en el Anexo N°5: Curvas dinámicas.

Sin embargo, ya que los resultados solo pueden ser analizados hasta presiones de confinamiento de $1,000 \text{ kPa}$ fue necesario extrapolar las gráficas hasta valores de $1,200 \text{ kPa}$.

Para calcular las curvas correspondientes se calculó el esfuerzo medio en el estrato respectivo y se utilizó la curva perteneciente a dicho esfuerzo de confinamiento para obtener una mayor precisión en los resultados.

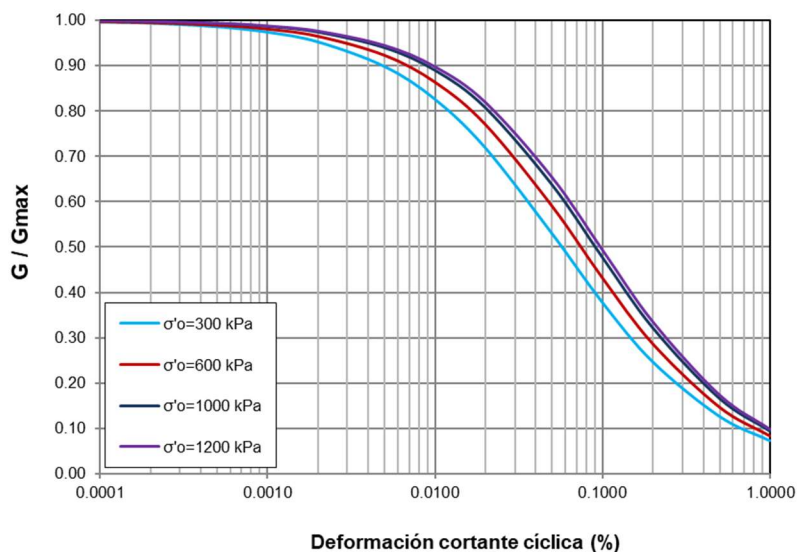


Figura N°4-5: G/G_{max} para el depósito morrénico a diferentes presiones de confinamiento

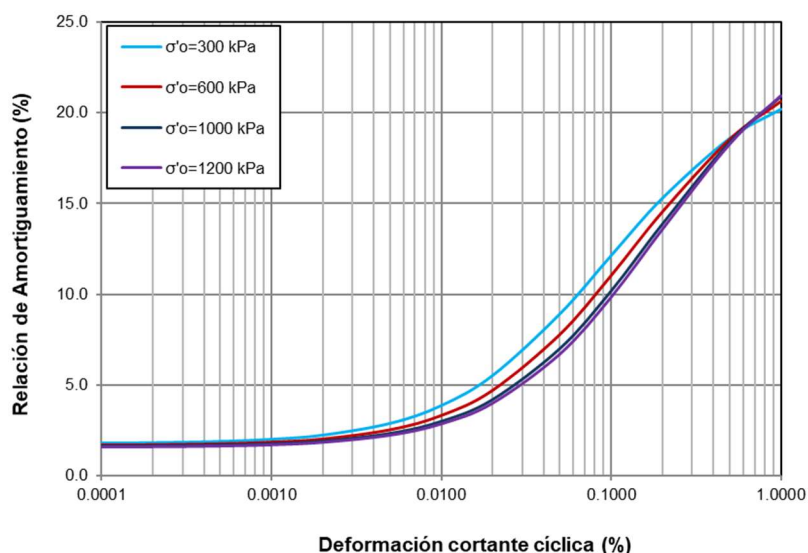


Figura N°4-6: Razón de amortiguamiento para el depósito morrénico a diferentes presiones de confinamiento

4.2.5.2. Suelo de baja permeabilidad (núcleo de la presa)

Según los ensayos de caracterización física de este material, el material de cantera destino a la conformación del núcleo de la estructura presenta un contenido de finos ($CF = 55.70\%$), un índice de plasticidad ($IP = 15$), posee un contenido de humedad del 15% y finalmente una relación de vacíos $e = 0.36$; asimismo, se eligieron como curvas de referencia las obtenidas bajo la formulación de Wang (2018) como se muestra en la Figura N°4-7 y la Figura N°4-8, ya que

presentan un mayor ajuste a los datos de laboratorio que las curvas propuestas por Darendeli (2001) para el tercer grupo de análisis, es decir, el grupo de suelos arcillosos. Los resultados comparativos se muestran en el Anexo N°5: Curvas dinámicas.

Sin embargo, ya que los resultados solo pueden ser analizados hasta presiones de confinamiento de 800 kPa fue necesario extrapolar las gráficas hasta valores de 1,000 kPa.

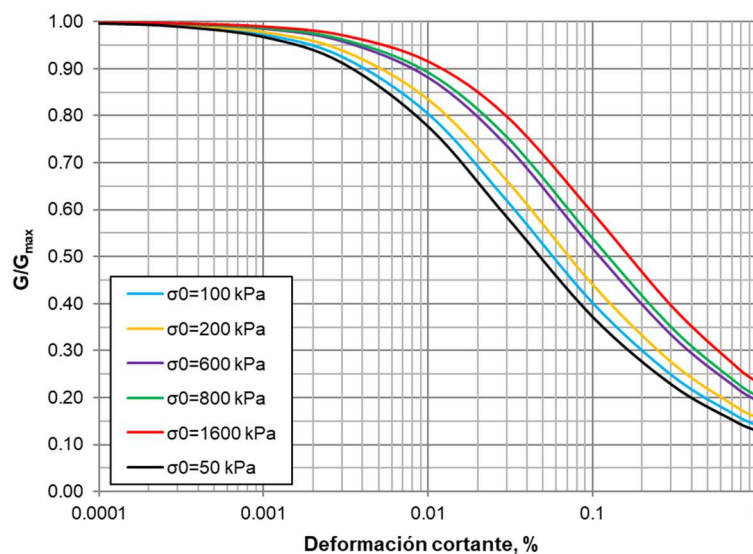


Figura N°4-7: G/G_{max} para el suelo de baja permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento

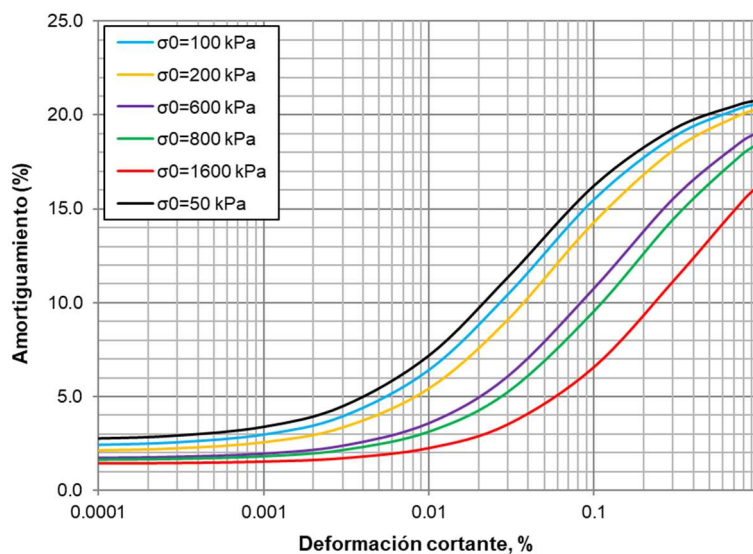


Figura N°4-8: Razón de amortiguamiento para suelo de baja permeabilidad a diferentes presiones de confinamiento

4.2.5.3. Filtros subverticales y grava de drenaje

Debido a que no existe información respecto a los parámetros dinámicos para este material, se usará una curva de referencia obtenida de la formulación propuesta por Rollins (2020), que utiliza data recolectada de diferentes tipos de suelos de material grueso y es aplicable tanto para enrocado como para gravas.

Para calcular dichas curvas, Rollins (2020) necesita únicamente de dos parámetros de entrada, los cuales son el coeficiente de uniformidad del material ($C_u = 80$ en este caso) y el esfuerzo de confinamiento aplicado al estrato, que se calculó para un rango de 150 a 1,600 kPa. Las curvas finales utilizadas se presentan en la Figura N°4-9 y la Figura N°4-10 respectivamente:

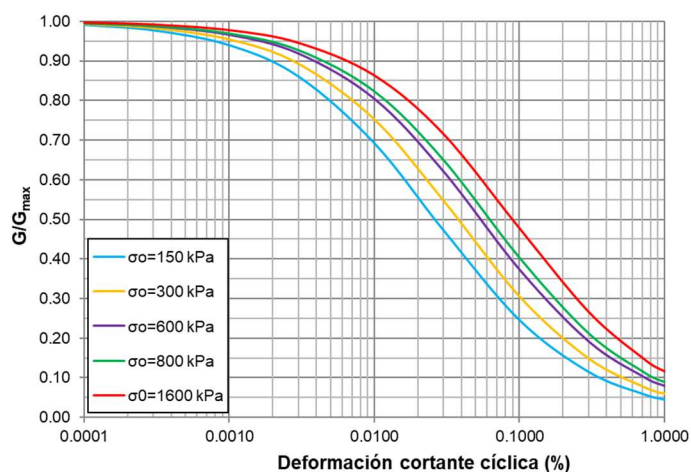


Figura N°4-9: G/G_{max} para los filtros subverticales a diferentes presiones de confinamiento

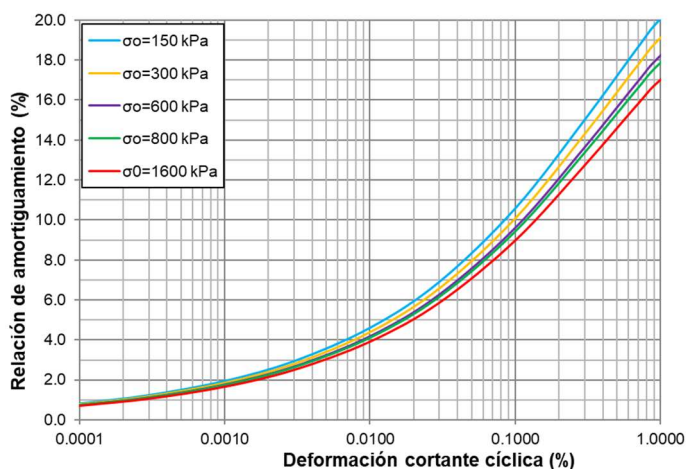


Figura N°4-10: Razón de amortiguamiento para los filtros subverticales a diferentes presiones de confinamiento

4.2.5.4. Enrocado

Se utilizó la formulación propuesta por Rollins (2020) como se expone en la Figura N°4-11 y la Figura N°4-12, sin embargo, el coeficiente de uniformidad asignado a este material es $C_u = 20$.

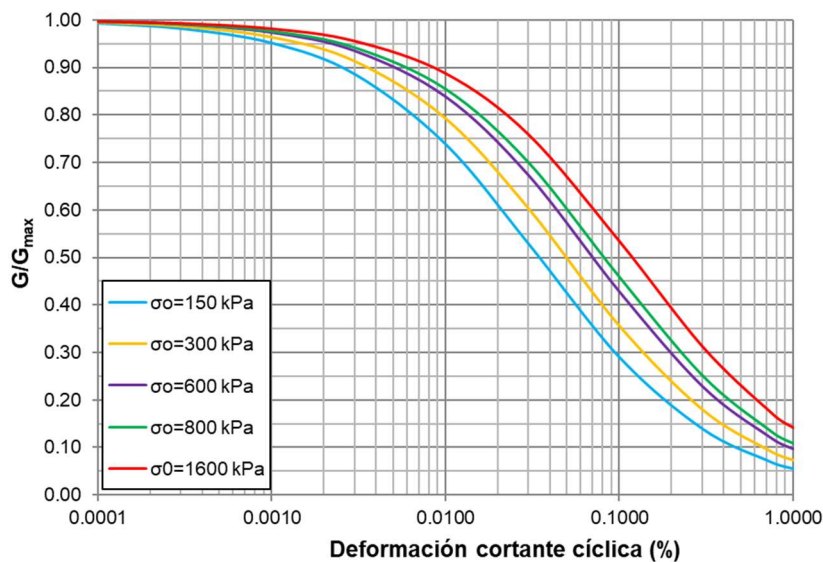


Figura N°4-11: $G/G_{máx}$ para el enrocado a diferentes presiones de confinamiento

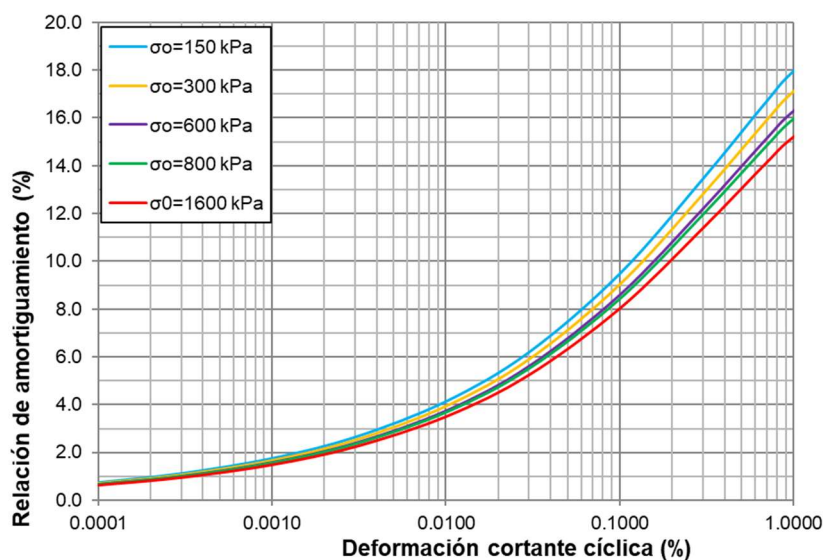


Figura N°4-12: Razón de amortiguamiento para el enrocado a diferentes presiones de confinamiento

4.2.5.5. Limolita y arenisca con diferentes grados de fracturamiento

Para el caso del basamento rocoso no competente ($V_s < 750$ m/s), se utilizaron las curvas propuestas por Idriss (1991), presentadas en la Figura N°4-13 y la Figura N°4-14 ya que no se cuentan con ensayos apropiados; el análisis no diferenciará el tipo de roca, por lo que estas gráficas serán aplicables para los estratos de limolita, arenisca fracturada y arenisca muy fracturada.

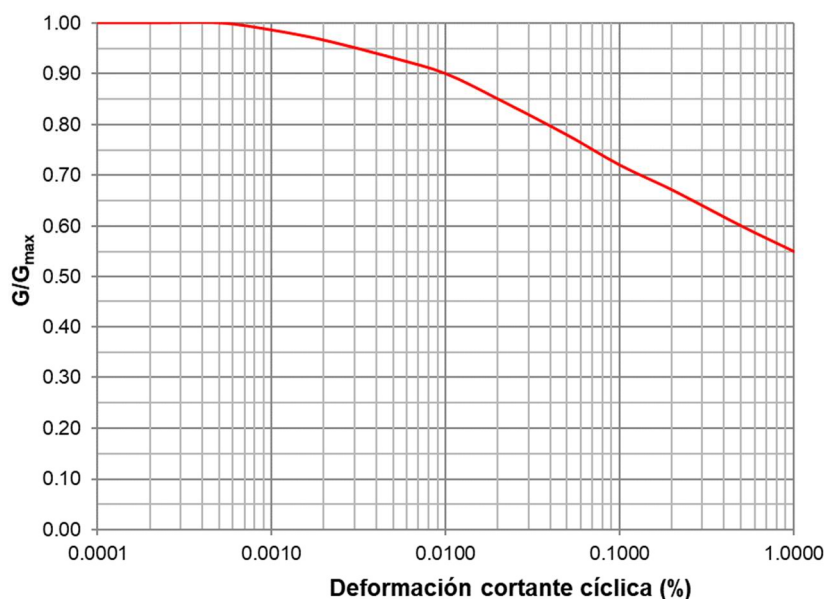


Figura N°4-13: G/G_{max} para roca

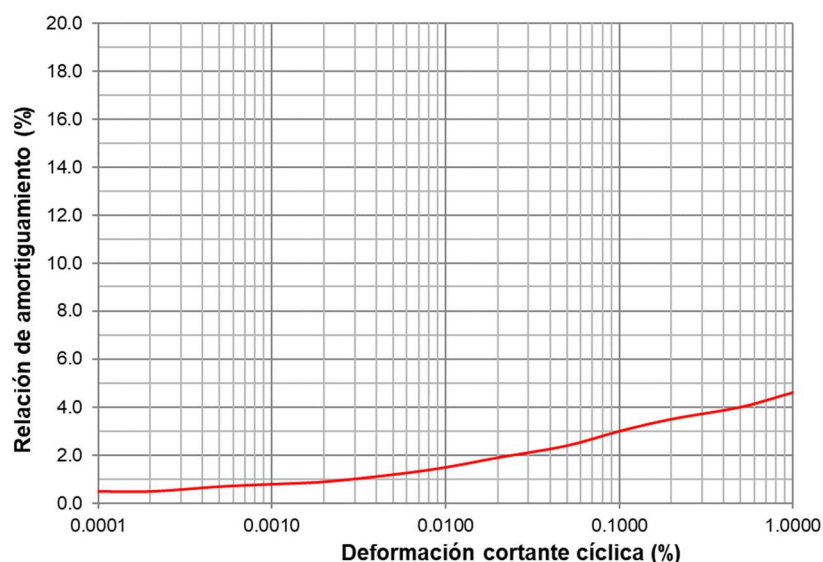


Figura N°4-14: Razón de amortiguamiento para roca

4.2.6. Discretización de estratos y consideraciones previas

Según Hashash *et al.* (2010) cada estrato discretizado para el análisis de respuesta debe cumplir con poseer un contenido de frecuencias mayor o igual a 25 Hz, ya que, de otra manera, las ondas no se propagarán en el medio discretizado de manera adecuada. Por otro lado, los resultados del análisis de respuesta deben ser ajustados a un esfuerzo cortante promedio; esto se debe a que las capas de suelo que participan en el análisis no lineal están sometidas a cierto esfuerzo de confinamiento que además genera esfuerzos cortantes en cada estrato, por lo que es necesario calcular los resultados para estas condiciones.

4.2.6.1. Contenido de frecuencias

En la Tabla N°4-8 se presenta el contenido de frecuencias de los estratos discretizados de las 4 columnas analizadas de acuerdo con la recomendación de Hashash *et al.* (2010).

Tabla N°4-8: Contenido de frecuencias de los estratos discretizados

Columna	Suelo	Espesor (m)	Profundidad (m)	Vs (m/s)	f (Hz)
C-01-BT	Núcleo (95%)	1.50	1.50	205.00	34.17
	Núcleo (95%)	2.00	3.50	245.00	30.63
	Núcleo (95%)	2.50	6.00	269.50	26.95
	Núcleo (95%)	2.50	8.50	286.00	28.60
	Núcleo (95%)	2.50	11.00	300.00	30.00
	Núcleo (95%)	3.00	14.00	310.50	25.88
	Núcleo (95%)	3.00	17.00	320.00	26.67
	Núcleo (95%)	3.00	20.00	329.00	27.42
	Núcleo (95%)	3.47	23.47	336.00	24.19
	Roca fracturada	6.53	30.00	760.00	29.11
	Roca fracturada	5.00	35.00	835.00	41.75
	Roca fracturada	5.00	40.00	910.00	45.50
	Roca fracturada	5.00	45.00	985.00	49.25
	Roca fracturada	2.43	47.43	1060.00	109.10
C-02-BT	Depósito morrénico	2.00	2.00	350.00	43.75
	Depósito morrénico	2.35	4.35	370.00	39.38
	Roca fracturada	5.00	9.35	650.00	32.50
	Roca fracturada	5.00	14.35	710.00	35.50
	Roca fracturada	5.00	19.35	770.00	38.50
	Roca fracturada	5.00	24.35	830.00	41.50
C-03-BT	Roca fracturada	4.18	28.53	890.00	53.28
	Depósito	2.00	2.00	350.00	43.75

Análisis comparativo de la respuesta sísmica no lineal de una presa de tierra considerando sismos para diferentes periodos de retorno

Bach. Valdivia Carbajal, Juan José

Columna	Suelo	Espesor (m)	Profundidad (m)	Vs (m/s)	f (Hz)
	morrénico				
	Depósito morrénico	2.08	4.08	370.00	44.47
	Roca fracturada	4.00	8.08	650.00	40.63
	Roca fracturada	4.00	12.08	710.00	44.38
	Roca fracturada	4.00	16.08	770.00	48.13
	Roca fracturada	4.00	20.08	830.00	51.88
	Roca fracturada	4.00	24.08	890.00	55.63
	Roca fracturada	4.00	28.08	950.00	59.38
	Roca fracturada	5.01	33.09	1100.00	54.87
	Núcleo (100%)	1.00	1.00	450.00	112.50
	Filtros subverticales	5.59	6.59	600.00	26.83
	Núcleo (100%)	4.41	11.00	450.00	25.51
	Núcleo (95%)	1.50	12.50	205.00	34.17
	Núcleo (95%)	2.00	14.50	245.00	30.63
	Núcleo (95%)	2.50	17.00	269.50	26.95
	Núcleo (95%)	2.50	19.50	286.00	28.60
	Núcleo (95%)	2.50	22.00	300.00	30.00
	Núcleo (95%)	3.00	25.00	310.50	25.88
	Núcleo (95%)	3.00	28.00	320.00	26.67
	Núcleo (95%)	3.00	31.00	329.00	27.42
	Núcleo (95%)	3.00	34.00	336.00	28.00
C-01-MS	Núcleo (95%)	3.00	37.00	343.00	28.58
	Núcleo (95%)	3.00	40.00	350.00	29.17
	Núcleo (95%)	3.00	43.00	357.00	29.75
	Núcleo (95%)	3.00	46.00	364.00	30.33
	Núcleo (95%)	3.00	49.00	371.00	30.92
	Núcleo (95%)	3.00	52.00	378.00	31.50
	Núcleo (95%)	3.00	55.00	385.00	32.08
	Núcleo (95%)	3.00	58.00	392.00	32.67
	Roca fracturada	4.00	62.00	760.00	47.50
	Roca fracturada	5.00	67.00	835.00	41.75
	Roca fracturada	5.00	72.00	910.00	45.50
	Roca fracturada	5.00	77.00	985.00	49.25
	Roca fracturada	5.00	82.00	1060.00	53.00

Notas:

Núcleo (#%): Suelo de baja permeabilidad compactado al (#)% de Proctor estándar.

f: Calculado bajo la relación: $4H/V_s$ según Hashash *et al* (2010).

Como se puede observar, todos los estratos discretizados para las cuatro columnas de diseño cumplen con la condición mínima de poseer un contenido de frecuencias de por lo menos 25 Hz, por lo que se puede realizar el análisis no lineal.

4.2.6.2. Esfuerzo cortante de referencia

Los resultados del esfuerzo de corte máximo recomendado por Hashash *et al.* (2010) para el análisis se muestran en la Tabla N°4-9:

Tabla N°4-9: Esfuerzo cortante máximo calculado

Columna	Suelo	σ'_0 (kPa)	ϕ_{min} (°)	$\phi_{máx}$ (°)	σ'_{medio} (kPa)	τ (kPa)
C-01-BT	Núcleo (95%)	33.00	16.42	20.56	28.73	23.62
	Núcleo (95%)	77.00	16.42	20.56	67.04	36.45
	Núcleo (95%)	132.00	16.42	20.56	114.92	52.49
	Núcleo (95%)	187.00	16.42	20.56	162.80	68.53
	Núcleo (95%)	242.00	16.42	20.56	210.68	84.57
	Núcleo (95%)	308.00	16.42	20.56	268.14	103.81
	Núcleo (95%)	374.00	16.42	20.56	325.60	123.06
	Núcleo (95%)	440.00	16.42	20.56	383.06	142.30
	Núcleo (95%)	516.38	16.42	20.56	449.56	164.57
	Roca fracturada	653.47	30.32	36.66	500.08	432.37
	Roca fracturada	758.47	30.32	36.66	580.43	485.78
	Roca fracturada	863.47	30.32	36.66	660.78	539.18
	Roca fracturada	968.47	35.54	42.28	704.74	647.08
Roca fracturada	1019.48	35.54	42.28	741.86	677.21	
C-02-BT	Depósito morrénico	40.00	37.60	44.43	28.53	29.97
	Depósito morrénico	86.98	37.60	44.43	62.04	59.30
	Roca fracturada	191.98	30.32	36.66	146.92	197.65
	Roca fracturada	296.98	30.32	36.66	227.27	251.05
	Roca fracturada	401.98	30.32	36.66	307.62	304.46
	Roca fracturada	506.98	30.32	36.66	387.97	357.86
	Roca fracturada	594.68	30.32	36.66	455.08	402.47
C-03-BT	Depósito morrénico	40.00	37.60	44.43	28.53	29.97
	Depósito morrénico	81.60	37.60	44.43	58.20	55.94
	Roca fracturada	165.60	30.32	36.66	126.73	184.23
	Roca fracturada	249.60	30.32	36.66	191.01	226.95
	Roca fracturada	333.60	30.32	36.66	255.29	269.68
	Roca fracturada	417.60	30.32	36.66	319.57	312.40
	Roca fracturada	501.60	30.32	36.66	383.86	355.13
	Roca fracturada	585.60	30.32	36.66	448.14	397.85
Roca fracturada	690.85	30.32	36.66	528.68	451.38	
C-01-MS	Núcleo (100%)	22.00	16.42	20.56	19.15	20.42
	Filtros subverticales	122.62	38.63	45.49	86.58	78.63
	Núcleo (100%)	219.64	16.42	20.56	191.22	78.05
	Núcleo (95%)	252.64	16.42	20.56	219.95	87.67

Columna	Suelo	σ'_0 (kPa)	ϕ_{min} (°)	ϕ_{max} (°)	σ'_{medio} (kPa)	τ (kPa)
	Núcleo (95%)	296.64	16.42	20.56	258.25	100.50
	Núcleo (95%)	351.64	16.42	20.56	306.13	116.54
	Núcleo (95%)	406.64	16.42	20.56	354.02	132.57
	Núcleo (95%)	461.64	16.42	20.56	401.90	148.61
	Núcleo (95%)	527.64	16.42	20.56	459.36	167.86
	Núcleo (95%)	593.64	16.42	20.56	516.82	187.10
	Núcleo (95%)	659.64	16.42	20.56	574.28	206.35
	Núcleo (95%)	725.64	16.42	20.56	631.74	225.59
	Núcleo (95%)	791.64	16.42	20.56	689.19	244.84
	Núcleo (95%)	857.64	16.42	20.56	746.65	264.08
	Núcleo (95%)	923.64	16.42	20.56	804.11	283.33
	Núcleo (95%)	989.64	16.42	20.56	861.57	302.57
	Núcleo (95%)	1,055.64	16.42	20.56	919.03	321.82
	Núcleo (95%)	1,121.64	16.42	20.56	976.49	341.06
	Núcleo (95%)	1,187.64	16.42	20.56	1,033.95	360.31
	Núcleo (95%)	1,253.64	16.42	20.56	1,091.41	379.55
	Roca fracturada	1,337.64	30.32	36.66	1,023.65	780.35
	Roca fracturada	1,442.64	30.32	36.66	1,104.00	833.76
	Roca fracturada	1,547.64	30.32	36.66	1,184.35	887.16
	Roca fracturada	1,652.64	35.54	42.28	1,202.59	1,051.22
	Roca fracturada	1,757.64	35.54	42.28	1,279.00	1,113.24

4.2.7. Análisis no lineal GQ/H - DEEPSOIL v7.0

Para realizar este análisis se introdujeron como datos de entrada las velocidades de ondas de corte de cada estrato discretizado, así como el peso específico, el espesor y el esfuerzo cortante máximo asociado. Los perfiles en cuestión se muestran en la Figura N°4-15 y la Figura N°4-16.

Posteriormente, se añadieron las curvas dinámicas correspondientes a cada estrato y se procesó la información comparando los resultados obtenidos en el análisis GQ/H con el análisis LEQ, ya que una buena indicación de que el proceso se realizó de manera correcta es obtener curvas similares entre dichos análisis, escenario que se presentó en esta investigación.

Por último, se obtuvieron los espectros de respuesta correspondientes a cada sismo y periodo de retorno en las columnas seleccionadas, los cuales se promediaron para obtener los espectros de diseño para el cálculo de los DPIS.

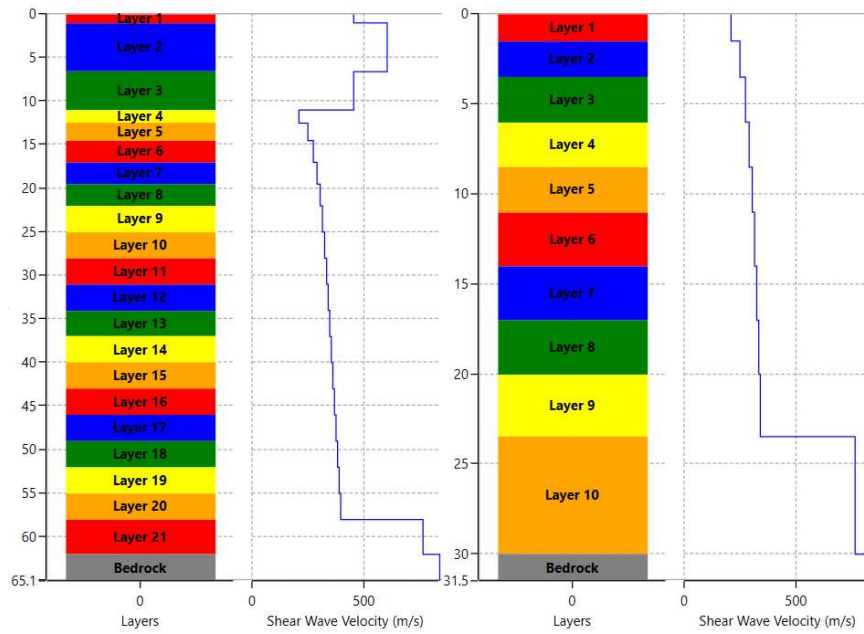


Figura N°4-15: Perfiles de las columnas C-01-MS y C-01-BT

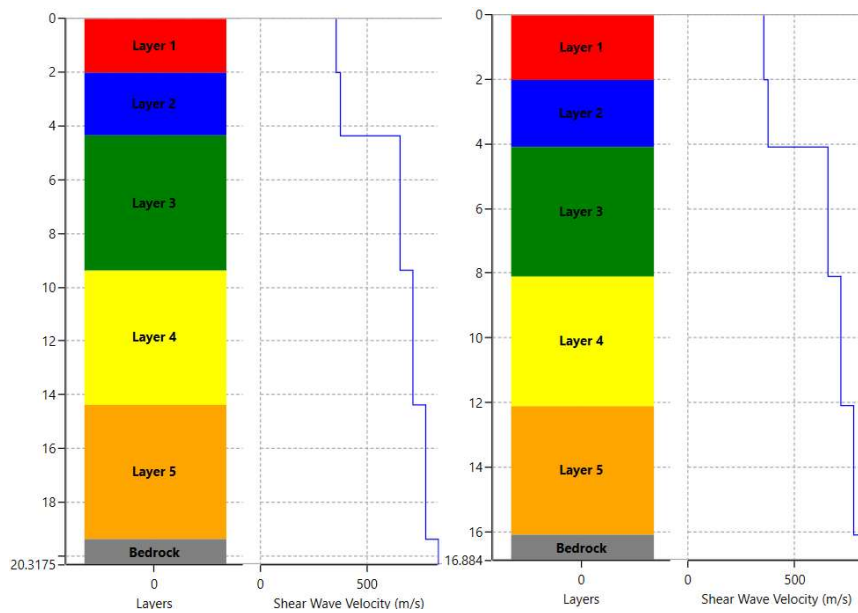


Figura N°4-16: Perfiles de las columnas C-02-BT y C-03-BT

A modo de ejemplificar lo obtenido, en la Figura N°4-17 y la Figura N°4-18 se muestran los espectros amplificados correspondientes al MCE en la columna de análisis “C-02-BT”; Los otros resultados se encuentran expuestos en el Anexo N°6: Respuesta Sísmica

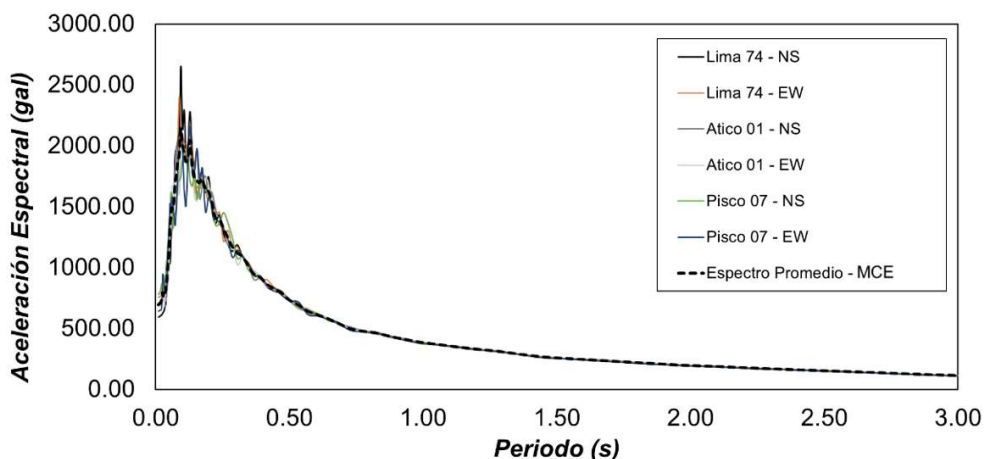


Figura N°4-17: Espectros amplificados - Columna C-02-BT - MCE

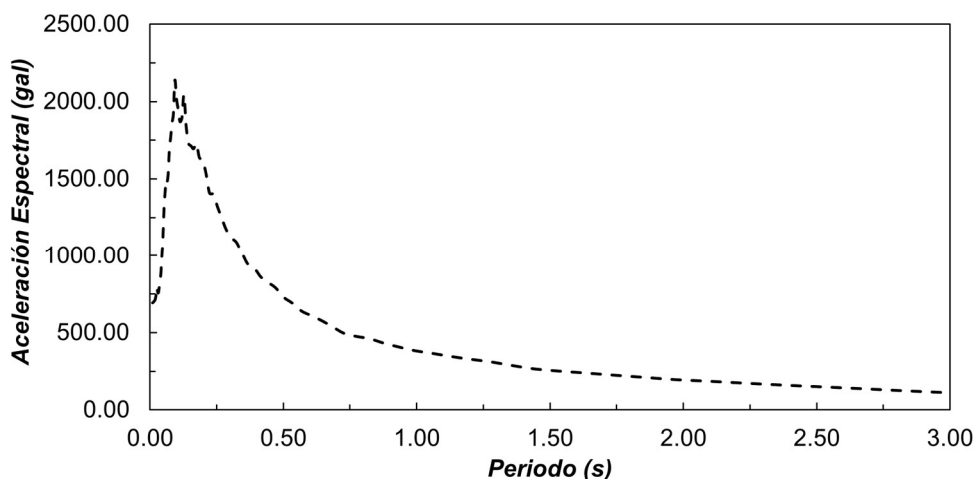


Figura N°4-18: Espectro amplificado promedio - Columna C-02-BT - MCE

4.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA

La estabilidad física simplificada de la presa se evaluará en términos de análisis estáticos y pseudoestáticos mediante el método de equilibrio límite y para los cuales se aplicó el método de Spencer (1967) en la obtención del factor de seguridad.

Para la obtención del coeficiente sísmico necesario para realizar los análisis pseudoestáticos se utilizó la metodología de Bray *et al.* (2017).

4.3.1. Parámetros geotécnicos de los materiales

El programa de investigaciones geotécnicas del proyecto incluyó la realización de 30 calicatas por métodos mecánicos y manuales en las áreas de interés, así como

7 ensayos de densidad por reemplazo de agua y 2 puntos de muestreo. También se realizaron ensayos de prospección geofísica (tomografía eléctrica) y ensayos de permeabilidad in situ para determinar las propiedades hidráulicas de los materiales. Además, se realizaron ensayos con martillo Schmidt e inclinación (tilt test) para la caracterización del enrocado en el espaldón de la presa. Por otro lado, los ensayos de laboratorio incluyeron el análisis granulométrico por tamizado (ASTM D6913), contenido de humedad (ASTM D2216), límites de Atterberg (ASTM D4318), análisis granulométrico por hidrómetro (ASTM D422), gravedad específica de sólidos (ASTM D854), compactación Proctor estándar (ASTM D698), conductividad hidráulica de pared rígida (ASTM D2434) y pared flexible (ASTM D5084), ensayos de compresión triaxial consolidado - drenado (CD - ASTM D4767), consolidado - no drenado (CU - ASTM D4767) y no consolidado no drenado (UU - ASTM D2850), ensayos de columna resonante y corte torsional (ASTM D4015), doble hidrómetro (ASTM D4221), Pinhole (ASTM D4647), propiedades físicas en roca (ASTM D2216), carga puntual (ASTM D5731) y compresión uniaxial (ASTM D2938).

Para el caso de la grava de drenaje, se utilizaron parámetros resistentes efectivos conservadores de cohesión nula y ángulo de fricción de 36° , además se asignó un peso de 19 y 20 kN/m^3 correspondientes al estado total y saturado respectivamente. Por otro lado, los parámetros resistentes de los filtros tienen la misma magnitud, sin embargo, el peso total y saturado tienen valores de 18 y 19 kN/m^3 .

La resistencia del enrocado se calculó utilizando la relación no lineal de Barton (2013), que nos permite obtener valores en función de la resistencia a la compresión (JCS), la carga axial aplicada y el ángulo de fricción del material. La curva no lineal se encuentra explicada y graficada en el Capítulo VI.

Los ensayos de conductividad hidráulica para el basamento rocoso, incluyendo el valor del RMR de la arenisca y limolita de cimentación, fueron útiles para asignar valores de cohesión y ángulo de fricción a estos materiales que guardan una relación con los mismos. El valor del RMR de diseño varía de 24 a 41 para los distintos grados de fracturamiento; con esta información se puede obtener un rango de 100 - 140 kPa en la cohesión y un rango de $20 - 30^\circ$ para el ángulo de fricción.

En la Tabla N°4-10 se presenta el resumen de los parámetros de resistencia cortante de los materiales que forman parte del modelo geotécnico, las que han sido determinadas a partir de los ensayos de campo y laboratorio indicados anteriormente.

Tabla N°4-10: Resumen de parámetros resistentes de los materiales

<i>Material</i>	γ_{total} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	S_u (kPa)	c_{total} (kPa)	Φ_{total} (°)	c' (kPa)	Φ' (°)
Enrocado	23	24	-	-	-	Ver Cap. VIII	Enrocado
Grava de drenaje	19	20	-	-	-	0	36
Filtros subverticales	18	19	-	-	-	0	36
Núcleo	22	23	45	14	15	5	30
Depósito Morrénico	20	21	-	-	-	5	32
Arenisca	24	25	-	-	-	140	30
Arenisca fracturada	24	25	-	-	-	120	30
Arenisca muy fracturada	21	22	-	-	-	100	28
Limolita	22	23	-	-	-	110	20
Inyección de Grouting	22	23	-	-	-	75	33

Nota:

1. Los parámetros de cohesión y fricción de los materiales han sido reducidos de los calculados mediante los ensayos de laboratorio únicamente para fines de estabilidad mediante equilibrio límite; dado que este método no considera muchas otras variables, se optó por un criterio conservador.

Los parámetros de resistencia no drenada " S_u " se utilizaron para la condición de final de construcción, mientras que los parámetros totales y efectivos se aplicaron a los casos pseudoestáticos y estáticos respectivamente.

4.3.2. Criterios de análisis

Es necesario establecer las condiciones mínimas para cada periodo de vida útil de la presa a analizar. La CDA (2013) nos brinda una serie de factores de seguridad que se deben cumplir para garantizar la seguridad de la estructura, los que se presentan en la Tabla N°4-11 a continuación.

Tabla N°4-11: Factores de seguridad mínimos requeridos

<i>Condiciones de carga</i>	<i>FS_{mín} requerido</i>	<i>Ubicación</i>
Durante la construcción	1.20	Margen derecho / izquierdo
Al final de la construcción y antes del llenado del vaso	1.30	Aguas arriba / abajo
Largo plazo (infiltración constante)	1.50	Aguas abajo
Desembalse rápido	1.20	Aguas arriba
Análisis pseudoestático	1.00	Aguas abajo

Fuente: CDA (2013)

4.3.3. Periodo fundamental de la masa

Para obtener el periodo fundamental de la masa deslizante, se ponderaron las velocidades de ondas de corte de cada material existente (ver Tabla N°4-12) dentro de la superficie de falla con el área respectiva que ocupan, de esta manera se obtuvo una velocidad de ondas de corte promedio en la masa deslizante (V_s) igual a 495.8 m/s.

Tabla N°4-12: Materiales participantes en la superficie de falla

<i>Material</i>	<i>V_s (m/s)</i>	<i>Área (m²)</i>
Núcleo 100	450	106.22
Núcleo 95	290	558.17
Filtros	600	180.75
Grava	600	221.14
Enrocado	600	2,122.99
Morrena	360	1,056.39
Promedio ponderado	495.8	

Nota:

V_s: Velocidad de ondas de corte.

Posteriormente se calculó la profundidad promedio utilizando los valores correspondientes a la distancia entre el punto extremo de las columnas de análisis y la superficie de la topografía presente; resultados que promediados nos otorgan una profundidad final (H) de 26,37 m como se muestra en la Tabla N°4-13.

Tabla N°4-13: Altura promedio de la masa deslizante

<i>Columna de análisis</i>	<i>H_s (m)</i>	<i>H_{prom} (m)</i>
C-01-BT	34.72	26.37
C-02-BT	36.08	
C-03-BT	8.32	

Nota:

H_s: Altura por encima de la columna de análisis hasta la topografía presentada.

H_{prom}: Altura promedio

Por último, se calculó el periodo fundamental de la masa deslizante (T_s), bajo la recomendación expuesta en Bray *et al.* (2018) para una presa de tierra:

$$T_s = \frac{4 \cdot H}{V_s} \quad (4-1)$$

$$T_s = \frac{4 \cdot (26.37)}{(495.78)} = 0.138 \text{ s} \quad (4-2)$$

Con lo cual se puede calcular el periodo degradado del sistema:

$$1.5 \cdot T_s = 1.5 \cdot 0.138 = 0.207 \text{ s} \quad (4-3)$$

4.3.4. Coeficiente de fluencia

La aceleración de fluencia, mejor expresado como coeficiente de fluencia, fue calculado mediante un análisis de sensibilidad en el software Slide v6 para obtener el coeficiente sísmico que redujera el factor de seguridad del talud aguas abajo a la unidad, tal como se muestra en la Figura N°4-19. Como se observa, el coeficiente sísmico requerido para obtener un factor de seguridad igual a 1.0 es $k_y = 0.21$, valor bastante elevado debido a que la resistencia del enrocado supera a la del depósito morrénico, lo que indica que la falla en esta estructura es profunda y tendrá un buen comportamiento frente a sollicitaciones dinámicas.

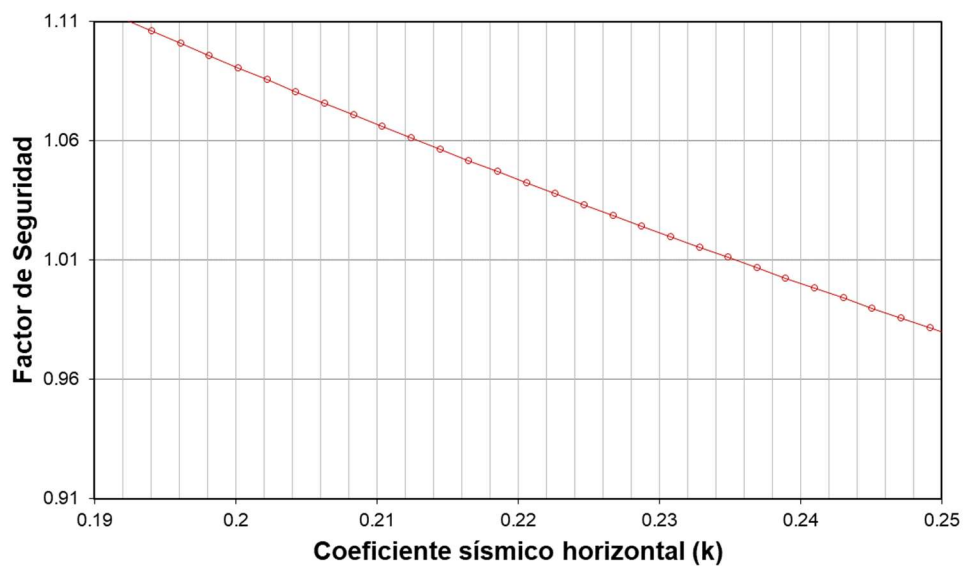


Figura N°4-19: Variación del FS respecto al coeficiente sísmico

4.3.5. Coeficiente sísmico de diseño

Existen dos metodologías utilizadas para calcular el coeficiente sísmico en general. La primera corresponde a las recomendaciones de Bray *et al.* (2018), la cual requiere de un valor admisible de desplazamiento sísmico, el periodo degradado de la masa deslizante, así como la aceleración espectral asociada y la magnitud momento del sismo en cuestión; para nuestro caso se estima en 50 cm el desplazamiento admisible de la presa, el que es un valor relativamente conservador. Por otra parte, Hynes-Griffin y Franklin (1984), indican que se puede utilizar el 50% del valor del PGA en el terreno como valor para este parámetro.

En la Tabla N°4-14 se presenta el cálculo de los coeficientes sísmicos por los dos criterios indicados anteriormente. Para el caso del método de Hynes-Griffin y Franklin (1984) este valor no depende del periodo de la masa deslizante por lo que en ambas tablas presenta el mismo valor.

Tabla N°4-14: Coeficientes sísmicos de diseño - Periodo degradado

Referencia	Coeficiente Sísmico de Diseño (<i>k</i>)		
	475 años	2,475 años	MCE
Hynes-Gryffin (1984)	0.176	0.274	0.355
Bray <i>et al.</i> (2018)	0.070	0.108	0.131

Nota:

1. Se eligió un desplazamiento máximo permisible de 50 cm y una magnitud momento de 8.00.
2. Los valores de aceleración utilizados en esta tabla corresponden al periodo degradado de la masa deslizante

Es importante mencionar que los valores del coeficiente sísmico obtenidos bajo el criterio de Hynes-Griffin (1984) que se muestran en la Tabla N°4-14 fueron obtenidos a partir de los valores de PGA de los espectros amplificados hasta la superficie para cada escenario sísmico correspondiente.

4.3.6. Resultados obtenidos

Los factores de seguridad calculados para la condición estática y pseudoestática se muestran en la Tabla N°4-15 y Tabla N°4-16 respectivamente.

Tabla N°4-15: Factores de seguridad en condición estática

Condición	Ubicación	Tipo de Falla	Factor de Seguridad
Fin de la construcción	Aguas Abajo	NC ¹	1.76
	Aguas Arriba	NC	1.64
Operación	Aguas Abajo	NC	1.74
	Aguas Arriba	NC	1.76
Desembalse rápido ²	Aguas Abajo	NC	1.74
	Aguas Arriba	NC	1.42

Notas:

1. Falla de tipo No Circular
2. Condición de desembalse rápido presentada al día veinte (20) después del inicio.

Tabla N°4-16: Factores de seguridad en condición pseudoestática

Condición	Periodo de Retorno	Coefficiente Sísmico	Tipo de Falla	Factor de Seguridad
Bray <i>et al.</i> (2018)	475 años	0.070	NC ¹	1.33
	2,475 años	0.108	NC	1.24
	MCE	0.137	NC	1.15
Hynes-Gryffin (1984)	475 años	0.176	NC	1.12
	2,475 años	0.274	NC	0.94
	MCE	0.355	NC	0.84

Notas:

1. Falla de tipo No Circular

Los resultados gráficos se presentan en el Anexo N°7: Análisis de estabilidad. Como se puede observar de las tablas anteriores, los factores de seguridad obtenidos son mayores a los mínimos requeridos a excepción de los factores de seguridad pseudoestáticos para el criterio de los coeficientes sísmicos por el método de Hynes-Griffin (1984) que son menores que 1.0 debido a que este método es conservador y proporciona coeficientes sísmicos mayores a los obtenidos por el método de Bray *et al.* (2018).

4.4. CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS INDUCIDOS POR SISMO

En esta sección se presenta el cálculo de desplazamientos inducidos por sismo mediante los métodos de Bray *et al.* (2018) y Swaisgood (2013).

4.4.1. Método de Bray *et al.* (2018)

Para calcular los desplazamientos permanentes mediante este método es necesario obtener previamente el valor de los parámetros mostrados en la Tabla N°4-17:

Tabla N°4-17: Parámetros de entrada requeridos para el método de Bray et al. (2018)

Parámetro	Símbolo	Descripción	Valor
Coefficiente de fluencia	k_y	Ver Sección 4.3.4	0.210
Periodo fundamental	T_s	Ver Sección 4.3.3	0.138
Periodo degradado	$1.5 T_s$	Ver Sección 4.3.3	0.207
Magnitud de momento	M_w	Obtenido del estudio de peligro sísmico	8.0
Aceleración Espectral	$Sa_{(1.5 T_s)}$	Obtenida de los espectros amplificados	Nota N°1

Notas:

- Los valores de la aceleración espectral se obtuvieron para los periodos de retorno correspondientes a 475 años, 2,475 años y el MCE.

Posteriormente se utilizó la hoja de cálculo proporcionada por la Universidad de California en Berkeley para obtener los valores presentados en la Tabla N°4-18.

Tabla N°4-18: DPIS en cada columna de análisis por el método de Bray et al. (2018)

Columna	Condición	Periodo de Retorno	Rango (cm)	Media (cm)	Probabilidad $D = 50 \text{ cm}^1$ (%)
C-01-BT	Periodo Degradado	475 años	3.3 - 14.6	7.0	0
		2,475 años	7.6 - 32.5	15.7	6
		MCE	10.6 - 45.5	22.0	13
C-02-BT	Periodo Degradado	475 años	2.3 - 11.1	5.3	0
		2,475 años	7.4 - 31.7	15.3	5
		MCE	11.6 - 49.5	24.0	16
C-03-BT	Periodo Degradado	475 años	2.2 - 10.5	4.9	0
		2,475 años	6.9 - 29.6	14.3	4
		MCE	10.9 - 46.4	22.4	14

Notas:

- Probabilidad de que los DPIS presentes en la presa sean iguales o mayores a 50 cm.

Por último, se obtuvo el promedio de los resultados de cada columna para obtener los desplazamientos finales presentados en la Tabla N°4-19:

Tabla N°4-19: DPIS finales por el método de Bray et al. (2018)

Condición	Periodo de Retorno	Rango (cm)	Media (cm)	Probabilidad $D = 50 \text{ cm}^1$ (%)
Periodo Degradado	475 años	2.6 - 12.07	5.73	0
	2,475 años	7.3 - 31.27	15.10	5
	MCE	11.03 - 47.13	22.80	15

Notas:

- Probabilidad de que los DPIS presentes en la presa sean iguales o mayores a 50 cm.

4.4.2. Método de Swaisgood (2013)

Siguiendo el procedimiento indicado en la sección 2.4.2.2. se obtuvo el rango de valores de asentamiento en la cresta para cada periodo de retorno considerando los valores de aceleración (PGA) correspondientes a los espectros de peligro uniforme para cada periodo de retorno según el estudio de peligro sísmico. Previamente, el método exige el cálculo de ciertos parámetros de entrada que se muestran en la Tabla N°4-20:

Tabla N°4-20: Parámetros de entrada requeridos para el método de Swaisgood (2013)

<i>Parámetro</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>
Magnitud de momento	M_w	Obtenida del estudio de peligro sísmico	8.0
Aceleración máxima en cresta	PGA	Obtenida del estudio de peligro sísmico	Nota N°1
Altura de la presa	H	Ve sección 3.5	58 m

Notas:

- Los valores de la aceleración espectral se obtuvieron de los espectros de peligro uniforme del estudio de peligro sísmico y para los periodos de retorno correspondientes a 475 años, 2,475 años y el MCE.

En la Tabla N°4-21 se presentan los resultados de asentamientos en la cresta de la estructura analizada para diferentes periodos de retorno según el método de Swaisgood (2013).

Tabla N°4-21: Asentamientos finales en la cresta por el método Swaisgood (2013)

<i>Periodo de Retorno</i>	<i>PGA</i>	<i>Media (cm)</i>	<i>Máximo¹ (cm)</i>
475 años	0.28	9.07	23.79
2,475 años	0.40	17.97	47.15
MCE	0.52	35.60	93.44

Notas:

- Swaisgood (2013) presenta la curva de asentamiento en cresta para un valor máximo correspondiente a la media más una desviación estándar.

4.4.3. Comentarios de resultados obtenidos

Como se puede observar de los resultados obtenidos, los asentamientos calculados en la cresta son mayores cuando el sismo es más intenso, como era de esperarse, sin embargo, en ningún caso incluyendo para el MCE, estos asentamientos son mayores que el borde libre de la presa que es de 2 m, indicando que aun para el sismo extremo no se presentaría desbordamiento de la presa por pérdida de borde libre. Asimismo, existe un criterio empírico y más

conservador basado en la experiencia de los diseñadores a lo largo de los años el cual indica que el asentamiento en la cresta no debería ser mayor al 1% de la altura total de la presa (58 cm en este caso) y que nos indicaría que para el MCE pueden existir problemas según los resultados obtenidos en la Tabla N°4-21.

CAPÍTULO V: MODELAMIENTO NUMÉRICO

5.1. CALIBRACIÓN DEL MODELO HARDENING SOIL SMALL STRAIN (HSS)

Como se mostró anteriormente en la sección 2.5.3, el modelo constitutivo Hardening Soil - Small Strain (HSS) utiliza los mismos parámetros resistentes y elásticos del modelo Mohr Coulomb, añadiendo dos parámetros que predicen el comportamiento dilatante del material y además dos parámetros dinámicos que se obtienen de la curva de degradación de módulo de corte y razón de amortiguamiento.

Para la obtención de los parámetros de resistencia cortante y parámetros elásticos se puede recurrir a los ensayos triaxiales en condición drenada o no drenada disponibles para este proyecto, sin embargo para los parámetros volumétricos tales como el ángulo de dilatación y la relación de Poisson en descarga-recarga es necesario contar con ensayos triaxiales en condiciones drenadas, ya que este permite medir la deformación volumétrica conforme se aumenta el esfuerzo aplicado a la muestra debido a la disipación de presión de poros característica de este ensayo; por otro lado, los parámetros restantes del modelo constitutivo únicamente se pueden obtener con precisión de ensayos dinámicos como los ensayos de columna resonante / corte torsional que se realizaron en este proyecto complementados con ensayos triaxiales cíclicos, o, en su defecto, se pueden obtener de curvas formuladas para las características del materiales tales como las expuestas en la sección 2.1.3.

5.1.1. Depósito morrénico

Para el caso del material morrénico se dispone de información de ensayos triaxiales consolidados drenados (CD) y RCTS, por lo que se podrán hallar los parámetros resistentes, elásticos y dinámicos, así como los parámetros volumétricos, que serán calculados según las recomendaciones que se verán líneas abajo.

La información detallada del ensayo respectivo se encuentra en el Anexo N°11: Ensayos de Laboratorio.

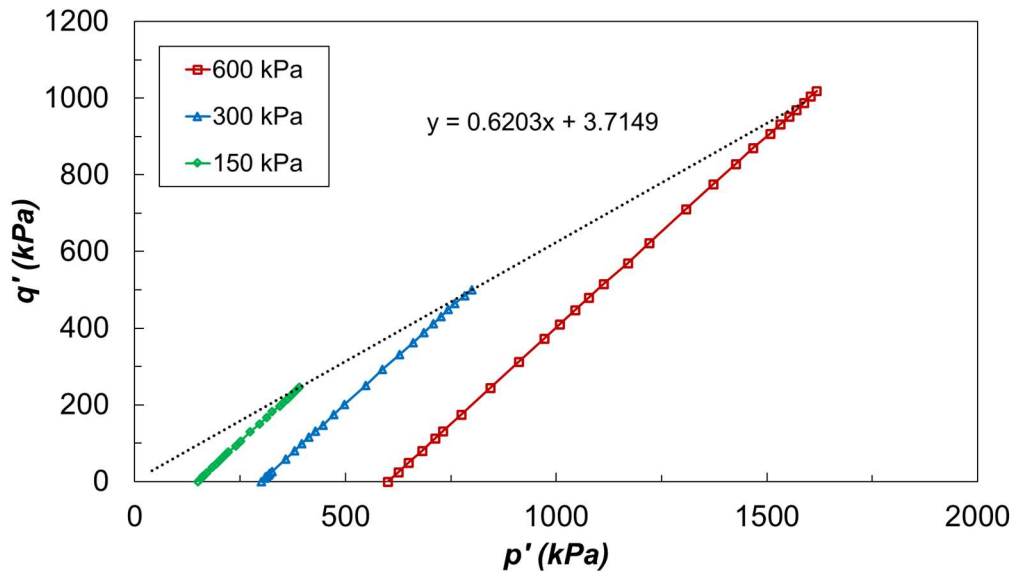


Figura N°5-1: Trayectoria de esfuerzos efectivos del ensayo CD - Depósito morrénico

El procedimiento consiste en trazar la trayectoria de esfuerzos para cada presión de confinamiento (150 kPa, 300 kPa y 600 kPa) como se muestra en la Figura N°5-1 y posteriormente elegir un nivel de deformación deseado (a criterio) para calcular la pendiente y el intercepto correspondiente a la recta que mejor se ajuste a los puntos de la gráfica correspondientes a dicha deformación.

Luego aplicamos las relaciones:

$$\phi = \arcsin(\tan(\alpha)) \tag{5-1}$$

$$c = \frac{i}{\cos(\phi)} \tag{5-2}$$

En donde:

α : Pendiente de la recta ajustada.

i : Ordenada del punto de intersección entre la recta y el eje vertical.

Para el caso de la determinación de los parámetros volumétricos, se utilizó la gráfica de la deformación volumétrica versus la deformación axial presentada en la Figura N°5-2, obtenida a partir el ensayo triaxial consolidado drenado, como se muestra en la siguiente figura:

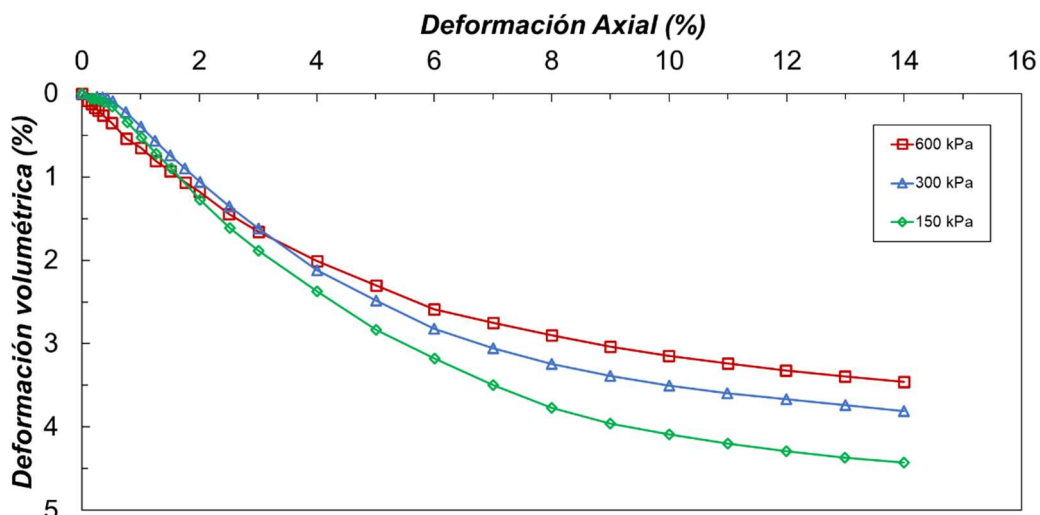


Figura N°5-2: Deformación volumétrica vs deformación axial en laboratorio - Depósito Morrénico

Como se puede observar de la figura anterior, el material presenta un comportamiento netamente contractivo, por lo que se puede asegurar que el ángulo de dilatancia asociado es nulo. Por otro lado, la relación de Poisson a descarga-recarga puede ser determinada como la pendiente que une el origen con el punto que define el cambio de comportamiento contractivo a dilatante, como en este caso ese punto no existe, se puede tomar como el extremo de la curva, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla N°5-1:

Tabla N°5-1: Parámetro v_{ur} a diferentes presiones de confinamiento - Depósito morrénico

Parámetro	Símbolo	Descripción	Valor	Promedio
Relación de Poisson a descarga-recarga	v_{ur}	600 kPa	0.247	0.278
		300 kPa	0.272	
		150 kPa	0.316	

La dependencia de rigidez “ m ” y la relación de falla “ R_f ”, así como los módulos elásticos fueron calibrados mediante el uso de la herramienta “Soil Test” presente en el software PLAXIS, que nos permite obtener un rango más preciso de parámetros mediante el uso de un análisis de sensibilidad.

Además, se deben calibrar los parámetros dinámicos que se necesitan para este modelo; para este fin se utilizaron las curvas de reducción de módulo cortante y razón de amortiguamiento presentadas en la sección 4.2.5.

De los ensayos RCTS mostrados en el Anexo N°11: Ensayos de Laboratorio, se obtiene que el módulo de corte inicial para una presión de referencia de 600 kPa (TS) es $G_0^{ref} = 282$ MPa y de las curvas dinámicas ajustadas según Menq (2003) se obtuvo una deformación cortante cíclica correspondiente al 72.20% del " G_0^{ref} " igual a $\gamma_{0,7} = 0.02816\%$.

Sin embargo, ya que estamos frente a un estrato de suelo con un estado de esfuerzos desconocidos, es más conveniente calibrar el módulo de corte mediante ensayos geofísicos MASW. En ese sentido se utilizaron un total de 7 ensayos MASW realizados en la zona en estudio para obtener el módulo cortante promedio según la profundidad del estrato y se eligieron los parámetros del modelo HSS que mejor se adecuen a esta distribución. La comparación entre estos escenarios se puede observar en la Figura N°5-3.

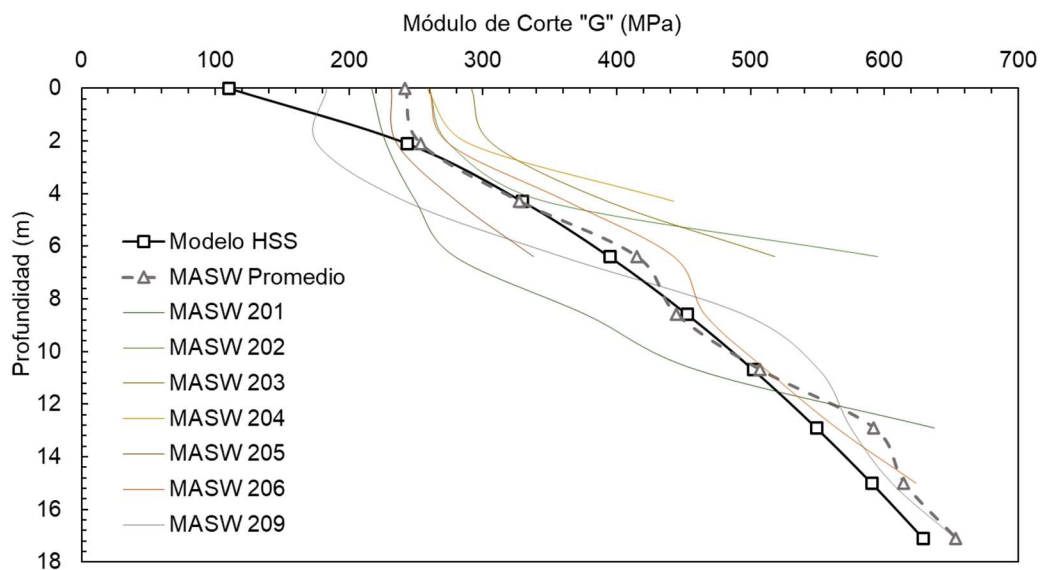


Figura N°5-3: Calibración del módulo de corte mediante ensayos MASW

Por último, para compensar la falta de amortiguamiento inicial que es formulada en el modelo HSS se utilizaron los parámetros alfa y beta de Rayleigh para un objetivo del 1% de amortiguamiento en el rango de 1 a 10 Hz de frecuencia. El rango se eligió en base a la mayor concentración de frecuencias de los sismos analizados.

El resumen de parámetros del modelo HSS para el suelo morrénico se muestra en la Tabla N°5-2:

Tabla N°5-2: Parámetros del modelo HSS - Depósito morrénico

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Peso unitario	γ	20	kN/m ³
Peso unitario saturado	γ_{sat}	21	kN/m ³
Cohesión efectiva	c'	5	kPa
Ángulo de fricción efectivo	ϕ'	38	°
Módulo elástico	E_{50}^{ref}	40,000	kPa
Módulo edométrico	E_{oed}^{ref}	18,000	kPa
Módulo a descarga y recarga	E_{ur}^{ref}	180,000	kPa
Dependencia de la rigidez	m	0.50	-
Relación de Falla	R_f	1.00	-
Ángulo de dilatación	ψ	0	°
Relación de Poisson a descarga	ν_{ur}	0.280	-
Presión de referencia	p_{ref}	100	kPa
Coefficiente de presión lateral	K_0	0.384	-
Módulo de corte de referencia	G_0^{ref}	450	MPa
Deformación cortante referencial	$\gamma_{0,7}$	1.5E-4	-
Coeficientes de Rayleigh			
$\xi = 1,00 \%$	α	1.1424	1/s
Rango de 1 a 10 Hz	β	2.89E-3	s

Notas:

1. El parámetro K_0 corresponde al coeficiente de presión lateral hallado mediante la relación de Jaky (1944).

En la Figura N°5-4 se muestra la comparación entre las curvas esfuerzo deformación obtenidas de laboratorio y por el modelo HSS.

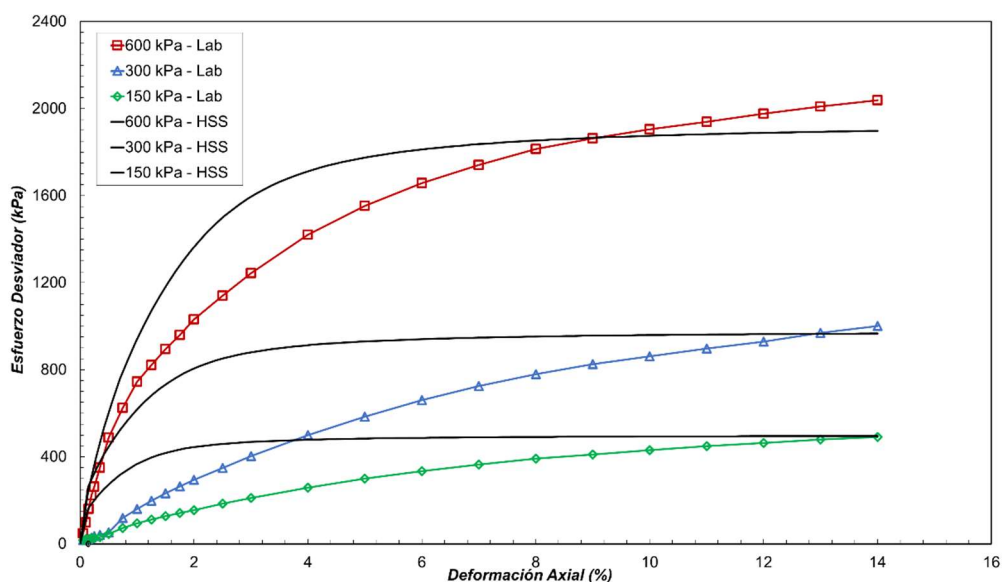


Figura N°5-4: Comparación de ensayos de laboratorio y el modelo HSS - Depósito Morrénico

5.1.2. Suelo de baja permeabilidad

De la misma forma, procedemos a calcular los parámetros del suelo de baja permeabilidad utilizado para la construcción del núcleo de la presa, sin embargo, para este material se cuenta únicamente con ensayos de tipo CU y UU, por lo que la obtención de los parámetros volumétricos se dará únicamente con estimaciones.

Para simular el comportamiento no drenado de este tipo de material se utilizaron los parámetros efectivos para calcular un estado de esfuerzos efectivos paralelamente con una distribución de presión de poros en el material. En la Figura N°5-5 se presenta la trayectoria de esfuerzos efectivos, los resultados indican parámetros de resistencia cortante de $c' = 23$ kPa y $\phi' = 29^\circ$, tal como se muestra en la Tabla N°5-3.

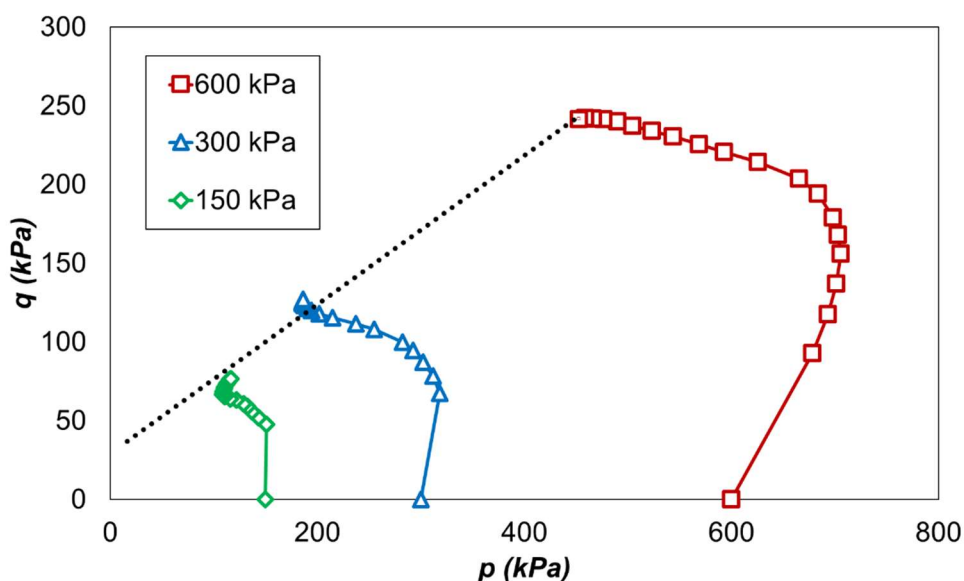


Figura N°5-5: Trayectoria de esfuerzos efectivos - Material del núcleo

Tabla N°5-3: Parámetros resistentes del material del núcleo

Parámetro	Símbolo	Descripción	Valor	Unidad
Cohesión	c'	Esf. Efectivos	23	kPa
Fricción	ϕ'	Esf. Efectivos	29	°

Posteriormente se calibraron los parámetros elásticos, la dependencia de rigidez y la relación de falla mediante el uso del programa “Soil Test”.

Debido a que no se dispone de información de ensayos MASW, los parámetros dinámicos de este material se calibraron netamente de los ensayos RCTS mostrados en el Anexo N°11: Ensayos de Laboratorio, en los cuales se obtiene que el módulo de corte inicial para una presión de referencia de 600 kPa (TS) es $G_0^{ref} = 222$ MPa y de las curvas dinámicas ajustadas según Wang (2018) obtenemos una deformación cortante cíclica correspondiente al 72.20% del " G_0^{ref} " igual a $\gamma_{0,7} = 0.02\%$.

Asimismo, se utilizó el amortiguamiento de Rayleigh con las mismas consideraciones utilizadas para el depósito morrénico.

La comparación entre las curvas de esfuerzo deformación obtenidas en laboratorio y mediante el modelo HSS se muestran en la Figura N°5-6:

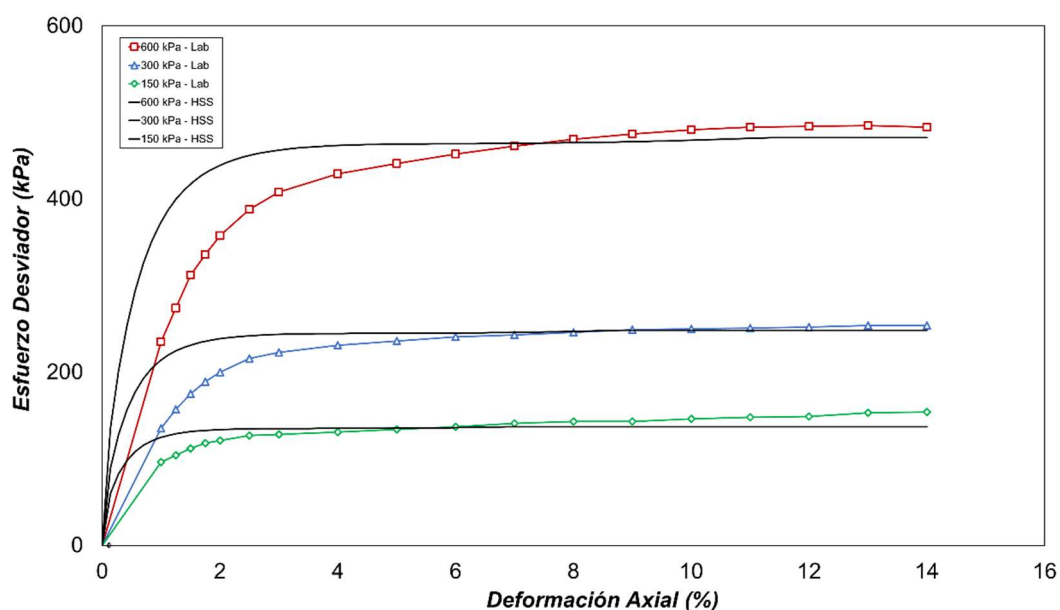


Figura N°5-6: Comparación de ensayos de laboratorio y el modelo HSS - Núcleo Impermeable

El resumen de parámetros del modelo HSS para el material del núcleo se presenta en la Tabla N°5-4.

Tabla N°5-4: Resumen de parámetros del modelo HSS – Material del núcleo

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Peso unitario	γ	22	kN/m ³
Peso unitario saturado	γ_{sat}	23	kN/m ³
Cohesión efectiva	c'	23	kPa
Ángulo de fricción efectivo	ϕ'	29	°
Módulo elástico	E_{50}^{ref}	30,000	kPa
Módulo edométrico	E_{oed}^{ref}	30,000	kPa
Módulo a descarga y recarga	E_{ur}^{ref}	181,000	kPa
Dependencia de la rigidez	m	0.60	-
Relación de Falla	R_f	0.90	-
Ángulo de dilatancia	ψ	0	°
Relación de Poisson a descarga	ν_{ur}	0.20	-
Presión de referencia	p_{ref}	600	kPa
Coefficiente de presión lateral	K_0	0.515	-
Módulo de corte de referencia	G_0^{ref}	222	MPa
Deformación cortante referencial	$\gamma_{0,7}$	0.2E-3	-
Coeficientes de Rayleigh			
$\xi = 1,00 \%$	α	1.1424	1/s
Rango de 1 a 10 Hz	β	2.89E-3	s

Notas:

1. El parámetro K_0 corresponde al coeficiente de presión lateral hallado mediante la relación de Jaky (1944).

5.1.3. Enrocado

Para la determinación de la resistencia cortante del enrocado se consideró las siguientes condiciones: para los análisis de equilibrio límite se utilizó la relación entre el esfuerzo cortante y esfuerzo normal presentada por Barton (2013) (ver Figura N°5-7); para el análisis por elementos finitos se utilizó la envolvente de falla de Mohr Coulomb (Figura N°5-7) obtenida de los ensayos de inclinación (tilt test). En el segundo caso, esta información también fue utilizada para la calibración de los parámetros del modelo HSS, el cual se eligió debido al comportamiento de endurecimiento típico de enrocados con bajos porcentajes de contenido de finos tal como el material presente en el caso de estudio de esta investigación.

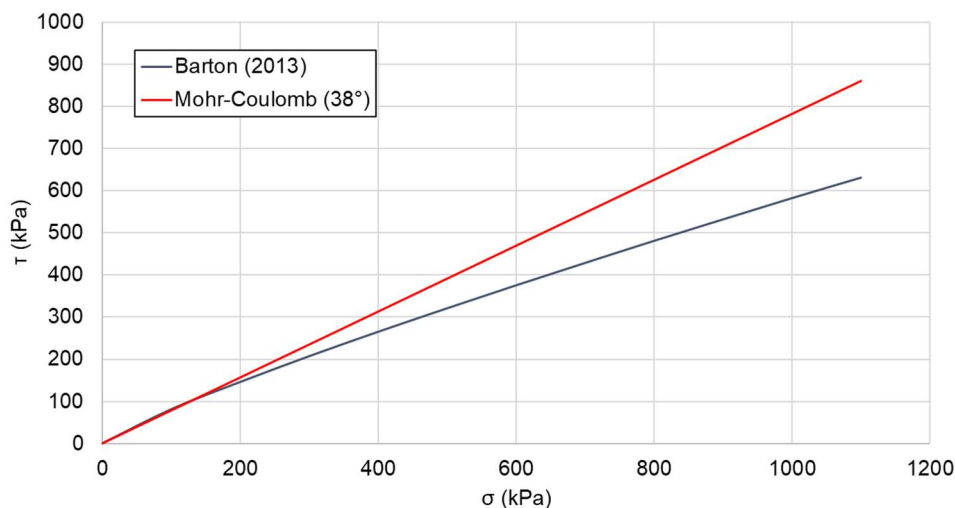


Figura N°5-7: Envolventes de falla para el enrocado

Por otro lado, al no tener información o ensayos que permitan obtener los parámetros elásticos del material, se recurrió a la investigación de Sanjeev (2011) en la cual el módulo de elasticidad del enrocado es estimado en función del esfuerzo vertical aplicado y los distintos diámetros máximos de partícula como indica la Figura N°5-8:

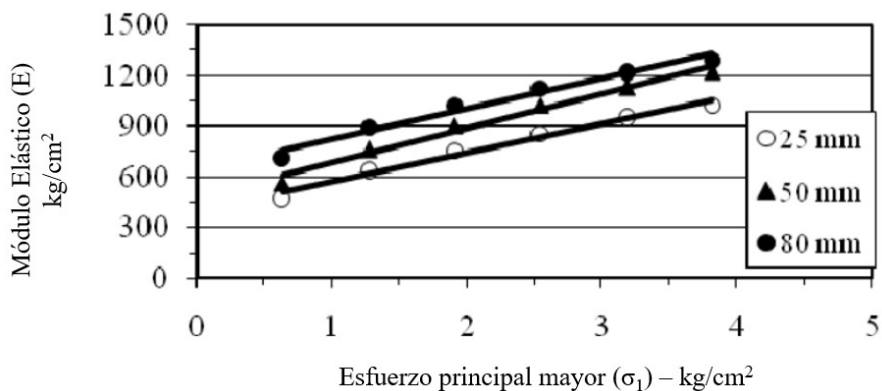


Figura N°5-8: Módulo de elasticidad en función de la presión vertical y el $D_{m\acute{a}x}$ de partícula
 Fuente: Sanjeev (2011)

En nuestro caso el material está sometido a esfuerzos medios verticales de aproximadamente 200 kPa a 300 kPa (2 kg/cm² a 3 kg/cm²) y posee un diámetro de partícula máximo que varía entre 25 mm a 30 mm, por lo que según la Figura N°5-8 a estos valores les correspondería un módulo de elasticidad en el rango de los 60 MPa a 90 MPa, por lo que se ha tomado un valor de 80 MPa y una relación de Poisson de 0.20.

Los parámetros restantes necesarios para modelar este material bajo el modelo HSS fueron obtenidos mediante las aproximaciones anteriormente mencionadas. Por otro lado, para el caso de los parámetros dinámicos, se utilizaron las curvas de reducción de módulo cortante y relación de amortiguamiento presentadas en la sección 4.2.5.

Para la obtención del módulo de corte máximo se recurrió al estudio realizado por Zhou *et al.* (2017), el cual muestra una amplia variedad de valores de $G_{\text{máx}}$ para distintas presiones de confinamiento para enrocado. Debido a que el rango medio de presiones de confinamiento de este material no supera los 400 kPa, se extrapolaron las curvas presentadas en el estudio, dando como valor de $G_{\text{máx}} = 350$ kPa para una presión de referencia de 100 kPa. Los parámetros finales del modelo Hardening Soil Small Strain para el enrocado se muestran en la Tabla N°5-5:

Tabla N°5-5: Resumen de parámetros del modelo HSS - Enrocado

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Peso unitario	γ	23	kN/m ³
Peso unitario saturado	γ_{sat}	24	kN/m ³
Cohesión efectiva	c'	0	kPa
Ángulo de fricción efectivo	ϕ'	38	°
Módulo elástico	E_{50}^{ref}	80,000	kPa
Módulo edométrico	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	80,000	kPa
Módulo a descarga y recarga	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	240,000	kPa
Dependencia de la rigidez	m	0.50	-
Relación de Falla	R_f	0.90	-
Ángulo de dilatación	ψ	0	°
Relación de Poisson a descarga	ν_{ur}	0.20	-
Presión de referencia	p_{ref}	100	kPa
Coefficiente de presión lateral	K_0	0.384	-
Módulo de corte de referencia	G_0^{ref}	350	MPa
Deformación cortante referencial	$\gamma_{0,7}$	1.5E-4	-
Coefficientes de Rayleigh			
$\xi = 1,00$ %	α	1.1424	1/s
Rango de 1 a 10 Hz	β	2.89E-3	s

Notas:

1. El parámetro K_0 corresponde al coeficiente de presión lateral hallado mediante la relación de Jaky (1944).

5.1.4. Filtros y grava de drenaje

Los parámetros de estos materiales son similares a los utilizados para el enrocado, pero con una menor resistencia; el resumen se encuentra en la tabla.

Tabla N°5-6: Resumen de parámetros del modelo HSS - Filtros y grava de drenaje

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Peso unitario	γ	18	kN/m ³
Peso unitario saturado	γ_{sat}	19	kN/m ³
Cohesión efectiva	c'	0	kPa
Ángulo de fricción efectivo	ϕ'	36	°
Módulo elástico	E_{50}^{ref}	80,000	kPa
Módulo edométrico	E_{oed}^{ref}	80,000	kPa
Módulo a descarga y recarga	E_{ur}^{ref}	240,000	kPa
Dependencia de la rigidez	m	0.50	-
Relación de Falla	R_f	0.90	-
Ángulo de dilatancia	ψ	0	°
Relación de Poisson a descarga	ν_{ur}	0.20	-
Presión de referencia	p_{ref}	100	kPa
Coefficiente de presión lateral	K_0	0.412	-
Módulo de corte de referencia	G_0^{ref}	350	MPa
Deformación cortante referencial	$\gamma_{0,7}$	1.5E-4	-
Coeficientes de Rayleigh			
$\xi = 1,00 \%$	α	1.1424	1/s
Rango de 1 a 10 Hz	β	2.89E-3	s

Notas:

1. El parámetro K_0 corresponde al coeficiente de presión lateral hallado mediante la relación de Jaky (1944).

5.1.5. Basamento Rocoso

Según el estudio realizado por Martínez (2013), la arenisca (roca sedimentaria detrítica en estado intacto), presenta un módulo de elasticidad del rango de los 3,000 MPa a los 61,000 MPa y una relación de Poisson entre los valores de 0.1 y 0.4, por lo que conservadoramente se eligió un módulo de elasticidad de 5,000 MPa y $\nu = 0.25$.

El módulo de corte se calcula bajo la relación elástica

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 2,000 \text{ MPa} \quad (5-3)$$

Los valores del ángulo de fricción y cohesión se muestran en la Tabla N°4-10 para el basamento rocoso.

5.2. REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA CORTANTE (SSR)

Para realizar el modelamiento numérico esfuerzo-deformación de la presa de tierra analizada e incorporar la no linealidad del suelo, se utilizó el software PLAXIS 2D de Bentley Solutions, que emplea el método de los elementos finitos para el cálculo de deformaciones y distribución de esfuerzos en el modelo.

El método SSR (Shear Strength Reduction por sus siglas en inglés) se utiliza para evaluar el factor de seguridad de un talud mediante la reducción de los parámetros resistentes como lo son la cohesión y fricción del material utilizado. El programa realiza iteraciones en las que calcula los desplazamientos y ensambla una nueva matriz de rigidez del modelo geotécnico que se está analizando. Cuando esta matriz llega a un valor nulo, el cálculo numérico colapsa y el software considera que esta es la condición de falla en la que se calcula el factor de seguridad respectivo; sin embargo, este procedimiento solo se llevará a cabo si el cálculo plástico de la fase asociada logra completarse exitosamente, es decir, no existe condición de falla previa, ya que de otra manera no sería posible el cálculo del factor de seguridad asociado.

Para la presente investigación, se aplicó el método SSR en condiciones estáticas de operación y en condiciones pseudoestáticas para cada coeficiente sísmico mostrado en la Tabla N°4-16.

El modelo constitutivo HS-SS fue aplicado a todos los materiales que conforman el modelo geotécnico del cuerpo de la presa y la cimentación, mientras que al basamento rocoso se le asignó el modelo lineal elástico con los parámetros previamente calculados en el capítulo anterior.

En la Tabla N°5-7 se presentan los resultados en términos de factor de seguridad mediante este método, tanto para la condición estática como pseudoestática.

Tabla N°5-7: Factores de seguridad mediante el método SSR

Condición	Periodo de retorno	Coefficiente Sísmico	Factor de seguridad
Estática	-	-	1.63
Pseudoestática Bray <i>et al.</i> (2018)	475 años	0.070	1.28
	2,475 años	0.108	1.17
	MCE	0.137	1.08
Pseudoestática Hynes-Gryffin (1984)	475 años	0.176	Colapso ¹
	2,475 años	0.274	Colapso ¹
	MCE	0.355	Colapso ¹

Notas:

1. PLAXIS 2D no puede realizar el cálculo del factor de seguridad cuando existe una condición de colapso en la fase de cálculo plástico asociado.

5.3. ANÁLISIS DINÁMICO 2D

5.3.1. Condiciones de contorno

Para llevar a cabo este tipo de análisis se deben tener en cuenta distintas consideraciones que permiten que el modelo sea realista y no se obtengan resultados erróneos. En primer lugar, se encuentran las consideraciones geométricas del modelo y sus condiciones de contorno (ver Figura N°5-9) para que una señal sísmica se comporte de manera adecuada en el cuerpo de suelo y en la estructura que queremos analizar. Para determinar dichas condiciones podemos referir el estudio realizado por Mejía y Dawson (2006) en donde se indica que la mejor manera de introducir un acelerograma a un software de análisis numérico debe incluir las condiciones de contorno denominadas como “compliant base” o base compatible y “free-field” o campo libre; aunque estas directivas sean orientadas al programa de diferencias finitas FLAC, versiones recientes de PLAXIS 2D también incluyen este tipo de contornos, por lo que este tipo de análisis es completamente factible.

La primera condición hace referencia a una base absorbente que utiliza una relación viscosa que limita la propagación de ondas en la dirección cortante únicamente, permitiendo que estas no se reflejen en la base por una condición muy rígida y alteren los resultados de respuesta sísmica.

Por otro lado, la condición de campo libre o “free-field”, actúa en el modelo de manera que las ondas que se propaguen hacia estos límites laterales “continúen

su camino” y no exista ninguna componente que vuelva a introducirse en el cálculo de propagación. Esto debido a que, a diferencia de la dirección vertical, en los extremos del modelo y extendiéndose hacia los lados, la onda únicamente se encontrará con las capas de suelo que definimos, más no con un basamento rocoso competente, por lo que no existiría ninguna componente que vuelva a actuar en el cálculo.

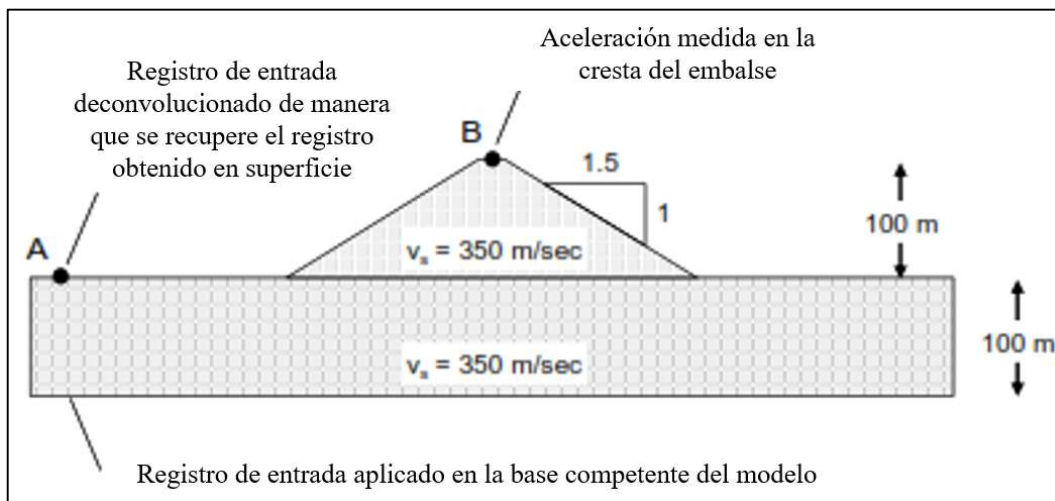


Figura N°5-9: Condiciones de contorno del modelo numérico para realizar un análisis dinámico
Fuente: Dawson y Mejía (2006)

5.3.2. Acelerogramas utilizados

Se procesaron los registros de Lima 1974, Atico 2001 y Pisco 2007 (sismos de interfase) y como caso adicional de comparación, se utilizó el sismo de intraplaca de Tarapacá 2005 únicamente para el análisis dinámico. Estos registros se encuentran ajustados espectralmente a los espectros objetivos de diseño para 475 años, 2,475 años y el MCE obtenidos para un suelo tipo B ($V_s > 760$ m/s) en la zona del proyecto, a excepción del sismo de Pisco 2007, que fue registrado en un suelo de tipo D ($V_s = 300$ m/s)

5.3.3. Resultados

5.3.3.1. Distribución de deformaciones cortantes

Los resultados del análisis dinámico bidimensional se muestran en el Anexo N°11: Análisis no lineal. Se eligió una columna de análisis de 60 m de profundidad en el eje central de la presa desde el basamento rocoso hasta la cresta para evaluar los resultados de deformaciones cortantes calculadas mediante PLAXIS 2D y que se

muestran en la Figura N°5-10 para cada periodo de retorno analizado y para cada dirección correspondiente a los cuatro sismos de diseño ajustados espectralmente. Los resultados de los análisis se presentan en la sección 6.4

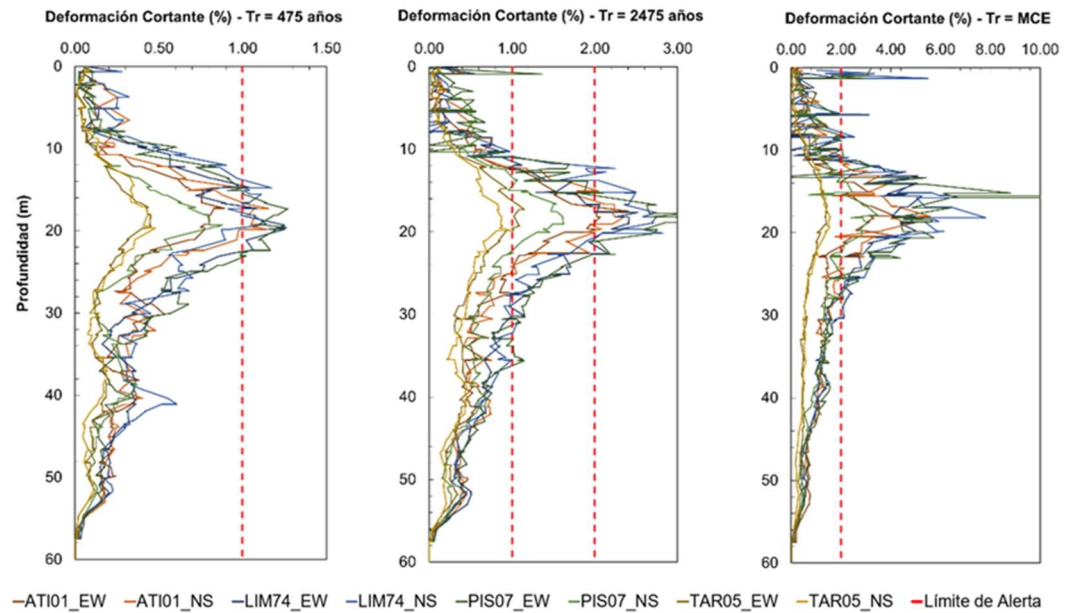


Figura N°5-10: Deformaciones cortantes en la columna de análisis - PLAXIS 2D

5.3.3.2. Asentamientos en la cresta de la presa

Los asentamientos en esta zona se analizaron por separado ya que, como menciona Bray *et al.* (2018), los asentamientos correspondientes a la cresta no se toman en cuenta al momento de la formulación del método propuesto debido a que corresponden a deformaciones de carácter volumétrico en lugar de deformaciones cortantes, siendo estas últimas las de mayor impacto en la estructura.

La Figura N°5-11 muestra la distribución de asentamientos (u_y) en el modelo analizado.

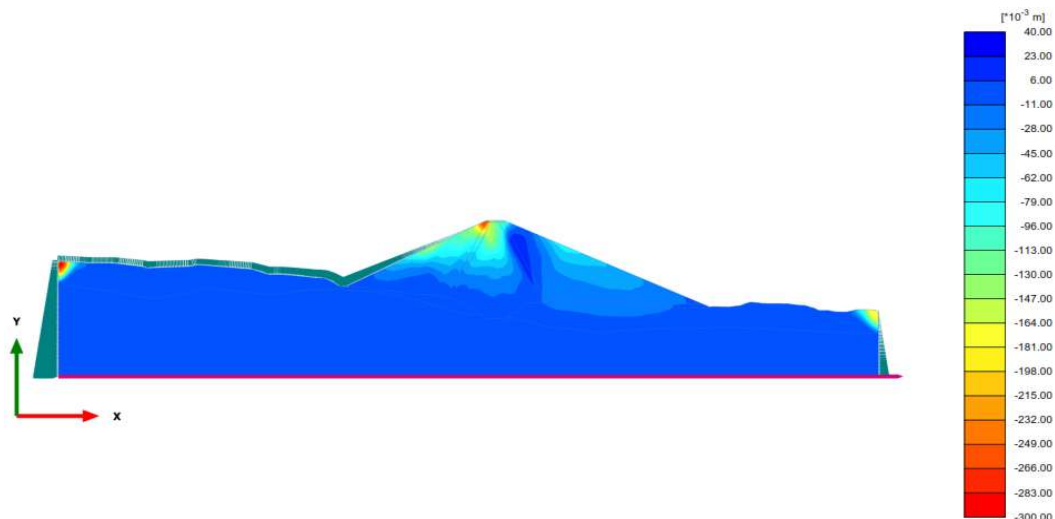


Figura N°5-11: Sismo de Atico 2001 - $T_r = 475$ años - $u_{y,máx} = 26.65$ cm

Los valores de asentamiento acumulado al final del evento sísmico se resumen en la Tabla N°5-8. Estos resultados son discutidos en detalle en la sección 6.5.

Tabla N°5-8: Asentamientos en la cresta - PLAXIS 2D

Sismo - Dirección	Periodo de retorno	PLAXIS 2D - D_{cresta} (cm)
Atico 2001 - EW	475 años	26.65
	2,475 años	81.53
	MCE	140.58
Atico 2001 - NS	475 años	33.33
	2,475 años	102.22
	MCE	183.75
Lima 1974 - EW	475 años	38.37
	2,475 años	105.60
	MCE	233.86
Lima 1974 - NS	475 años	39.67
	2,475 años	114.07
	MCE	244.07
Pisco 2007 - EW	475 años	37.05
	2,475 años	122.98
	MCE	267.51
Pisco 2007 - NS	475 años	16.14
	2,475 años	61.21
	MCE	131.34
Tarapacá 2005 - EW	475 años	8.94
	2,475 años	43.15
	MCE	50.64
Tarapacá 2005 - NS	475 años	9.77
	2,475 años	29.32
	MCE	54.03

Notas:

El valor mostrado en esta tabla corresponde al máximo valor de asentamiento en la cresta.

5.3.3.3. Desplazamientos en el talud aguas abajo

Para el talud aguas abajo se evidencian concentraciones de desplazamientos en ciertas zonas tal como lo muestra la Figura N°5-12; los valores obtenidos para sismos de interfase difieren en gran proporción del rango de desplazamientos obtenido de la formulación de Bray *et al.* (2018), por otro lado, para el sismo de intraplaca, estos son similares a los obtenidos por el método de Bray *et al.* (2018).

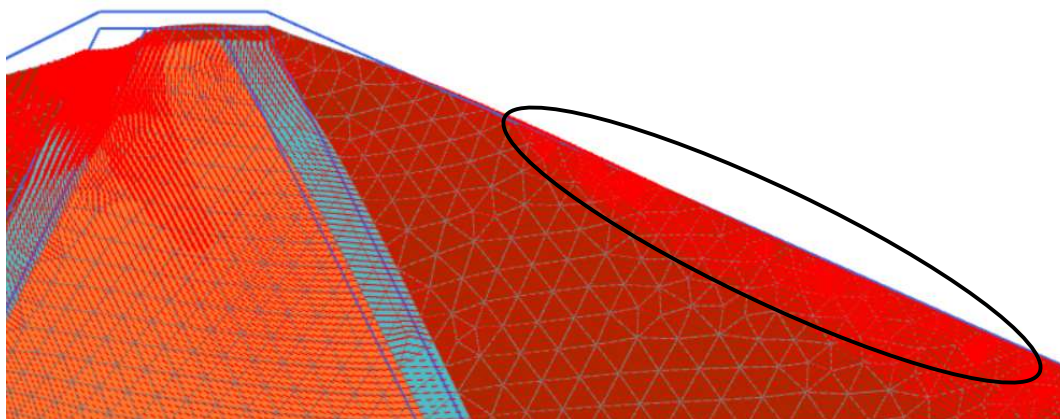


Figura N°5-12: Concentración de desplazamientos en el talud aguas abajo

La Tabla N°5-9 resume los valores hallados en la zona del talud aguas abajo de la presa de tierra analizada:

Tabla N°5-9: Desplazamientos máximos en el talud aguas abajo

Sismo - Dirección	Periodo de retorno	Rango (cm)	$D_{m\acute{a}x}$ (cm)
Atico 2001 - EW	475 años	4.05 - 19.55	19.55
	2,475 años	20.29 - 39.26	39.26
	MCE	40.35 - 91.49	91.49
Atico 2001 - NS	475 años	11.04 - 20.56	20.56
	2,475 años	29.29 - 48.46	48.46
	MCE	50.13 - 93.56	93.56
Lima 1974 - EW	475 años	12.00 - 22.20	22.20
	2,475 años	29.86 - 52.03	52.03
	MCE	35.41 - 95.86	95.86
Lima 1974 - NS	475 años	7.71 - 21.40	21.40
	2,475 años	38.28 - 80.45	80.45
	MCE	41.20 - 115.50	115.50
Pisco 2007 - EW	475 años	14.50 - 21.06	21.06
	2,475 años	34.91 - 60.46	60.46
	MCE	37.73 - 140.80	140.80
Pisco 2007 - NS	475 años	3.89 - 11.53	11.53
	2,475 años	16.18 - 32.68	32.68

Sismo - Dirección	Periodo de retorno	Rango (cm)	$D_{m\acute{a}x}$ (cm)
Tarapacá 2005 - EW	MCE	41.32 - 75.84	75.84
	475 años	4.23 - 7.56	7.56
	2,475 años	7.62 - 23.64	23.64
Tarapacá 2005 - NS	MCE	12.50 - 33.89	33.89
	475 años	1.91 - 5.63	5.63
	2,475 años	13.14 - 20.80	20.80
	MCE	15.41 - 29.37	29.37

El análisis y comparación de los resultados obtenidos mediante este procedimiento y el método de Bray *et al.* (2018) se encuentran descritos en la sección 6.6.1; además, cabe resaltar que las deformaciones halladas bajo este enfoque no son comparables con el método de Swaisgood (2013) debido a que este último está orientado principalmente a los efectos en cresta, las cuales son principalmente deformaciones volumétricas.

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DE RESULTADOS

6.1. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICA

Se presenta en esta sección la comparación de los factores de seguridad obtenidos por los métodos de equilibrio límite y por análisis numérico, tanto para la condición estática como pseudoestática, la forma de la superficie de falla obtenida en cada caso, los espectros de respuesta, la distribución de las deformaciones cortantes en la presa y las deformaciones permanentes inducidas por sismo.

6.1.1. Factor de seguridad

La Tabla N°6-1 presenta los resultados de los análisis de estabilidad estática para los métodos de equilibrio límite y análisis numérico por reducción de resistencia cortante (SSR) para la condición de operación del talud aguas abajo. Se observa que el factor de seguridad obtenido por equilibrio límite es mayor que aquel obtenido por análisis numérico, tal como se reporta en muchos casos analizados en el pasado; sin embargo, en otros casos históricos se observan resultados muy similares con ambos métodos.

Tabla N°6-1: Comparación de factores de seguridad en condición estática

Condición	Ubicación	Tipo de Falla	Factor de Seguridad	
			Equilibrio Límite	SSR
Operación	Aguas Abajo	NC	1.74	1.63

Notas:

1. NC: No Circular.

Esto se debe principalmente a los parámetros utilizados para ambos modelos; ya que la calibración utilizada para el modelo Hardening Soil Small se encuentra mayormente enfocada a compatibilizar las curvas esfuerzo-deformación y parámetros dinámicos de los materiales, mientras que los parámetros obtenidos para el método de equilibrio límite corresponden únicamente a la información procesada de la trayectoria de esfuerzos, lo que generó una variación frente a los resultados obtenidos para ambos métodos.

6.1.2. Tipo de superficie de falla

En la Figura N°6-1 se puede observar que la superficie de falla obtenida del talud aguas abajo para el análisis estático en condición de operación a partir del método de equilibrio límite presenta una geometría levemente no circular, mientras que la obtenida en el método SSR y mostrada en la Figura N°6-2 es no circular. En general, las superficies de falla obtenidas en ambos casos son muy similares, involucrando ambas los mismos materiales y áreas aproximadas, por lo que se puede observar una buena correlación entre los métodos de cálculo.

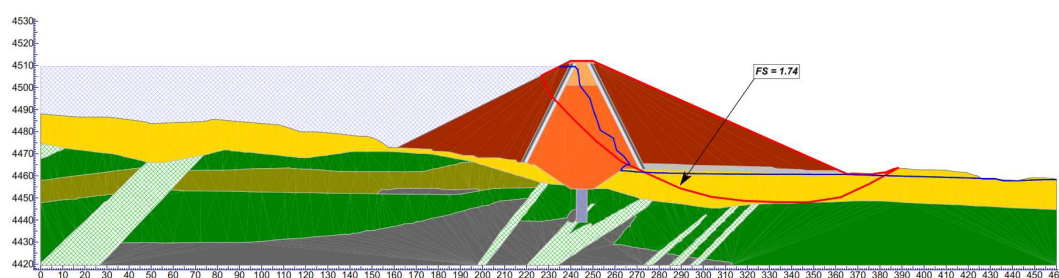


Figura N°6-1: Superficie de falla en condición estática - Equilibrio Límite

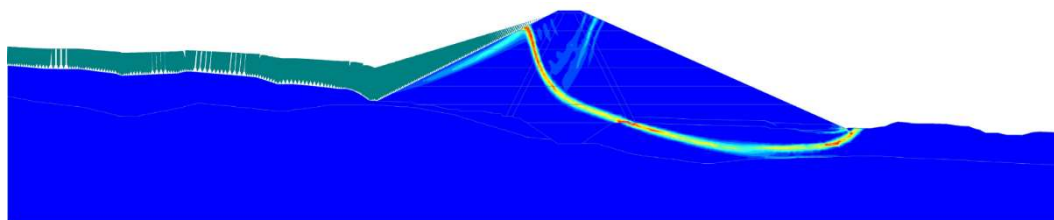


Figura N°6-2: Superficie de falla en condición estática - SSR

6.2. RESPUESTA SÍSMICA EN LA CRESTA

Se compararon los espectros de respuesta en la cresta en condiciones unidimensionales (análisis de amplificación no lineal mediante Deepsoil), bidimensionales (análisis no lineal en PLAXIS 2D) y el espectro promedio en la base de los sismos ajustados espectralmente. Los resultados se muestran en la Figura N°6-3, Figura N°6-4 y Figura N°6-5, para periodos de retorno de 475 años, 2,475 años y el MCE, respectivamente.

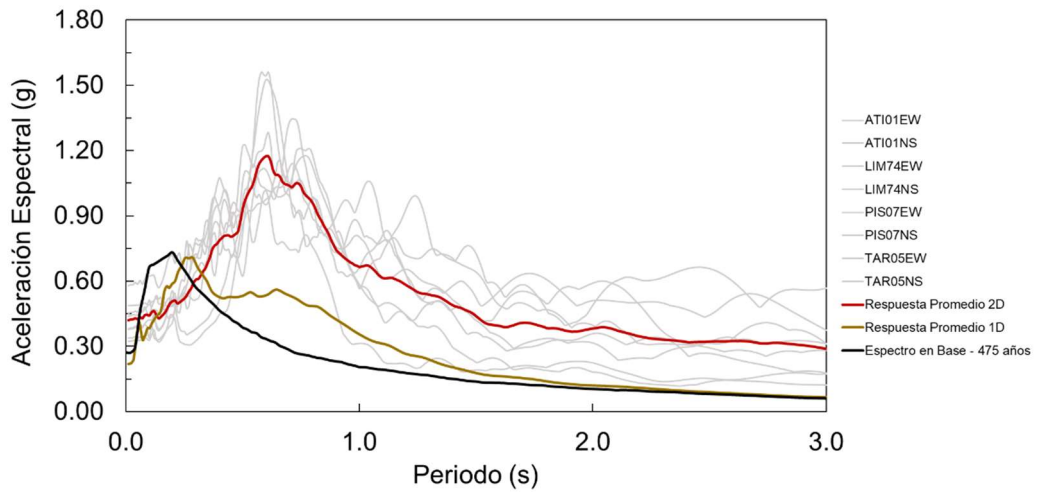


Figura N°6-3: Comparación de la respuesta en la cresta 1D y 2D - $T_r = 475$ años

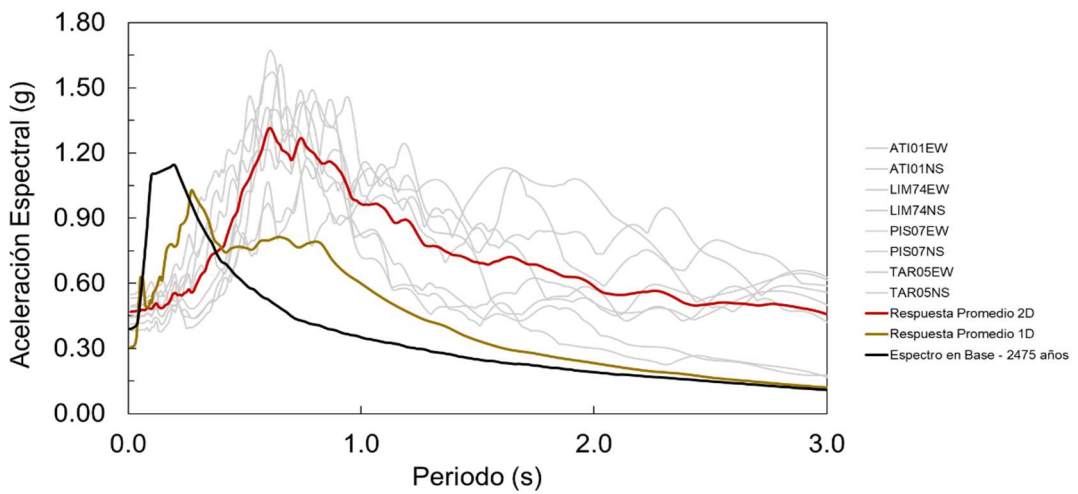


Figura N°6-4: Comparación de la respuesta en la cresta 1D y 2D - $T_r = 2,475$ años

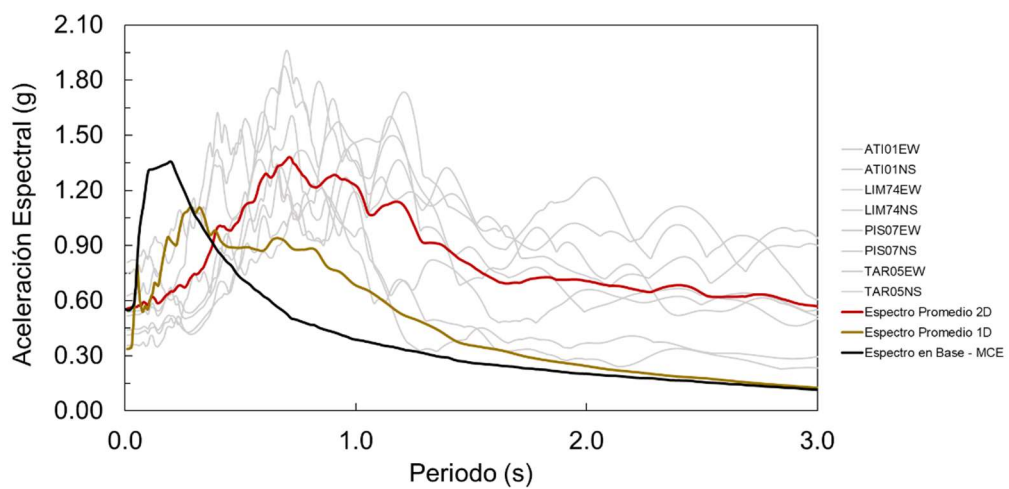


Figura N°6-5: Comparación de la respuesta en la cresta 1D y 2D - MCE

El espectro promedio bidimensional (2D) se obtuvo de los espectros de color gris, los cuales corresponden a la respuesta sísmica calculada mediante PLAXIS para cada sismo de análisis.

Como se puede observar, para los periodos de retorno de 475 y 2,475 años, los espectros de respuesta unidimensionales indica que existe una posible atenuación en la cresta, mientras que los espectros de respuesta bidimensional exhiben una amplificación del espectro en la base; esto es debido a que, al analizar esta columna de suelo de manera unidimensional, el confinamiento otorgado por los espaldones aguas abajo principalmente no tienen influencia en la respuesta sísmica, por lo que, en concordancia con lo que se expone en el sección 5.3.3.1, el rango de deformaciones cortantes al que está sometida la columna de suelo permite que la razón de amortiguamiento alcance valores altos, ocurriendo una atenuación.

Los espectros de respuesta calculados en el análisis unidimensional presentan una amplificación máxima para periodos estructurales en el rango de 0.20 segundos a 0.22 segundos, a diferencia de los calculados en un escenario bidimensional, los cuales presentan valores de aceleración espectral máximos para un rango de periodos estructurales de 0.62 segundos a 0.73 segundos.

Por otro lado, el PGA obtenido de los análisis unidimensionales es en todos casos menor que los valores resultantes del análisis dinámico bidimensional, por lo que no se recomienda utilizar métodos simplificados para el cálculo de deformaciones permanentes inducidas por sismo que utilicen el valor de la aceleración máxima en la cresta como "input" calculados de forma unidimensional tales como el método de Makdisi y Seed (1978), ya que se podrían obtener valores incoherentes.

6.3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PSEUDOESTÁTICA

6.3.1. Factor de seguridad

En la Tabla N°6-2 se observa que los factores de seguridad obtenidos a partir del análisis numérico son en todos los casos menores que aquellos obtenidos con equilibrio límite.

Sin embargo, en algunos casos se generan situaciones de colapso por el propio método de reducción de parámetros, pero según el método de equilibrio límite no existiría problema aparente. Esto se observa mayormente con los coeficientes sísmicos hallados por el criterio de Hynes-Gryffin (1984) ya que como mencionamos anteriormente, suele ser más conservador que los demás métodos existentes en la literatura.

Tabla N°6-2: Comparación de factores de seguridad en condición pseudoestática

Condición	Periodo de retorno	Coeficiente sísmico	Factor de seguridad	
			Equilibrio límite	SSR
Bray <i>et al.</i> (2018)	475 años	0.070	1.33	1.28
	2,475 años	0.108	1.24	1.17
	MCE	0.137	1.15	1.08
Hynes-Gryffin (1984)	475 años	0.176	1.12	Colapso ¹
	2,475 años	0.274	0.94	Colapso ¹
	MCE	0.355	0.84	Colapso ¹

Notas:

1. PLAXIS 2D no puede realizar el cálculo del factor de seguridad cuando existe una condición de colapso en la fase de cálculo plástico asociado.

6.3.2. Tipo de superficie de falla

La Figura N°6-6 y la Figura N°6-7 muestran resultados del análisis de estabilidad pseudoestático por equilibrio límite y análisis numérico, respectivamente, para la condición del coeficiente de fluencia. En estas figuras se observa que la superficie hallada por el método de equilibrio límite tiene una geometría aproximadamente circular, mientras que utilizando el método SSR en el modelamiento numérico se observa que conserva la forma de la superficie de falla respecto al análisis estático con la diferencia en la convexidad de ésta, que tiene como punto de quiebre el encuentro entre el núcleo y el depósito morrénico, al pie de los filtros verticales; sin embargo, de manera general se puede concluir que en ambos casos las superficie de falla son bastante similares.

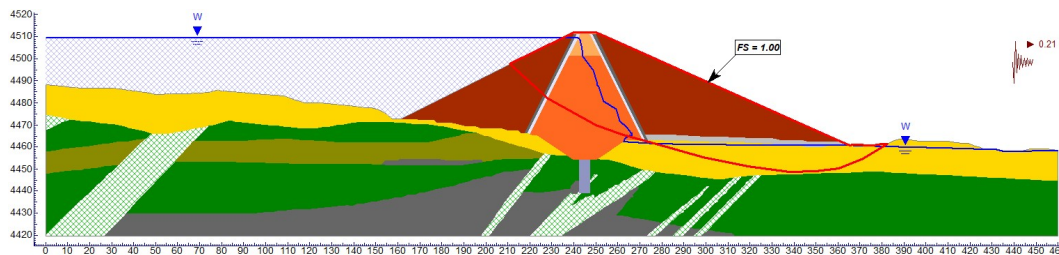


Figura N°6-6: Superficie de falla en condición pseudoestática - Equilibrio Límite

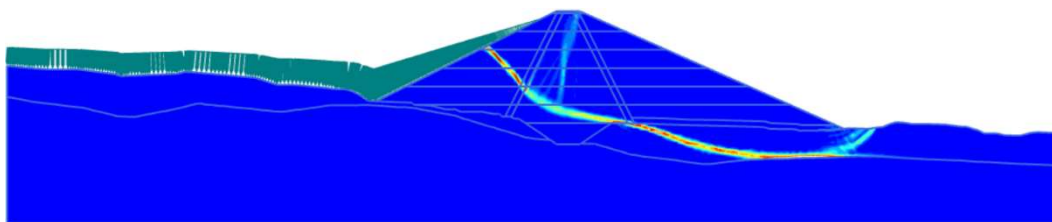


Figura N°6-7: Superficie de falla en condición pseudoestática - SSR

6.4. DISTRIBUCIÓN DE DEFORMACIONES CORTANTES

Como se observa en la Figura N°5-10, para un periodo de retorno de 475 años, las deformaciones cortantes de los sismos de interfase analizados (con excepción de la componente NS del sismo de Pisco 2007) superan el valor de 1%, que es considerado como un límite para grandes deformaciones para este tipo de estructuras por el daño que se puede producir a la servicialidad de la misma. Por otro lado, ninguna de las dos componentes del sismo de intraplaca (Tarapacá 2005) supera el 0.50% de deformación cortante, lo que evidencia una menor respuesta de este tipo de registros. Asimismo, para periodos de retorno de 2475 años y para el MCE, se evidencia un fuerte incremento del valor de deformación cortante, superando incluso el 2% desde una profundidad de 10 m hasta los 22 m e incluso llegando a profundidades de 30 m para los registros ajustados al MCE en los sismos de interfase, mientras que el sismo de intraplaca analizado alcanza un máximo de 1.56% a una profundidad de 18 m (MCE).

Por otro lado, al alcanzar un valor tan grande de deformación cortante en la profundidad anteriormente mencionada, se deduce que la razón de amortiguamiento se incrementa de manera considerable, por lo que existiría una menor amplificación en esta zona de la estructura; en comparación con lo mencionado anteriormente, si tomamos un análisis unidimensional que cubra esta longitud, tendremos resultados de atenuación mientras que en el análisis

bidimensional, al tomar en cuenta factores como la topografía, obtenemos una amplificación en la cresta.

6.5. ASENTAMIENTOS EN LA CRESTA

La Figura N°6-8, Figura N°6-9 y Figura N°6-10 presentan los resultados de asentamientos en la cresta para cada periodo de retorno.

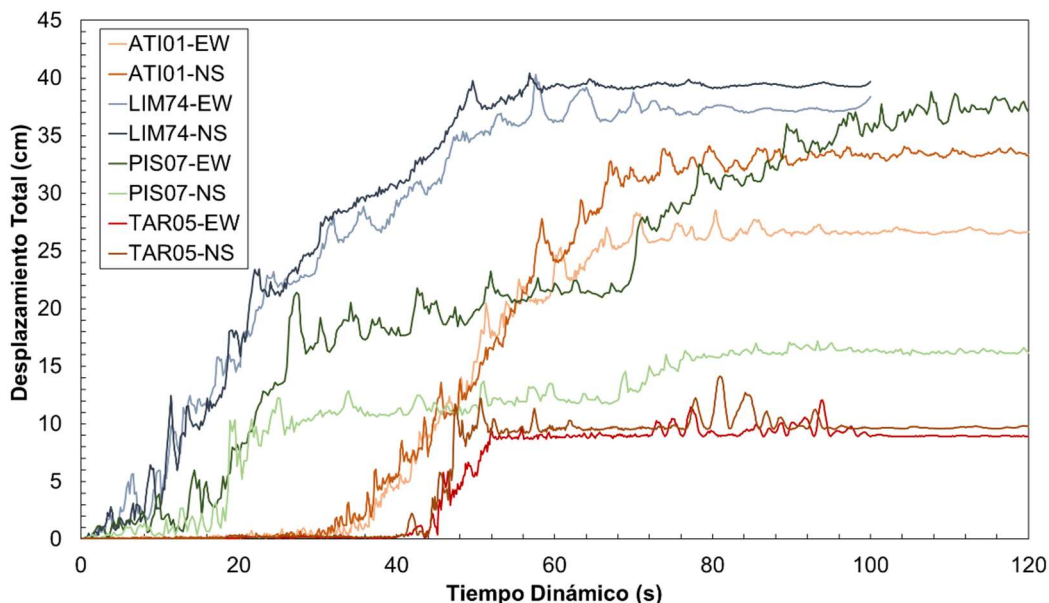


Figura N°6-8: Asentamientos en la cresta - $T_r = 475$ años

La Figura N°6-8 muestra que los asentamientos obtenidos en la cresta para sismos de interfase presentan una variabilidad de hasta el 142%, con un valor de 39.67 cm (Lima 1974 NS) para la máxima deformación alcanzada correspondiente al periodo de retorno de 475 años y una deformación mínima de 16.42 cm para el sismo de Pisco 2007 NS. Por otro lado, los asentamientos obtenidos para ambas componentes del sismo de Tarapacá 2005 son bastante similares (9.80% de variación) con asentamientos de 8.94 cm (EW) y 9.82 cm (NS).

Ninguno de los valores de deformación excede el límite de alerta de 58 cm (1% de la altura máxima de la presa).

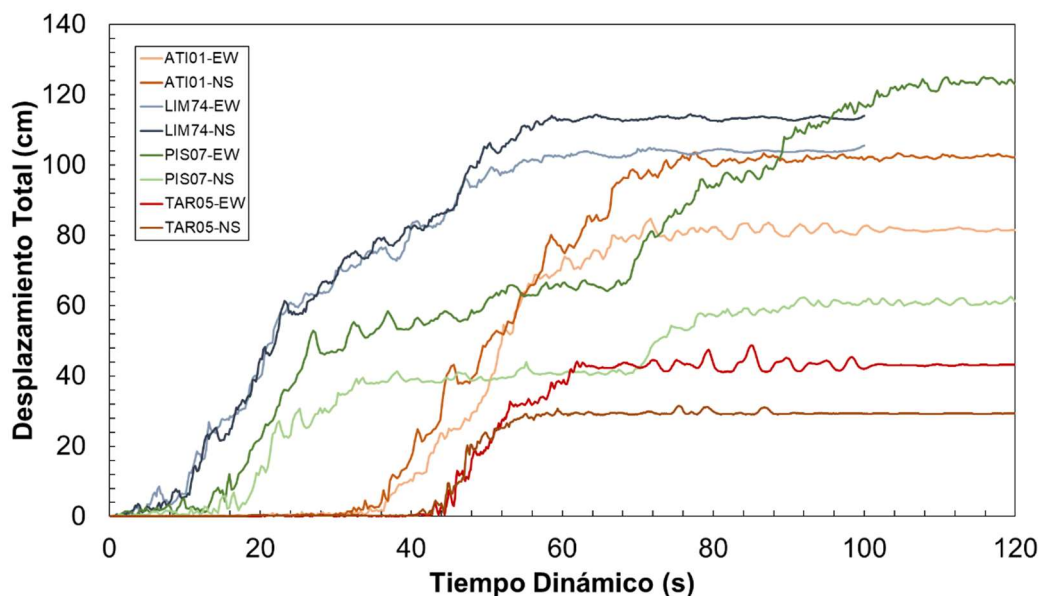


Figura N°6-9: Asentamientos en la cresta - Tr = 2,475 años

La Figura N°6-9 muestra que los asentamientos para sismos de interfase varían de 61 cm (Pisco 2007 NS) hasta 123 cm (Pisco 2007 EW) lo que supera el límite de alerta anteriormente mencionado. A partir de este valor de deformación, la integridad de la estructura puede estar en peligro, sin embargo, no se presenta una condición que comprometa la capacidad operativa de la presa como lo sería la pérdida total del borde libre.

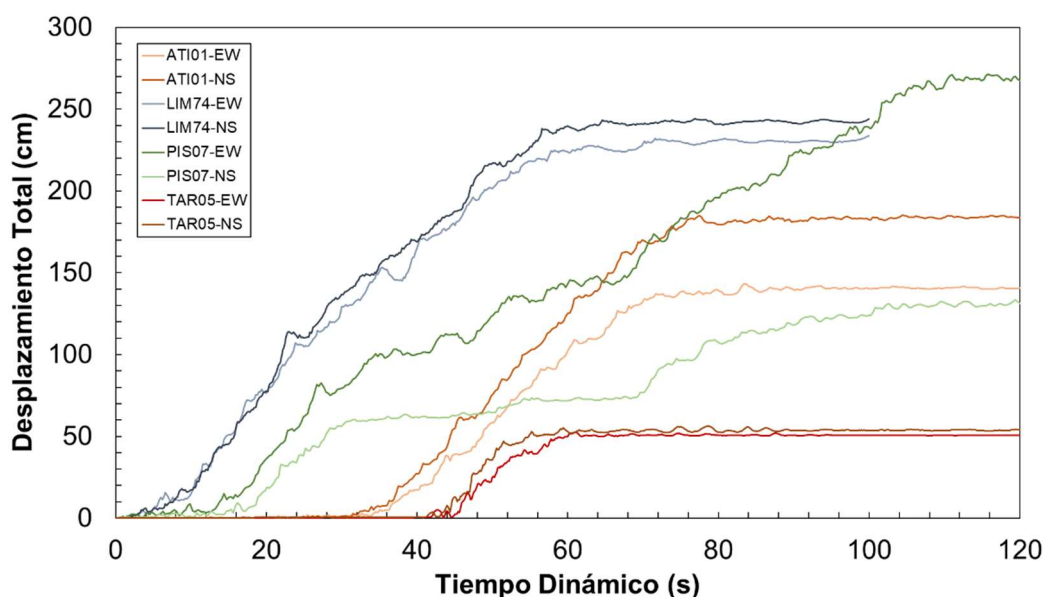


Figura N°6-10: Asentamientos en la cresta - MCE

Los asentamientos calculados en la cresta para el MCE mostrados en la Figura N°6-10 alcanzan valores de 1.31 m a 2.67 m, los cuales podrían poner en peligro la integridad de la estructura y que generan riesgos de desbordamiento (*overtopping*) debido a una reducción crítica en la longitud del borde libre, pudiendo resultar en la falla de la estructura.

En general, se puede concluir que la cresta de la presa presenta un adecuado comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas para periodos de retorno de 475 años y hasta 1,000 años (inferido a partir los resultados obtenidos para un $T_r = 2,475$ años), sin embargo, para sismos con mayores exigencias y a pesar de que los factores de seguridad superen los criterios mínimos de estabilidad, la cresta de la presa puede sufrir ciertos daños que, si bien no conducirían al colapso, pueden comprometer las condiciones de operación.

6.6. DESPLAZAMIENTOS PERMANENTES INDUCIDOS POR SISMO

6.6.1. Método de Bray *et al.* (2018) vs PLAXIS

La Figura N°6-11, Figura N°6-12 y Figura N°6-13 muestran los valores de los desplazamientos permanentes por sismo calculados mediante PLAXIS 2D para los diferentes sismos utilizados y comparadas con los límites superior e inferior obtenidos aplicando el método de Bray *et al.* (2018) para los periodos de retorno de 475 años, 2475 años y el MCE respectivamente.

Se puede observar que los sismos de interfase son mayores que el límite superior de desplazamientos calculados mediante el método simplificado y se desvían del valor promedio hasta un máximo de 517.54% para el MCE, sin embargo, ambas direcciones del sismo de intraplaca analizado (Tarapacá 2005) se encuentran dentro de los límites estimados por el método de Bray *et al.* (2018) desviándose un máximo de 56.56% de su valor promedio para un periodo de retorno de 2,475 años, acercándose cada vez más al valor superior conforme incrementamos la exigencia sísmica o periodo de retorno.

Según el estudio de peligro sísmico, la sismicidad de esta zona se encuentra dominada por sismos de intraplaca, por lo que consecuentemente se puede inferir que la elección de los acelerogramas de diseño es imprescindible para capturar de manera real el comportamiento sísmico de una presa.

Por otro lado, observamos que las componentes del sismo de Pisco 2007 presentan resultados dispares, así como valores de gran magnitud para sismos de mayor periodo de retorno; esto puede explicarse debido a las condiciones de registro de este sismo, el cual fue registrado en un suelo de tipo D ($V_s = 300$ m/s) y, por consiguiente, presentaría mayor amplificación que el resto de los registros tiempo - historia utilizados.

Según las gráficas presentadas, el rango de desplazamientos permanentes inducidos por sismo calculados bajo el método de Bray *et al.* (2018), presenta una mayor coherencia con los resultados de las deformaciones máximas en el talud aguas abajo calculadas mediante los análisis dinámicos bidimensionales para un periodo de retorno de 475 años y ambas componentes del sismo de subducción intraplaca de Tarapacá (2005)

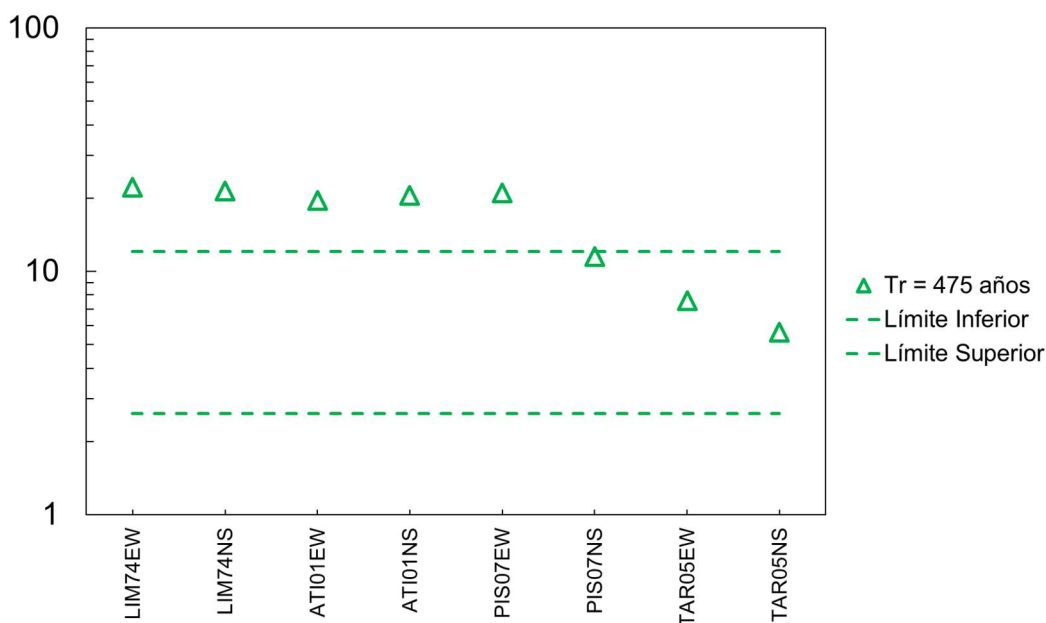


Figura N°6-11: Comparación de desplazamientos por sismo con PLAXIS y método de Bray et al. (2018) - Tr = 475 años

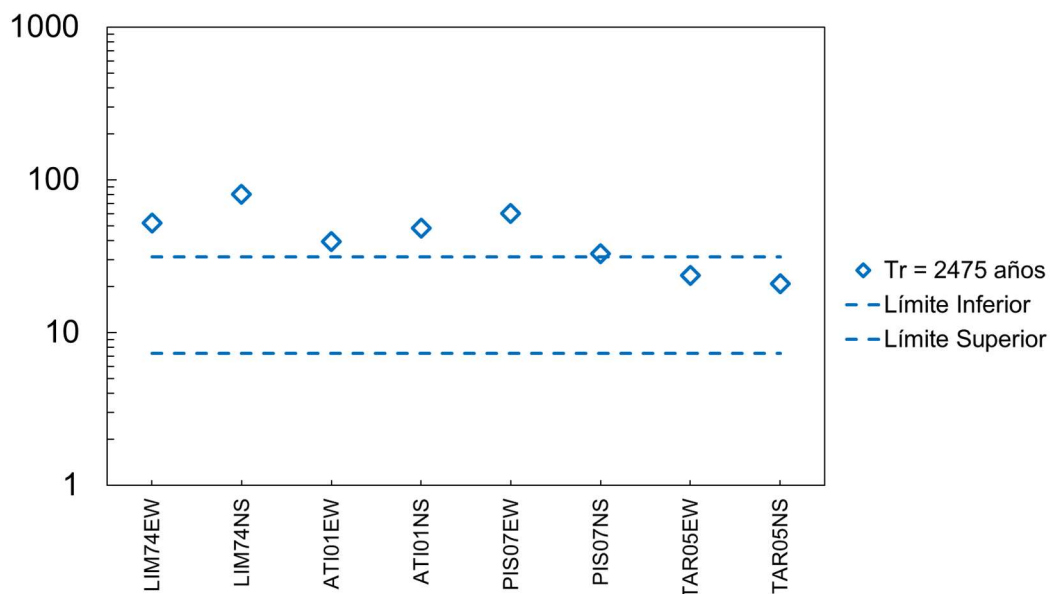


Figura N°6-12: Comparación de desplazamientos por sismo con PLAXIS y método de Bray et al. (2018) - Tr = 2,475 años

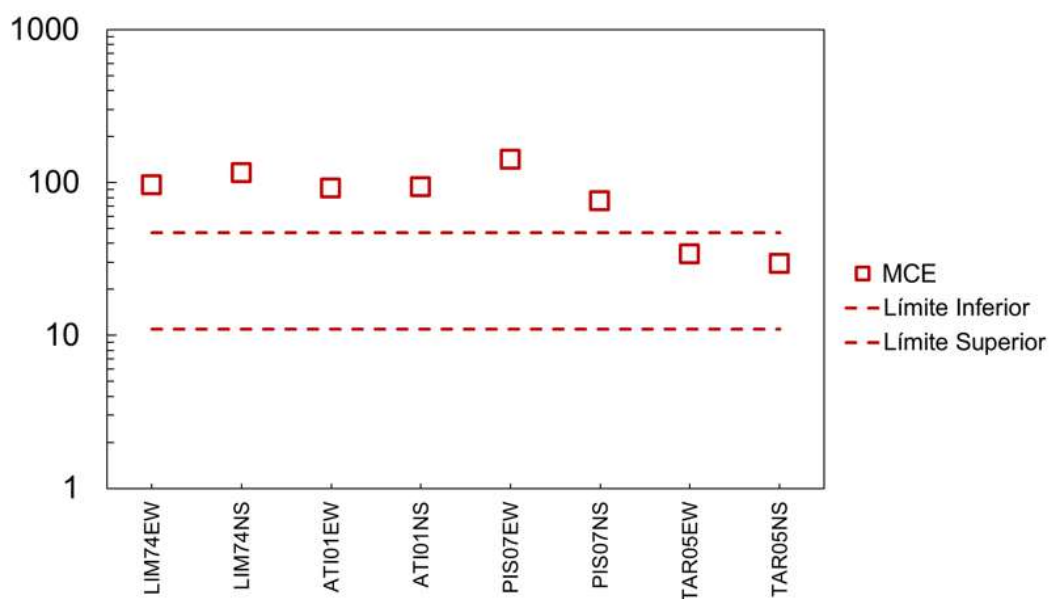


Figura N°6-13: Comparación de desplazamientos por sismo con PLAXIS y método de Bray et al. (2018) - MCE

6.6.2. Método de Swaisgood (2013) vs PLAXIS

Para el caso de los asentamientos en la cresta de la presa, la Figura N°6-14, Figura N°6-15 y Figura N°6-16 muestran los valores calculados mediante PLAXIS comparados con los valores promedio y máximo del método de Swaisgood (2013), cabe indicar que el valor máximo corresponde al promedio más una desviación estándar.

De manera similar a los desplazamientos anteriormente presentados, el asentamiento promedio en la cresta calculado mediante el método de Swaisgood (2013) se adecúa mejor para menores periodos de retorno y se desvía al rango superior para sismos de mayor exigencia.

De manera general, el método es conservador para menores periodos de retorno según el sismo de intraplaca analizado (Tarapacá 2005); para el caso de sismos de interfase, este método no presenta una buena coincidencia, lo que se atribuye a la sismicidad característica del sitio de estudio, como también se indicó anteriormente.

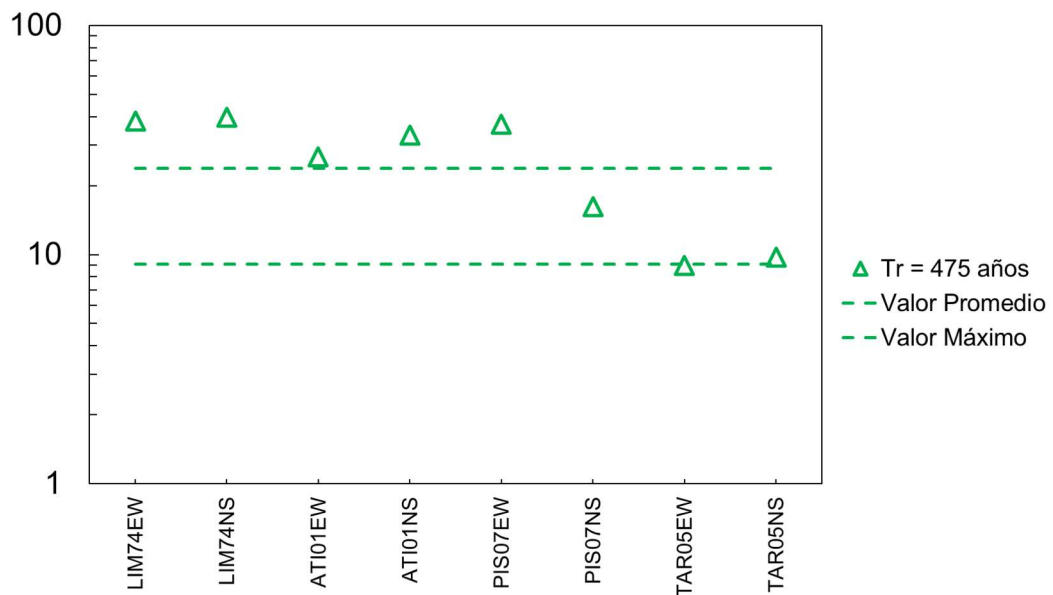


Figura N°6-14: Comparación de asentamientos en la cresta con PLAXIS y método de Swaisgood (2013) - Tr = 475 años

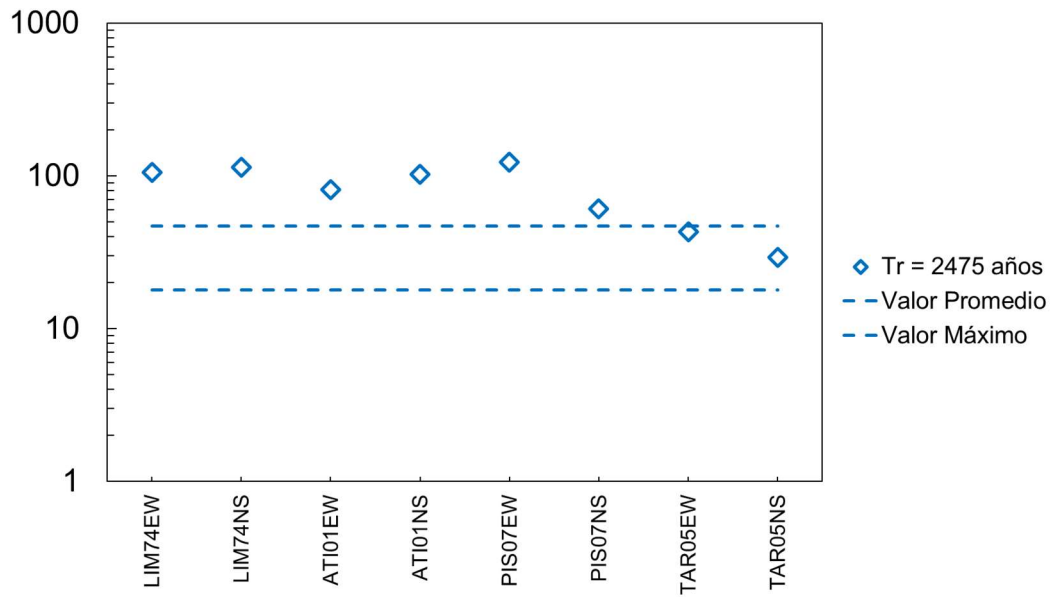


Figura N°6-15: Comparación de asentamientos en la cresta con PLAXIS y método de Swaisgood (2013) - Tr = 2,475 años

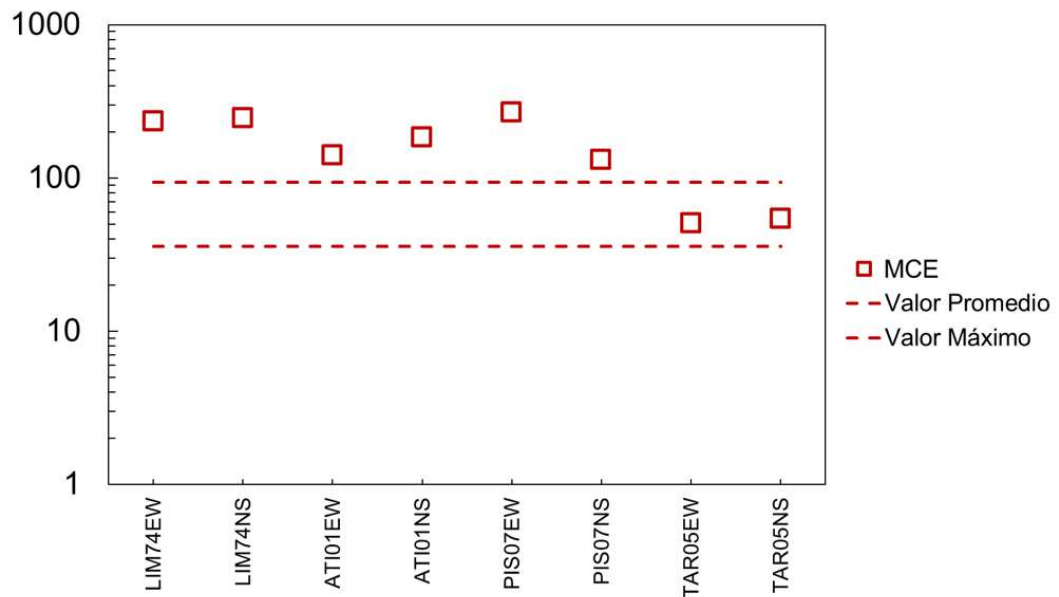


Figura N°6-16: Comparación de asentamientos en la cresta con PLAXIS y método de Swaisgood (2013) - MCE

CONCLUSIONES

- Se calculó la respuesta sísmica no lineal de la presa de tierra y enrocado en términos de aceleraciones, asentamientos, esfuerzos y desplazamientos horizontales permanentes inducidos por sismo utilizando la técnica de los elementos finitos para ejecutar análisis dinámicos bidimensionales y comparar los resultados obtenidos con métodos simplificados a fin de evaluar el desempeño de cada uno de estos en el cálculo de las variables que rigen la estabilidad de la estructura.
- Los resultados de los análisis de respuesta sísmica 1D realizado en las cuatro columnas de estudio (C-01-BT, C-02-BT, C-03-BT y C-01-MS) mostraron bastante similitud entre los métodos no lineal y lineal equivalente siendo este último el que genera una mayor amplificación en cierto rango de periodos, estando en concordancia con lo que indica la literatura existente, por lo que se validan los espectros de respuesta obtenidos.
- Como se observa en la sección 6.2 los espectros de respuesta calculados mediante PLAXIS 2D son mayores en comparación a los obtenidos bajo el método 1D no lineal para una misma columna de suelo; esto se debe a la influencia del factor topográfico, lo que resulta en una mayor amplificación de las ondas sísmicas que no puede ser capturado por el análisis 1D.
- Los asentamientos obtenidos en la cresta por sismos de interfase descritos en sección 6.5, representan una pérdida importante de borde libre para solicitaciones sísmicas con periodos de retorno iguales o mayores a 2,475 años, llegando a valores de aproximadamente 2,70 m en el caso del MCE, los cuales superan ampliamente el criterio máximo de 1% de la altura total del embalse o 58 cm en el presente caso de estudio, así como también rebasan la longitud del borde libre de la presa (2,50 m), lo que podría poner en peligro la seguridad y condiciones de operación de la estructura.
- Se puede concluir que el método de Bray *et al.* (2018) proporciona un rango de desplazamientos que está dentro del orden de los calculados mediante Plaxis 2D para las componentes del sismo de Tarapacá (subducción intraplaca), teniendo un rango de variación del 1% al 23% respecto al desplazamiento promedio calculado mediante el método de Bray *et al.* (2018),

siendo el mayor porcentaje correspondiente a los resultados obtenidos de la aplicación de los registros escalados al máximo sismo creíble, por otro lado, los valores proporcionados por Plaxis 2D difieren desde un 57% hasta un 384% respecto a los calculados mediante el método de Bray *et al.* (2018), siendo el que más se aproxima el registro de Pisco (2007) y el que más difiere el sismo de Lima (1974). De esto se puede inferir que, ante exigencias sísmicas elevadas, es recomendable evaluar la estabilidad de la estructura con el valor del desplazamiento estimado por el método simplificado correspondiente al 84% de probabilidad de que este sea excedido, es decir, considerando el límite superior del rango que proporciona el método, ya que los desplazamientos se acercan más a este límite conforme aumenta el periodo de retorno.

- El método de Swaisgood (2013) proporciona resultados análogos a los expuestos en el párrafo anterior. Para registros concordantes con la sismicidad del sitio en estudio (en este caso, sismos de intraplaca como el de Tarapacá, 2005), los resultados de asentamientos promedio y máximo en la cresta obtenidos por el método simplificado son similares a los obtenidos mediante Plaxis, variando entre un 1,43% para 475 años de periodo de retorno y llegando hasta un 52% para el máximo sismo creíble, siendo conservadores para los periodos de retorno de 475 y 2,475 años y acercándose al límite máximo para el caso del MCE; por otro lado, los sismos de interfase analizados presentan asentamientos que superan estos rangos de predicción y los cuales varían desde un 80% para el sismo de Pisco (2007) ajustado a 475 años de periodo de retorno hasta un 651% para el registro tiempo historia de Lima (1974) ajustado a las máximas exigencias sísmicas.
- Los parámetros de resistencia cortante mediante ensayos de laboratorio deben ser comparados con las condiciones reales a las que los suelos estarán sometidos. Para el caso del núcleo impermeable de arcilla, los parámetros de resistencia en términos de esfuerzos efectivos obtenidos del ensayo TX-CU proporcionaron valores bastante altos ($c' = 28$ kPa y $\phi' = 33^\circ$), sin embargo, inclusive con la compactación de este material, la cohesión no debería superar un valor de 10 kPa, por lo que se asignó un valor conservador de $c' = 5$ kPa y $\phi' = 30^\circ$.

- A fin de superar la variabilidad en la caracterización dinámica del depósito morrénico mediante la extracción de muestras alteradas, se utilizaron los resultados de los ensayos geofísicos para calibrar el módulo cortante a baja deformaciones, obteniendo una buena correlación entre los módulos cortantes promedio a distintas profundidades obtenidos de los ensayos MASW y el modelo HSS como se muestra en la Figura N°5-3, asimismo, se hizo uso de los resultados del ensayo RC/TS para calibrar las curvas de degradación de módulo cortante y amplificación de la razón de amortiguamiento.
- Se han obtenido resultados adecuados en el análisis no lineal caracterizando las propiedades dinámicas únicamente de los principales componentes de la presa de tierra; en este caso, se necesitaron ensayos de corte torsional y columna resonante para obtener dichas características asociadas al núcleo de baja permeabilidad y depósito morrénico. Los demás materiales del modelo geotécnico pueden ser aproximados mediante curvas de degradación de módulo cortante y relación de amortiguamiento existentes en la literatura, tal como se realizó en el presente estudio; sin embargo, es recomendable ejecutar ensayos dinámicos en el futuro.
- El sismo de Pisco fue registrado en la estación de la Universidad San Luis Gonzaga de Ica, con un V_{s30} de aproximadamente 300 m/s (suelo tipo D) lo que trae como consecuencia un registro amplificado y con mayores aceleraciones que el registro en roca y esto se traduce en mayores desplazamientos, aceleraciones, etc. en análisis dinámicos como se ha obtenido en el presente estudio, esto a pesar de que los registros de aceleraciones han sido modificados mediante la técnica del ajuste espectral, por lo que no es recomendable utilizarlo.
- En base a los resultados obtenidos, se concluye que es necesario implementar una normativa nacional que nos permita asignar criterios de diseño relacionados a periodos de retorno para el análisis y diseño de este tipo de estructuras geotécnicas según las consecuencias y riesgos que presenten en un eventual escenario de falla, ya que la respuesta sísmica tiene un comportamiento muy variable que depende entre otros factores, del periodo de retorno y las características del sismo en sí, así como de las características de los materiales del modelo geotécnico.

RECOMENDACIONES

- Se realizaron análisis bajo condiciones al final de la construcción, operación y sollicitaciones sísmicas, para los cuales se utilizaron distintos valores de los parámetros de resistencia de aquellos materiales que pueden presentar condiciones no drenadas. Para el primer caso, al final de la construcción, se recomienda utilizar los parámetros no consolidados no drenados de los materiales del modelo, por ejemplo, el núcleo de arcilla impermeable; para el segundo caso, operación normal, se recomienda utilizar los parámetros consolidados drenados obtenidos de ensayos triaxiales CD y, por último, para el caso del modelamiento bajo sollicitaciones sísmicas, se recomienda asignar parámetros consolidados no drenados a los materiales teniendo en cuenta que los materiales con alta capacidad de drenaje pueden ser analizados bajo condiciones drenadas.
- Se recomienda caracterizar la resistencia del enrocado mediante ensayos triaxiales a gran escala, que nos proporcionen información más precisa acerca de los parámetros resistentes de este material; por otro lado, se recomienda realizar ensayos geofísicos en la corona de la estructura una vez finalizada la construcción con el fin de comparar la caracterización obtenida de los ensayos de laboratorio. Por último, se recomienda complementar el estudio mediante la realización de ensayos triaxiales cíclicos en el depósito morrénico y núcleo impermeable, con el fin de tener un rango completo de deformaciones.
- Es recomendable ajustar los parámetros físicos o mecánicos del suelo a fin de capturar de mejor manera el comportamiento del mismo de acuerdo al comportamiento observado en los ensayos de laboratorio. Esto aplica tanto para la calibración de las curvas dinámicas (degradación de módulo cortante y relación de amortiguamiento) así como para la calibración de los distintos modelos constitutivos a emplear en un análisis numérico.
- Es de crítica importancia representar adecuadamente las condiciones de borde del modelo dinámico, ya que depende de esto capturar de manera más real el comportamiento de la presa frente a sollicitaciones sísmicas. Para el uso del software PLAXIS 2D, se recomienda representar la base según la condición “compliant base” y los extremos laterales del modelo como “free

field". Además, los valores del sismo deben ser ingresados como un desplazamiento prescrito en la base del modelo.

- Se recomienda comparar la respuesta unidimensional en base a los resultados de los métodos no lineal y lineal equivalente a fin de validar los cálculos del proceso. En todo caso se recomienda siempre el utilizar los resultados del análisis no lineal.
- Para obtener una mejor calidad de la calibración del modelo Hardening Soil - SS es recomendable disponer de resultados de ensayos TX - CD, ensayos edométricos, ensayos dinámicos (RCTS, triaxiales cíclicos) y ensayos triaxiales con ciclos de descarga y recarga, a fin de obtener los parámetros del modelo y aproximar de manera más real el comportamiento del suelo bajo solicitaciones estáticas y sísmicas.
- Es de mucha importancia utilizar modelos que proporcionen un tiempo razonable de cálculo durante el proceso de análisis dinámico. Es por esto que se recomienda simplificar todos los estratos de suelo o roca que no gobiernen el comportamiento de deformación y/o respuesta sísmica de la presa en cuestión.
- La realización de un análisis dinámico es recomendable cuando la estructura está sometida a grandes solicitaciones sísmicas, ya que como se ha observado en la presente investigación, la respuesta en este tipo de escenarios es mayor a la obtenida de metodologías simplificadas para evaluar el respectivo comportamiento dinámico. Los métodos simplificados serán siempre una primera y buena herramienta que soporte el diseño, sin embargo, los análisis numéricos proporcionan información amplia y valiosa que permiten dar el sustento debido al diseño.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alva, J., Meneses, J. y Guzmán, V. (1984). *Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú. V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.*
2. Anddes (2016). *Estudio de Factibilidad: Presa San Francisco. Lima, Perú.*
3. *Autoridad Nacional del Agua (2010). Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico. Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales. Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego. Lima. Perú.*
4. Argyris, J. H. and Kelsey, S. (1955). *Energy theorems and structural analysis. Aircraft Engineering. Vol. 26-27.*
5. Barrios P. G. (2012). *Análisis Sísmico 2D de una Presa de Relaves espesados considerando la existencia de grietas por desecación. Pontificia Universidad Católica de Chile. Santiago de Chile.*
6. Barton, N (2013). *Shear strength criterio for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. 5(2013). 249-261.*
7. Bathe, K. J. (1996). *Finite element procedures. Editorial Prentice Hall. Estados Unidos.*
8. Bentley Systems (2021). *PLAXIS 2D CE V21.01 Material Models Manual. Bentley.*
9. Bishop, A.W. (1955). *The use of slip circle in the stability of slopes. Geotechnique 5(1): 7-17.*
10. Boore, D. M. and Bommer, J. J. (2004). *Processing of strong motion accelerograms: needs, options, and consequences. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25 (2005). 93 - 115.*

11. Bray, J. and Travararou, T. (2009). *Pseudostatic coefficient for use in simplified seismic slope stability evaluation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 121 (2), 139-151.*
12. Bray, J. D. (2014). *Seismic slope displacement analysis. Seminario en el Colegio de Ingenieros. Lima. Perú.*
13. Bray J., Macedo J. and Travararou, T. (2018). *Simplified procedure for estimating seismic-induced slope displacements in subduction zones. Estados Unidos: UC. Berkley.*
14. Bustamante H. A. (2011). *Modelaje Geotécnico por Elementos Finitos y comprobación instrumental de la exactitud lograda. Universidad Católica Andrés Bello - Facultad de Ingeniería Civil. Caracas, Venezuela.*
15. Canadian Dam Association (2014). *Application of Dam Safety Guidelines to Mining Dams. Canada.*
16. Castellón, J. (2013). *Análisis teórico, numérico y experimental del comportamiento de suelos en el rango de las pequeñas deformaciones. Tesis de maestría. Departamento de Ingeniería Geotécnica, Cartográfica y Geofísica. Universidad Politécnica de Catalunya. España.*
17. Chopra, A. K. and Zhang, L. (1991). *Base sliding response of concrete gravity dams to earthquakes. Rep. No. UCB/EERC-91/05. Universidad de Berkeley. California.*
18. Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Tesis doctoral. Universidad de Texas. Austin. Estados Unidos.*
19. Das, B. and Ramana, G. V. (2011). *Principles of Soil Dynamics. 2nd Edition. CENGAGE Learning. Estados Unidos.*
20. Duncan, M. and Chang, Y. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soil," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 96. 1629-1653.*

21. Fellenius, W. (1927). *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohasion*. W. Ernst and Sohn. Berlin.
22. Fernández, A (2014). *Análisis geotécnico de respuesta dinámica*. Tesis de maestría. Universidad Autónoma de México. México DF.
23. Gamarra, R. y Aguilar, Z. (2009). *Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú*. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú.
24. Glez H. Y., Guedes S. O. y Rodríguez D. S. (2017). *Las fallas en presas de tierra. Caso de Estudio: Falla por estabilidad de taludes en función de las condiciones de drenaje*. Centro de Investigaciones Hidráulica. La Habana, Cuba.
25. González de Celis G., De Barcia E., Sulbaran Y. y Ucar Navarro R. (2014). *Determinación del parámetro de resistencia, ángulo de fricción Interna (ϕ) y su relación con los parámetros densidad relativa (D_r) y relación de vacíos (e) en suelos granulares*. *Ciencia e Ingeniería*, 35(3), 135-146.
26. Groholski D., Hashash Y. and Kim, B. (2016). *Simplified model for small-strain nonlinearity and strenght in 1D seismic site responde analysis*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE 142(9).
27. Hancock, J. et al (2006). *An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets*. Imperial College Press. 10 (1). 67 - 89.
28. Hardin B. and Black W. (1969). *Closure to vibration modulus of normally consolidated clays*. *ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 95(SM6). 1531-1537.
29. Hardin B. and Drnevich V. (1972). *Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves*. *ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 98(SM7). 667-692.

30. Hashash Y. (2020). *Nonlinear and equivalent lineal seismic site response of one-dimensional soil columns. DEEPSOIL v7.0 User manual. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad Illinois.*
31. Hashash Y., Groholski D., and Phillips C. (2010). *Recent advances in nonlinear site response analysis. Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. San Diego, California.*
32. Hashash Y. and Park D. (2004). *Soil damping formulation in nonlinear time domain site response analysis. Journal of Earthquake Engineering. 8(2)., 249 - 274.*
33. Herrmann L. (1978). *User's manual for REA (General two-dimensional soils and reinforced earth analysis program). Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de California.*
34. Houston S.; Houston, W. and Padilla, J. (1987). *Microcomputer-aided evaluation of earthquake-induced permanent slope displacements. Microcomputers in Civil Engineering, p.p 207 - 222.*
35. Hynes-Griffin M. and Franklin A. (1984). *Rationalizing the seismic coefficient method. Waterways Experiment Station. Corps of Engineers. Mississippi. Estados Unidos.*
36. Idriss I. and Sun J. (1992). *User's manual for SHAKE 91. Reporte técnico. Center for Geotechnical Engineering Modeling. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de California.*
37. Ishibashi I. and Zhang X. (1993). *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. Sociedad japonesa de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones, 33(1)., 182-191.*
38. Ishihara K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics. Universidad de Oxford. Nueva York. Estados Unidos.*
39. Jaime A (1987). *Características dinámicas de la arcilla del valle de México. Tesis de maestría. Universidad Autónoma de México. México DF.*

40. Jaky J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineering.* 335-358.
41. Janbu N. (1973). *Slope stability computations. En R.C. Hirschfeld y S.J. Poulos (eds.). Embankment-dam engineering: Casagrande volumne.* 47-86. Hoboken, Nueva Jersey: John Wiley
42. Jaramillo J. (2002). *Espectros de diseño sísmico para la ciudad de Medellín. Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras.* Editores: A. Barbat y R. Aguiar, 7(1)., 1-19. Quito.
43. Kondner R. L. (1963). *Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, vol. 89, no. SM1.*
44. Konder R. and Zelasko J. (1963). *A hyperbolic stress - strain formulation for sands. Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* 1:289-324.
45. Kramer S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering (1.a ed.).* Prentice Hall. Universidad de Washington, Estados Unidos.
46. Kulhawy, F. and Duncan J. (1972). *Stresses and movements in Oroville Dam. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE 98(SM7): 653-665.*
47. Martínez C. (2013). *Modelo Mecánico Empírico para Rocas Sedimentarias Detríticas. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad EAFIT. Medellín, Colombia.*
48. Martínez R., Barrera S. y Gómez P. (2011). *El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. Obras y Proyectos 9, 30-37*
49. Masing G. (1926). *Self-stretching and hardening for brass. Proceedings of the Second International Congress for Applied Mechanics. Zurich. Switzerland.* 332 - 335.
50. Matasovic N. and Vucetic M. (1993). *Cyclic characterization of liquefiable sands. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE 119(11).*

51. Medina R., Salas M., Luco R. y Bertram V. (2005). *Análisis de estructuras navales mediante el método de elementos finitos*. *Síntesis Tecnológica* 2(1), pp 27-36.
52. Mejía L and Dawson E. (2006). *Earthquake Deconvolution for FLAC. Proceedings, Fourth International FLAC Symposium on Numerical Modeling in Geomechanics, Madrid, España.*
53. Menq F. (2003). *Dynamic properties of sandy and gravelly soils*. Tesis doctoral. Universidad de Texas. Austin. Estados Unidos.
54. Ministerio de Energía y Minas (2006). *Guía para la elaboración de planes de cierre de minas*. Dirección General de Asuntos Ambientales Mineros. Subsector minería. Lima. Perú.
55. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismorresistente"*. Lima, Perú.
56. Miragall C. y Samartin A. (1983). *Respuesta sísmica de suelos estratificados en régimen no lineal*. *Revista de Obras Públicas*. 335 - 351.
57. Morgenstern N. and Price V. (1965). *The analysis of the stability of general slip surfaces*. *Geotechnique* 15(1): 79-93.
58. Naylor D. and Pande G. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*. Pineridge Press. Swansea. Reino Unido.
59. Newmark N. (1965). *Effects of earthquakes on Dams and Embankments*. *Geotechnique*. 15. 139-160. University of Illinois. Estados Unidos.
60. Nieto A. y Camacho J. (2009). *Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil en suelos arcillosos*. *Revista Ingenierías - Universidad de Medellín*, 8(15), 75-91.
61. Osorio R. y Navarro A. (2018). *Análisis comparativo de deformaciones por sismo en la presa de relave en abandono Yauliyacu Nuevo*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú

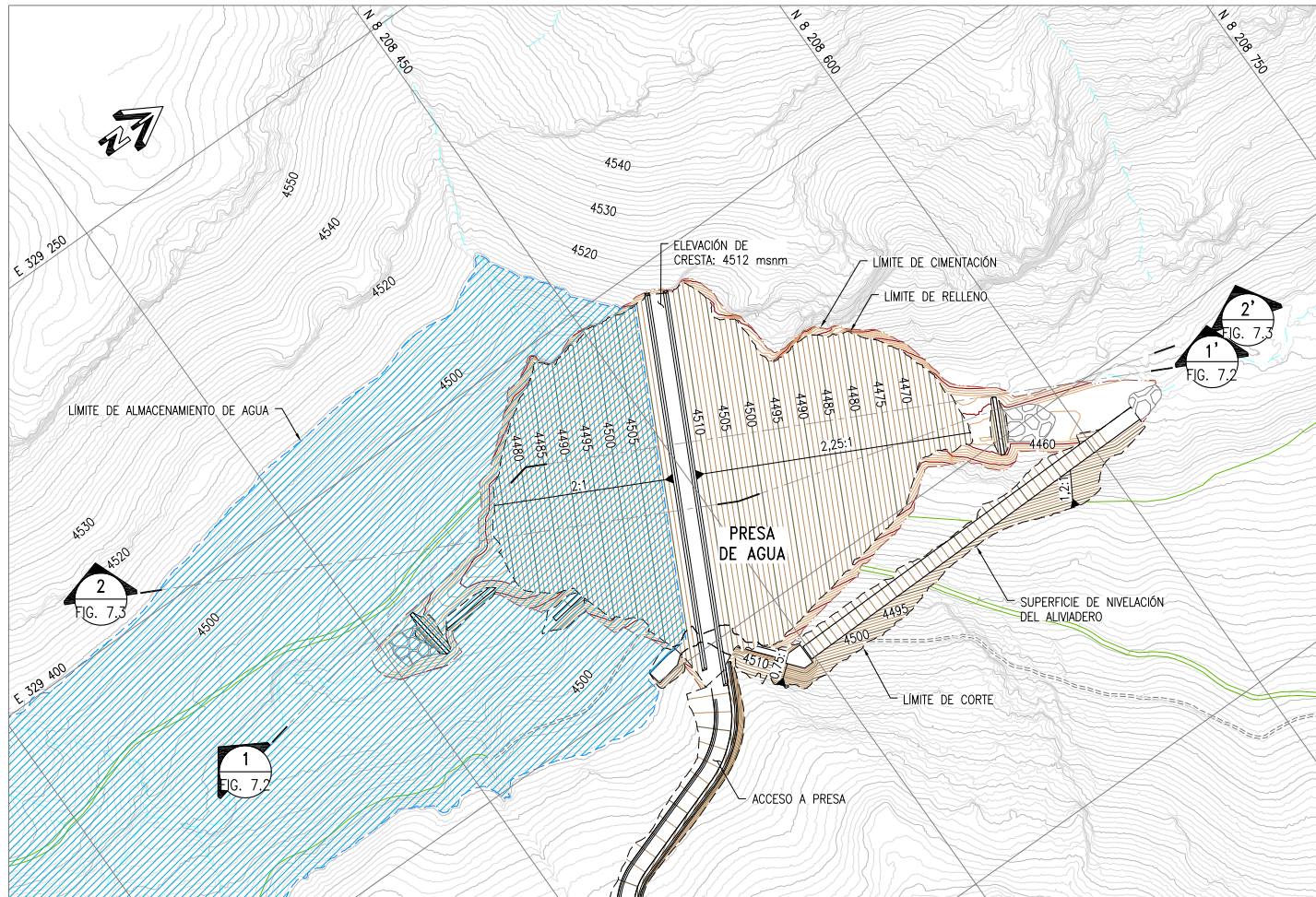
62. Parra D. (2020). *Dinámica de Suelos. Curso de pre-grado. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú*
63. Pérez K. (2017). *Análisis de desplazamientos permanentes inducidos por sismo mediante métodos simplificados en pilas de lixiviación. Tesis de grado. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú*
64. Potts D. and Zdravkovic L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering (1.a ed.). Thomas Telford. Imperial College of Science, Technology and Medicine. Londres. Gran Bretaña.*
65. Quispe D. y Zúñiga A. (2019). *Análisis sísmico Pseudoestático Pseudodinámico de la estabilidad de la presa N°9 Acchilla-Cochaccasa-Angares-Huancavelica. Universidad Nacional de Huancavelica. Huancavelica. Perú*
66. Rathje E. and Bray J. (1999). *An examination of simplified earthquake induced displacement procedures for earth structures. Can. Geotech. J., 36(1), 72 - 87.*
67. Ríos E. y Gonzáles A. (2014). *Modelación 3D de deformaciones en suelos friccionales. Trabajo de diploma. Departamento de Ingeniería Civil. Facultad de Construcciones. Universidad Central "Matra Abreu" de las Villas. Santa Clara. Cuba.*
68. Rollins K., Singh M., and Roy J. (2020). *Simplified Equations for Shear-Modulus Degradation and Damping of Gravels. ASCE, 149(9).*
69. Sanjeev B. (2011). *Deformability characteristics of quarried rockfill material. International Journal of Earth Sciences and Engineering, 4(06). 128 - 131.*
70. Sarma S. (1975). *Seismic stability of earth dams and embankments. Geotechnique. 25(4), 743 - 761.*
71. Sarmiento J. (2010). *Análisis e implementación del método unificado de equilibrio límite en la evaluación de estabilidad de taludes. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad de Cuenca. Ecuador.*
72. Seed H. and Martin, G. R. (1966). *The seismic coefficient in earth dam design. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. 92(3).*

73. Silgado E. (1978). *Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513 - 1974)*. INGEMMET, Boletín C3: Geodinámica e Ingeniería Geológica. Lima. Perú
74. Suárez Díaz J. (1998). *Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales*. Instituto de Investigaciones sobre erosión y deslizamientos. Ingeniería de Suelos Ltda. Bucaramanga. Colombia.
75. Swaisgood J. (2013). *Predicting dam deformation caused by earthquakes - an update*. ASDSO Dam Safety Conference. Rhode Island. Estados Unidos.
76. Wang Y. (2018). *Development of constitutive models for lineal and nonlinear shear modulus and material damping relationships of uncemented soils*. Tesis doctoral. Universidad de Texas. Austin. Estados Unidos.
77. Zhou W. et al. (2017). *A modified dynamic shear modulus model for rockfill materials under a wide range of shear strain amplitudes*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 92(2017). 229 - 238. China.

ANEXOS

Anexo N°01

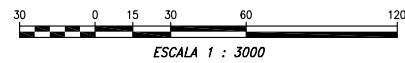
Diseño de la Presa de Tierra



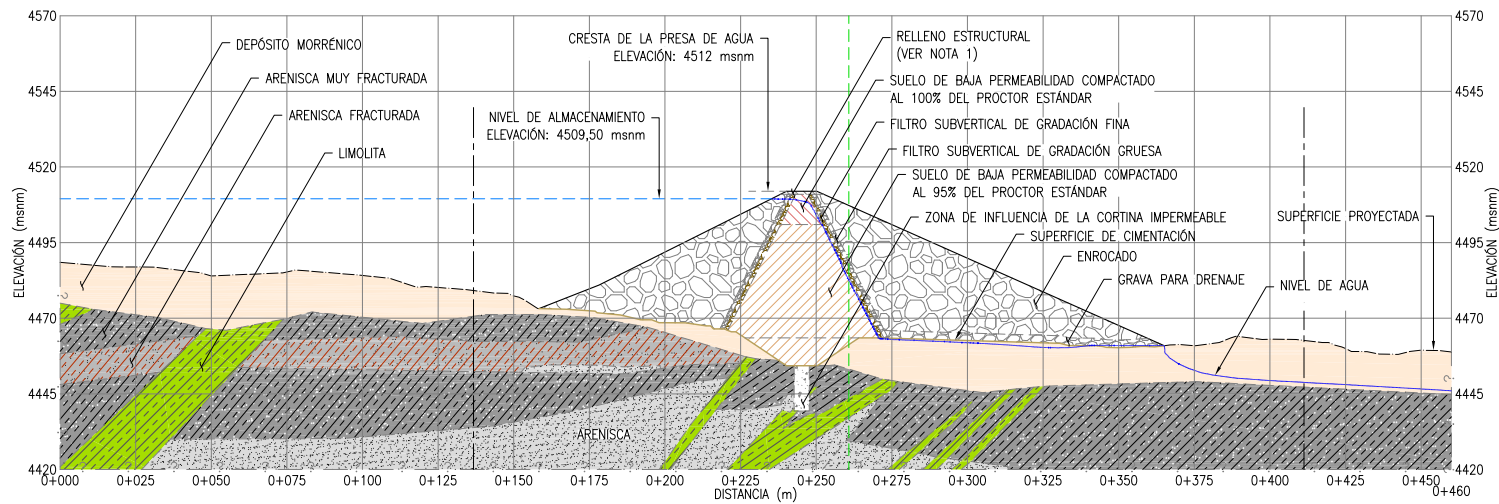
LEYENDA

- 4490 CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE
- 4470 CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE CIMENTACIÓN
- 4490 CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DE NIVELACIÓN
- LÍMITE DE CIMENTACIÓN
- LÍMITE DE CORTE Ó RELLENO
- LÍNEA DE DISEÑO
- CAMINO EXISTENTE
- SENDERO
- QUEBRADAS
- ESTRUCTURA DE DRENAJE EXISTENTE
- LÍNEA SECCIÓN (PLANTA)
- ALMACENAMIENTO DE AGUA
- ENROCADO
- MAMPOSTERÍA DE PIEDRA

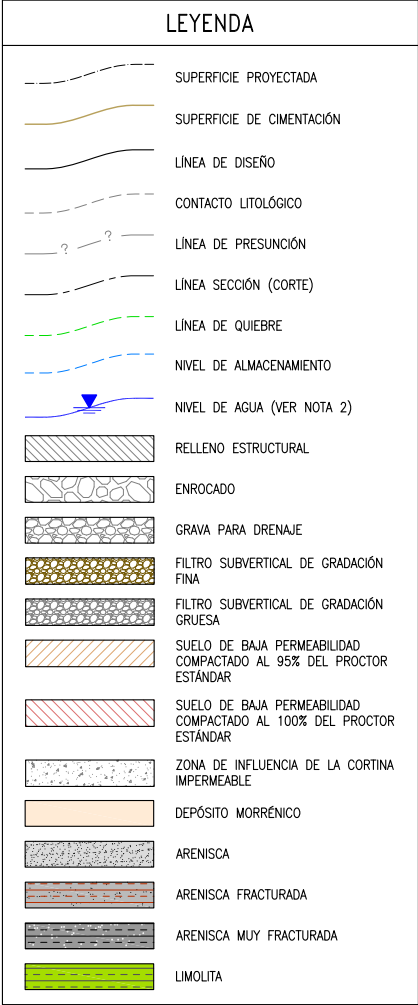
PLANTA



FIGURAS DE ESTABILIDAD PLANTA - PRESA DE AGUA			



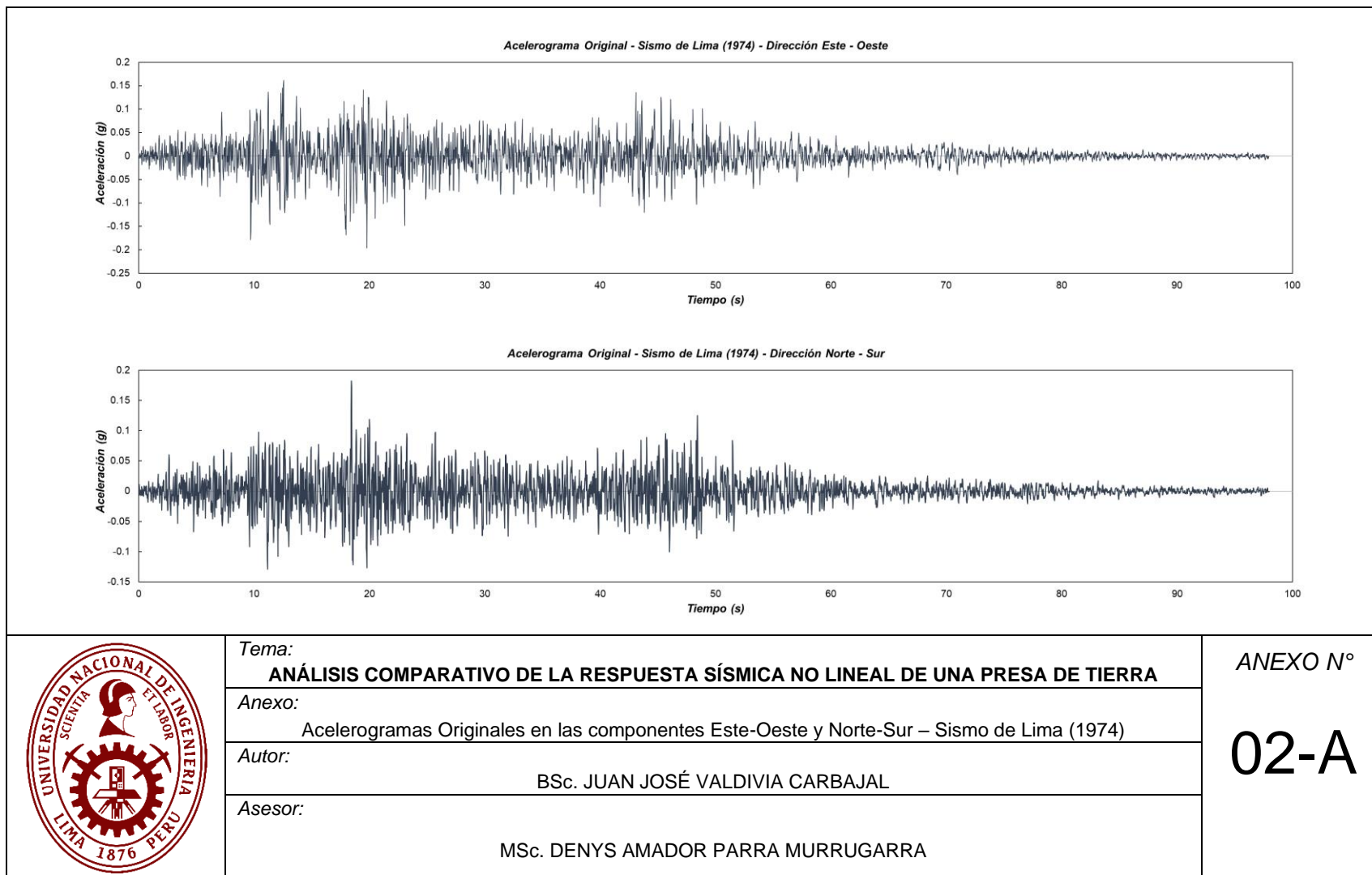
1 SECCIÓN
FIG. 7.1 ESCALA: S/E

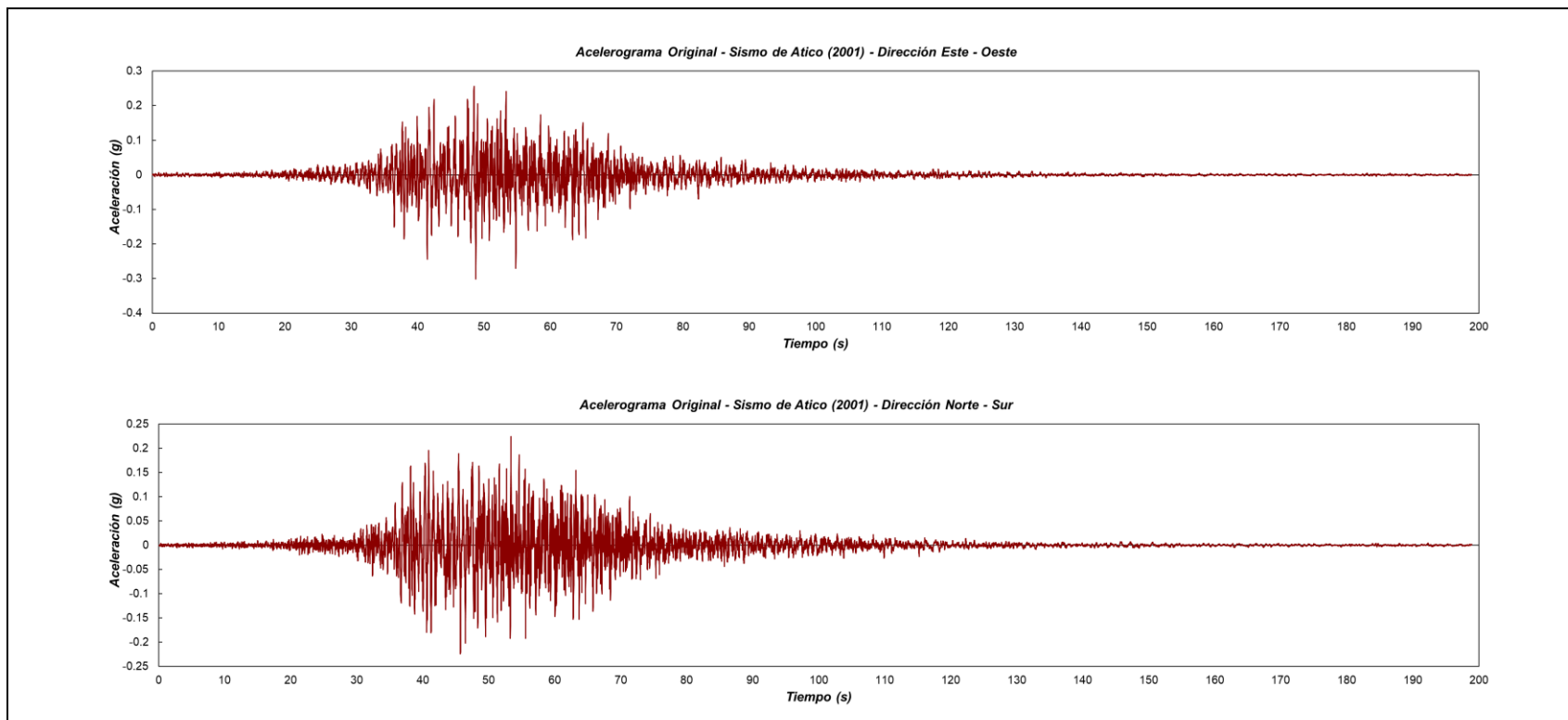


FIGURAS DE ESTABILIDAD
SECCIÓN 1-1'

Anexo N°02

Acelerogramas Originales

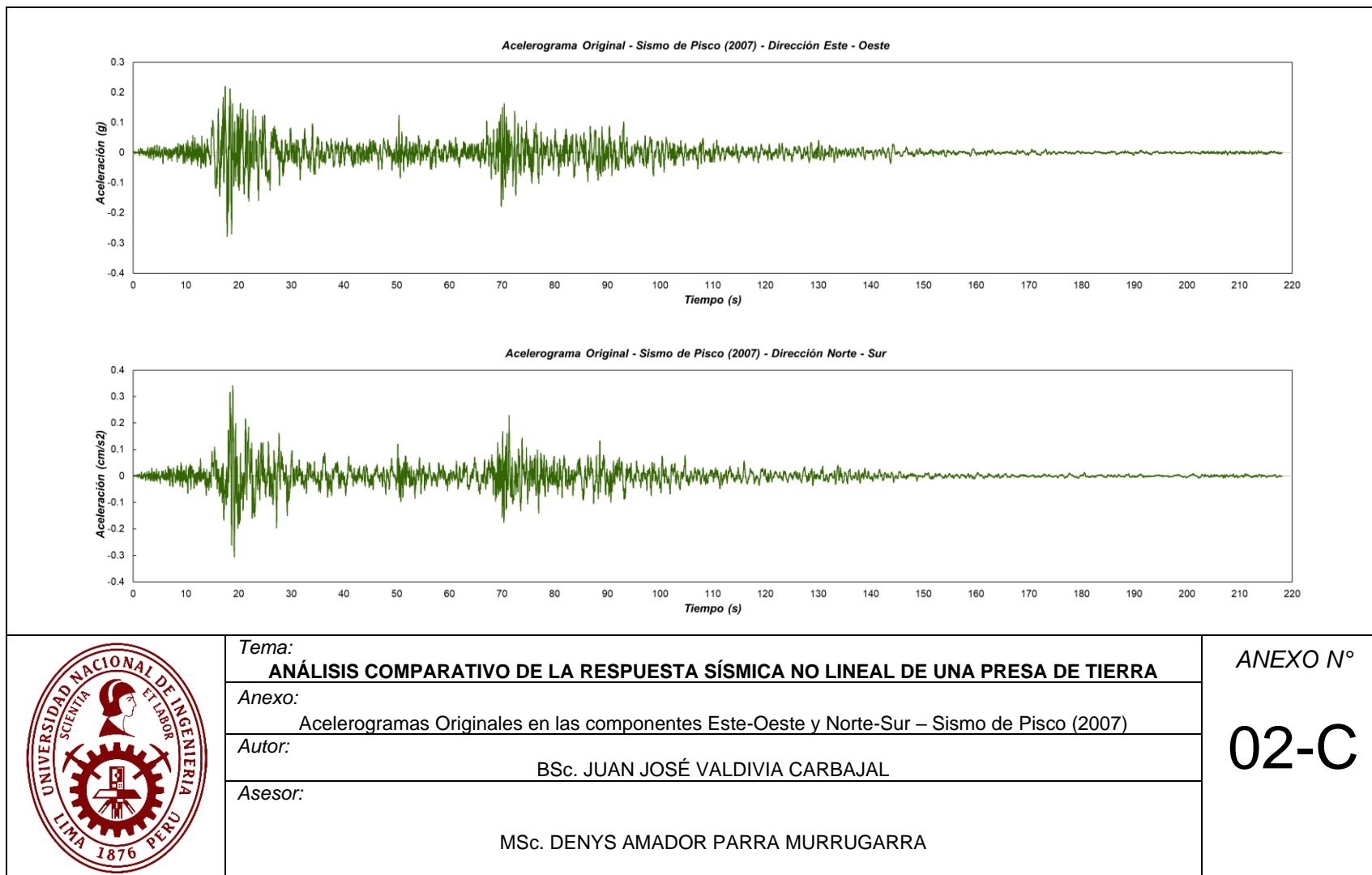


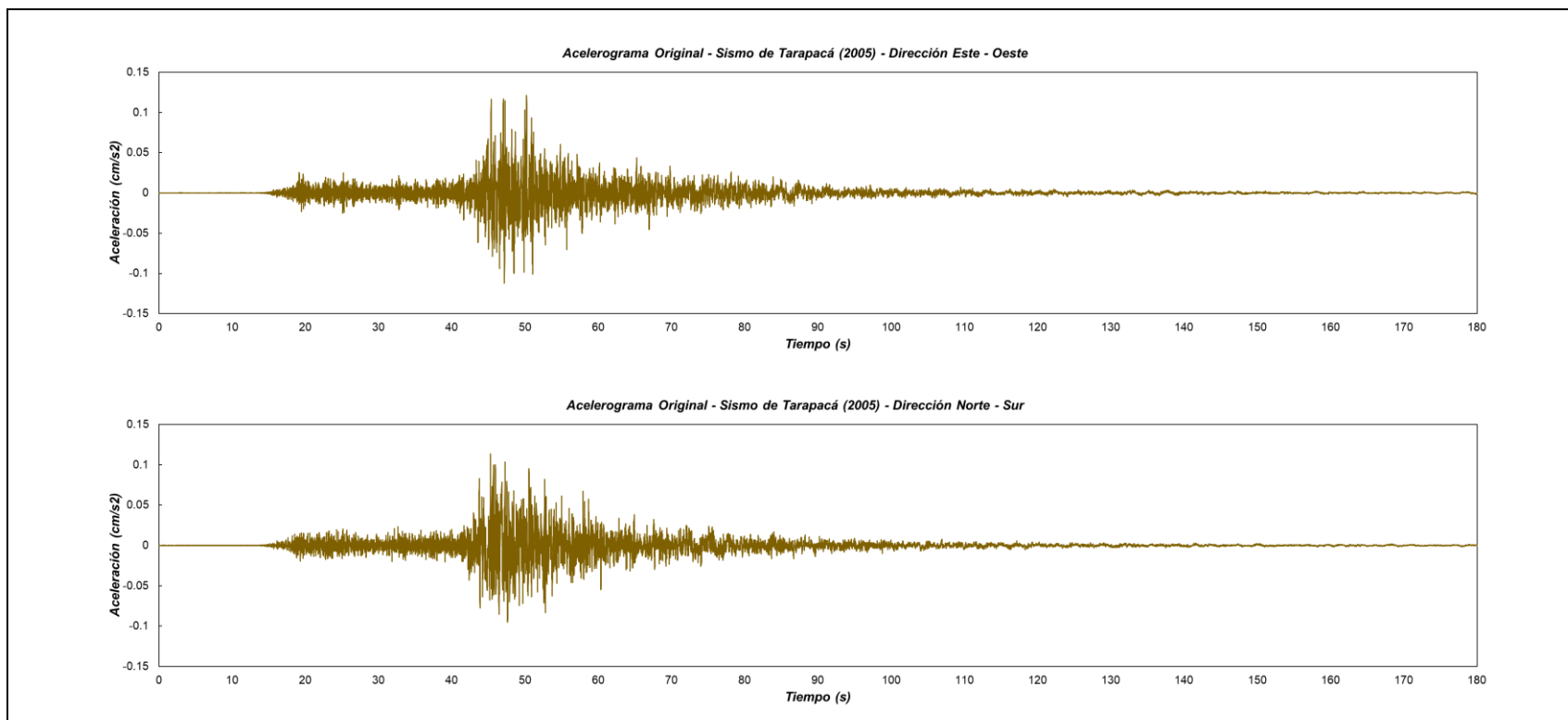


Tema: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo: Acelerogramas Originales en las componentes Este-Oeste y Norte-Sur – Sismo de Atico (2001)
Autor: BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
Asesor: MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

02-B

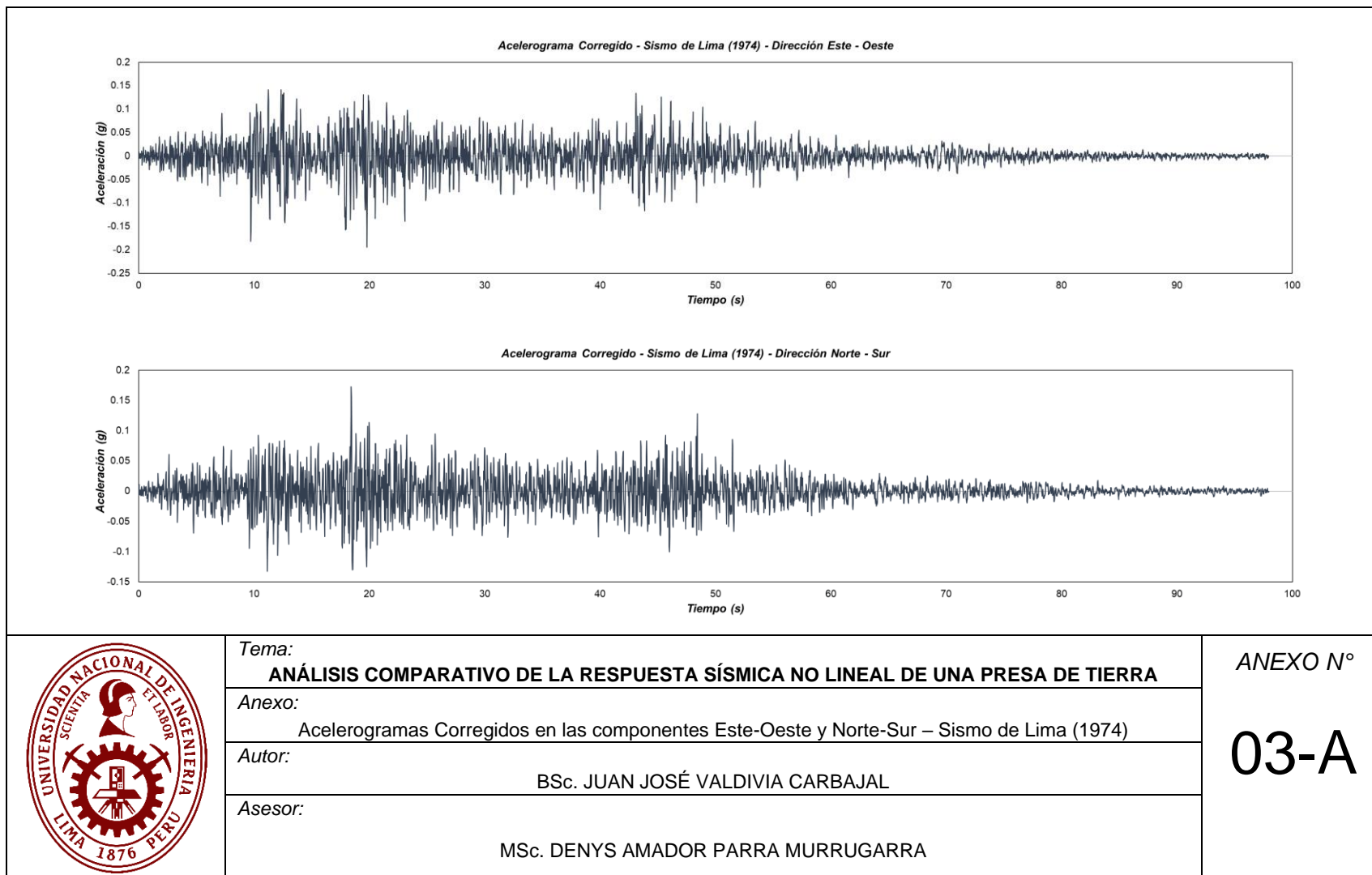


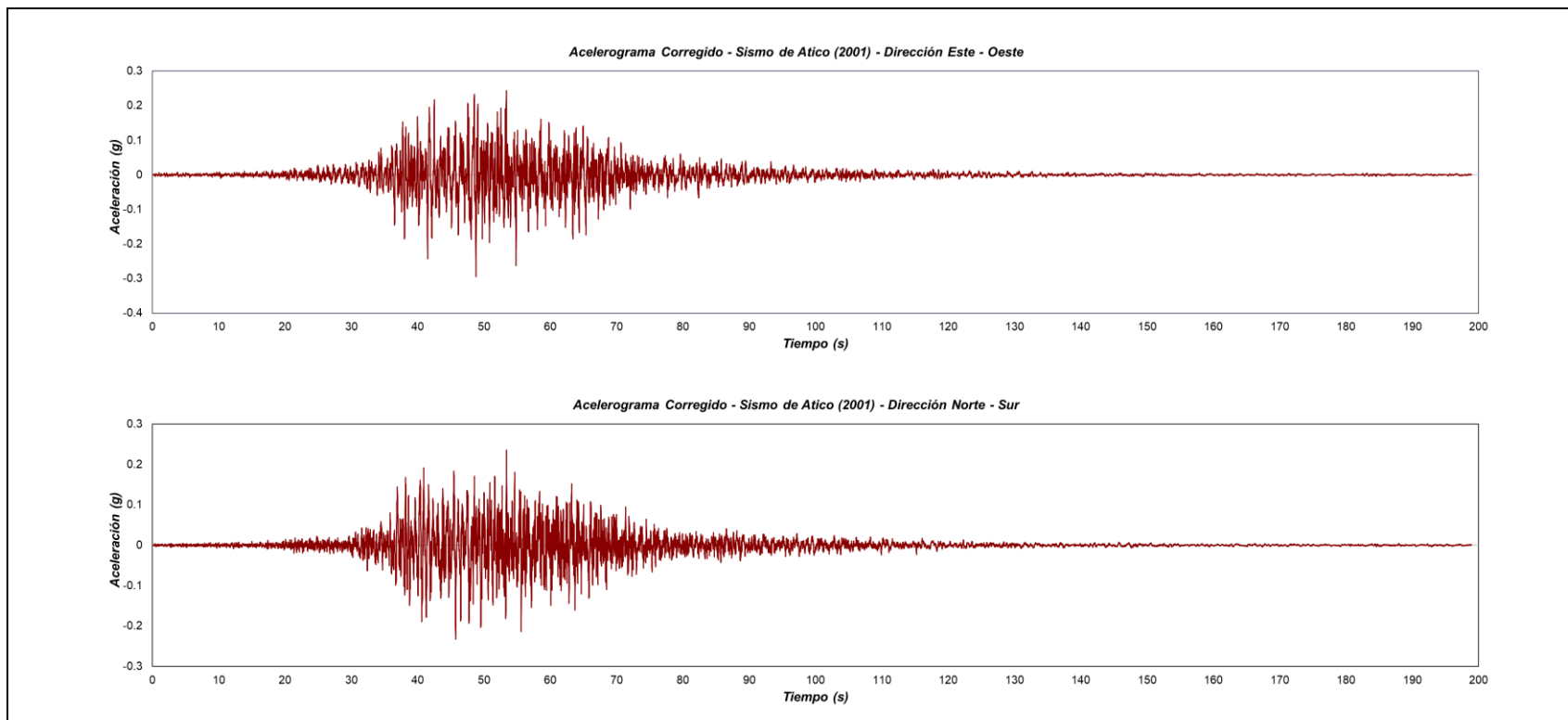


	Tema:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA	ANEXO N° 02-D
	Anexo:	Acelerogramas Originales en las componentes Este-Oeste y Norte-Sur – Sismo de Tarapacá (2005)	
	Autor:	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL	
	Asesor:	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA	

Anexo N°03

Acelerogramas Corregidos

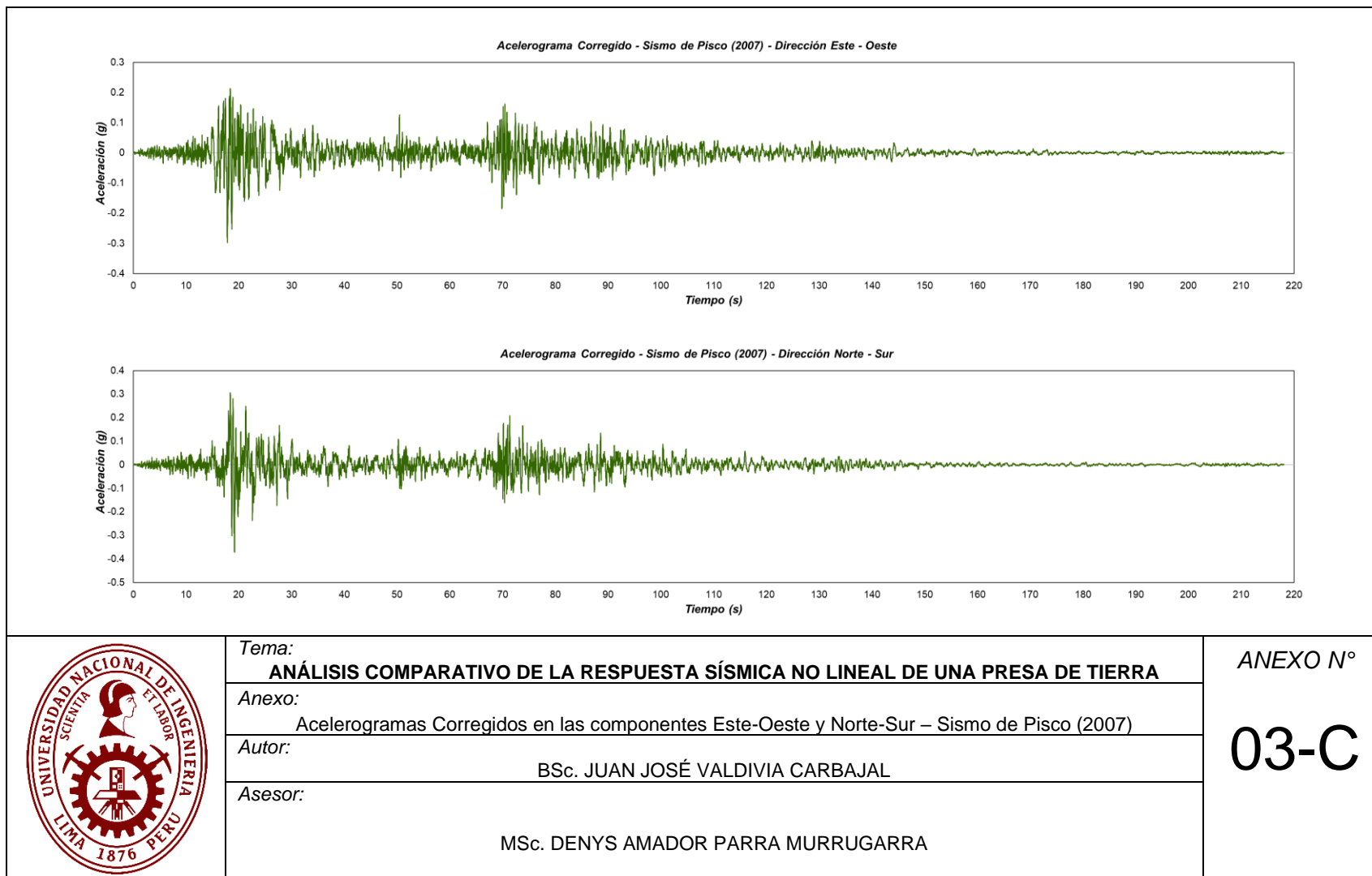


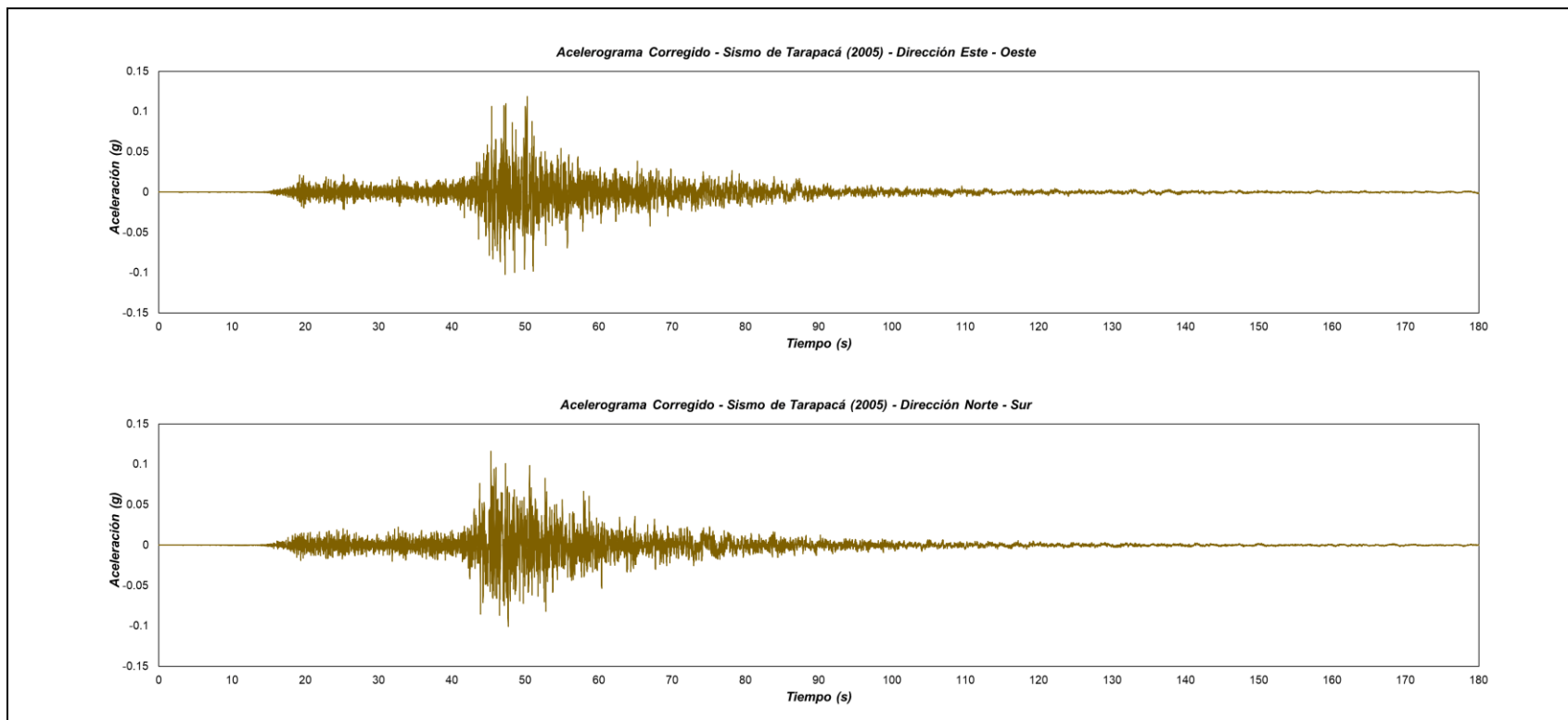


Tema:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo:	Acelerogramas Corregidos en las componentes Este-Oeste y Norte-Sur – Sismo de Atico (2001)
Autor:	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
Asesor:	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

03-B





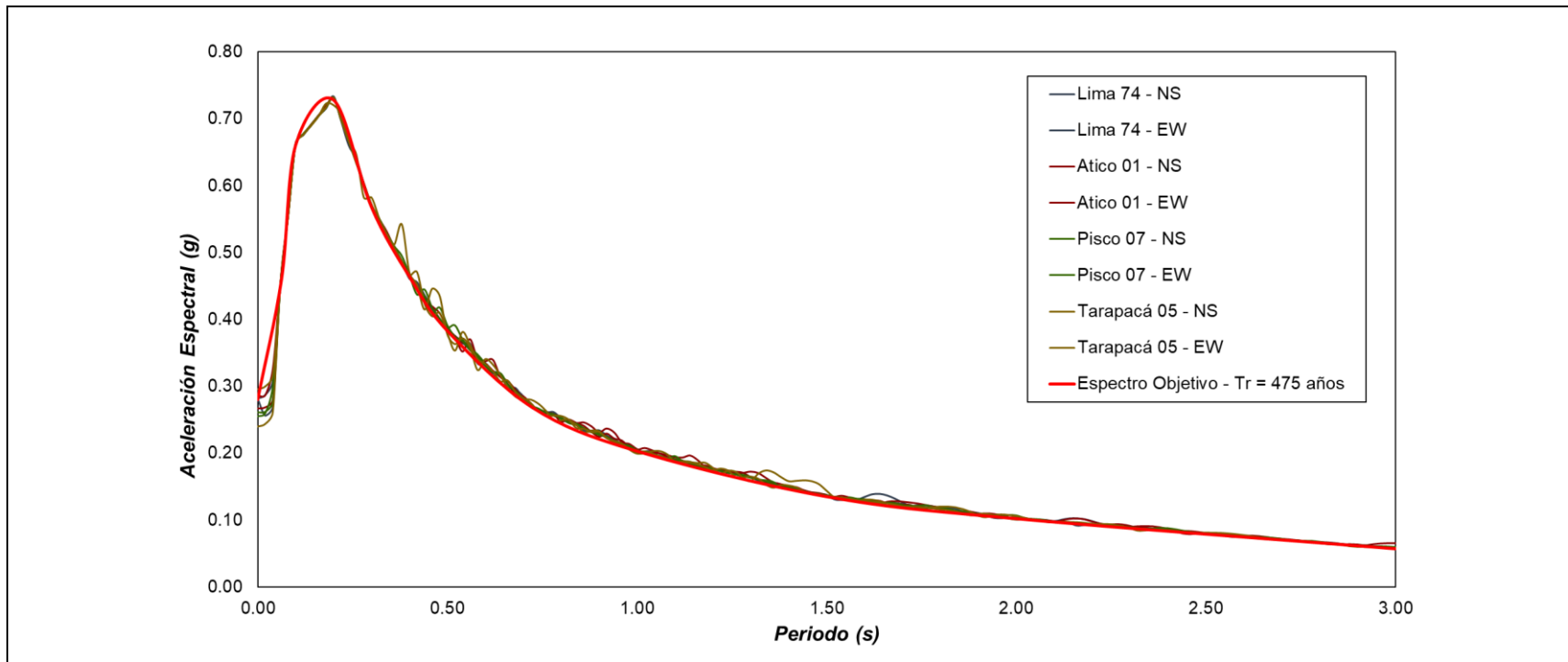
Tema:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo:	Acelerogramas Corregidos en las componentes Este-Oeste y Norte-Sur – Sismo de Tarapacá (2005)
Autor:	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
Asesor:	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

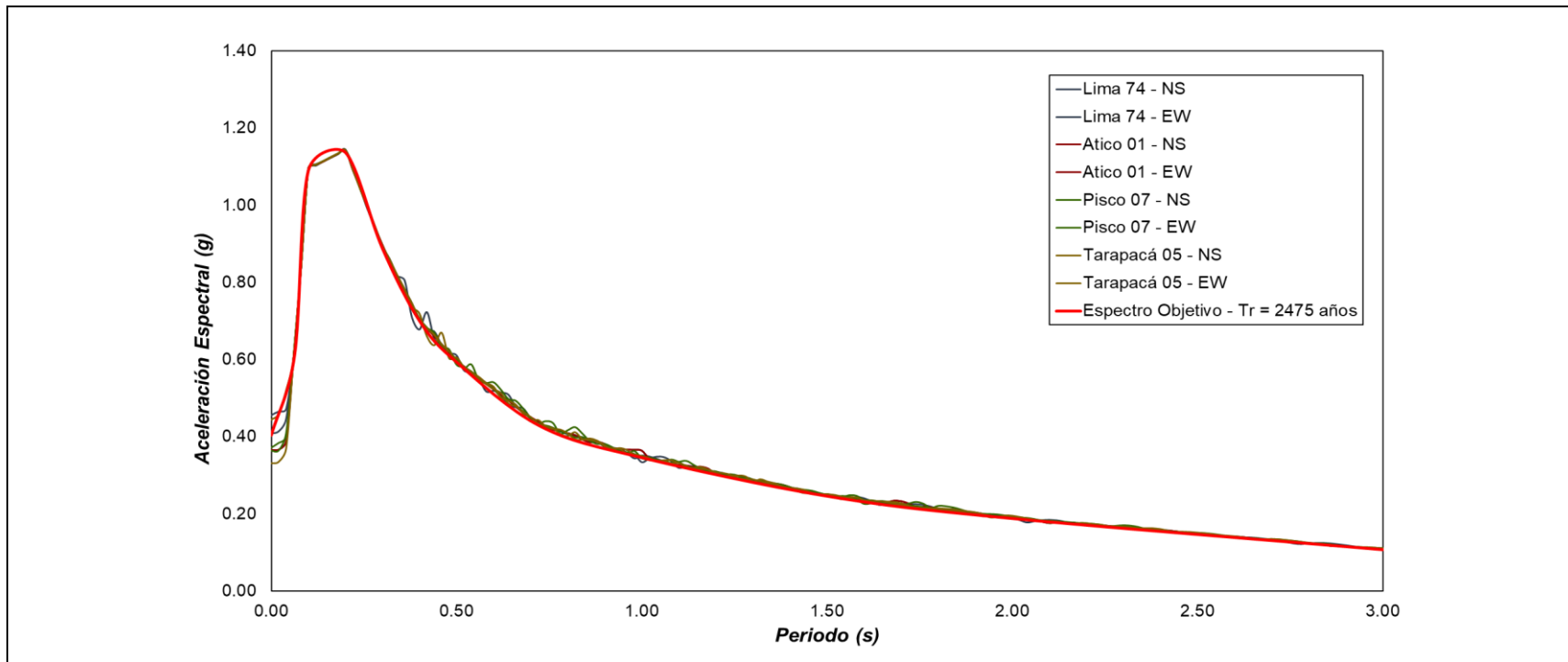
03-D

Anexo N°04

Ajuste Espectral



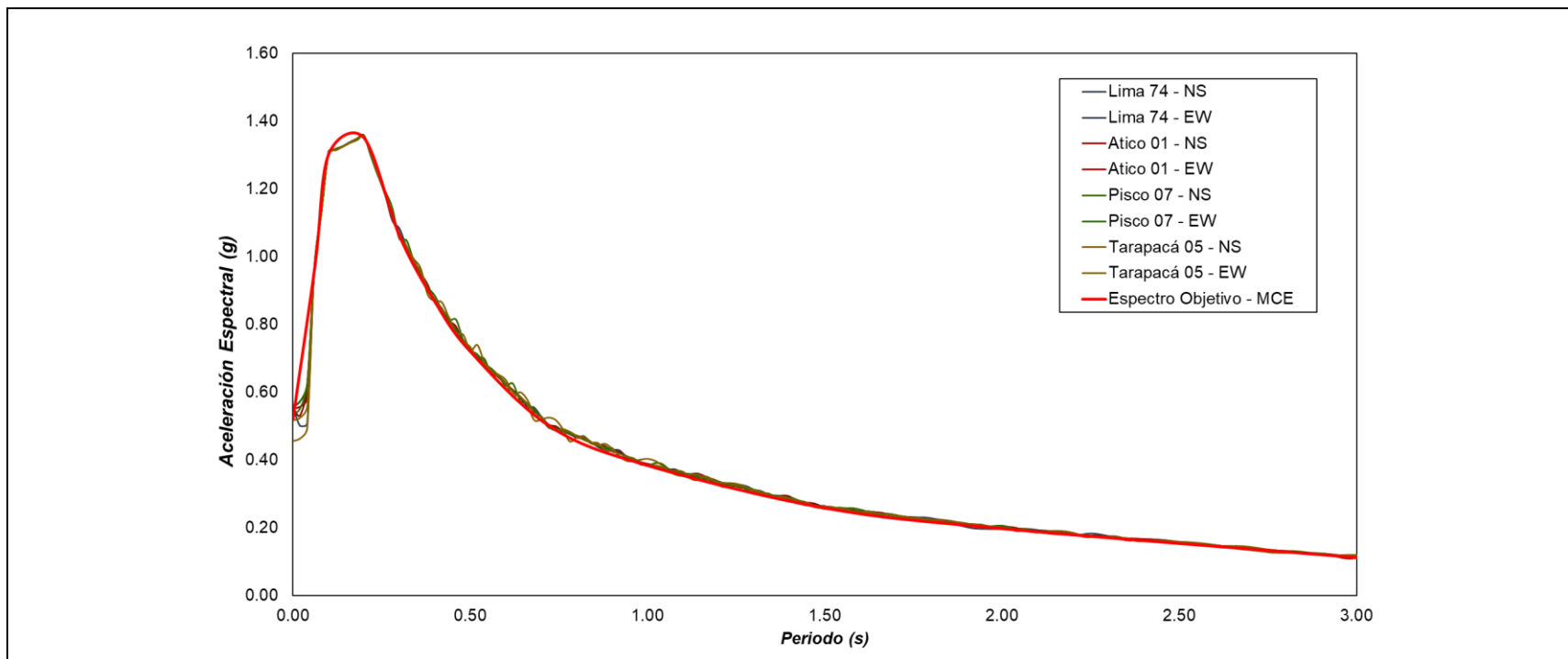
	<p>Tema:</p> <p style="text-align: center;">ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA</p>	<p>ANEXO N°</p> <p style="font-size: 2em;">04-A</p>
	<p>Anexo:</p> <p style="text-align: center;">Ajuste Espectral – Sismos de Lima (1974), Atico (2001), Pisco (2007) y Tarapacá (2005) – Tr = 475 AÑOS</p>	
	<p>Autor:</p> <p style="text-align: center;">BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL</p>	
	<p>Asesor:</p> <p style="text-align: center;">MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA</p>	



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	Ajuste Espectral – Sismos de Lima (1974), Atico (2001), Pisco (2007) y Tarapacá (2005) – Tr = 2,475 Años
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

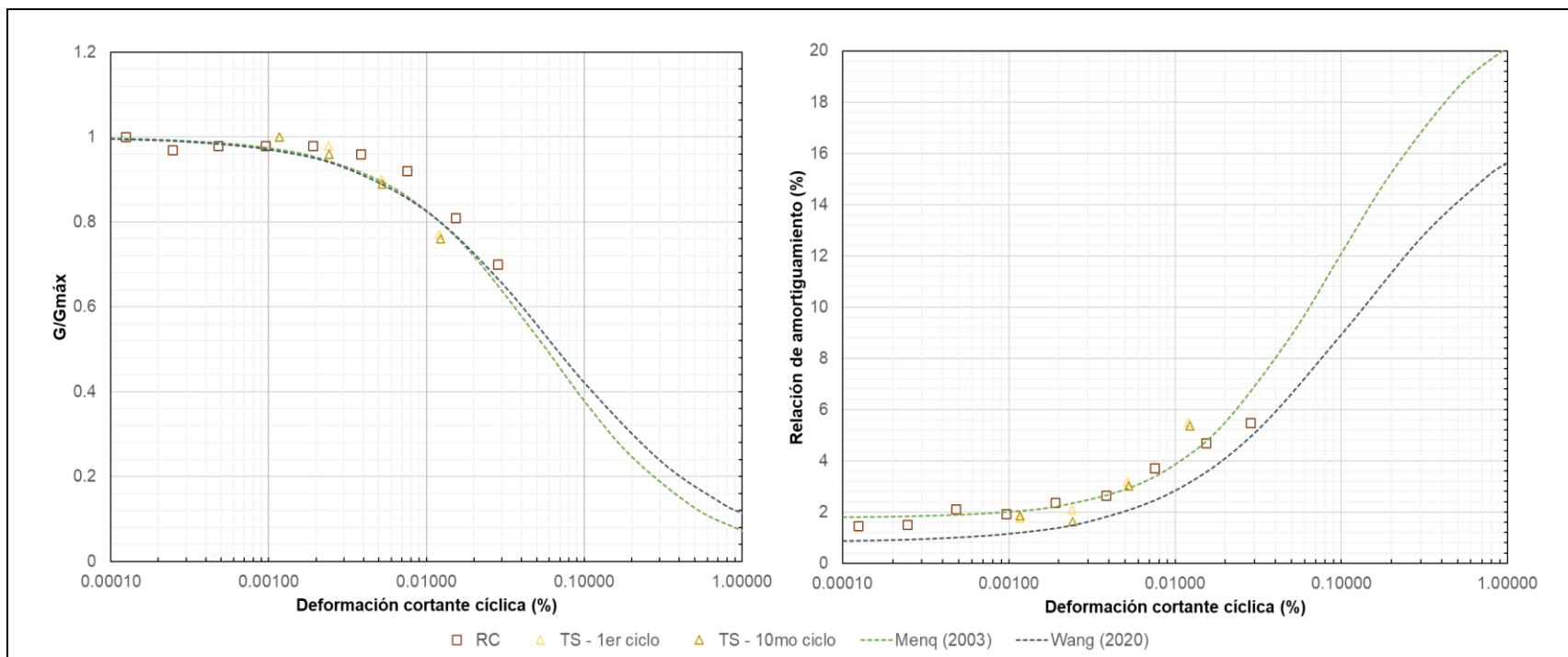
04-B



	<p>Tema:</p> <p>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA</p>	<p>ANEXO N°</p> <p>04-C</p>
	<p>Anexo:</p> <p>Ajuste Espectral – Sismos de Lima (1974), Atico (2001), Pisco (2007) y Tarapacá (2005) – MCE</p>	
	<p>Autor:</p> <p>BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL</p>	
	<p>Asesor:</p> <p>MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA</p>	

Anexo N°05

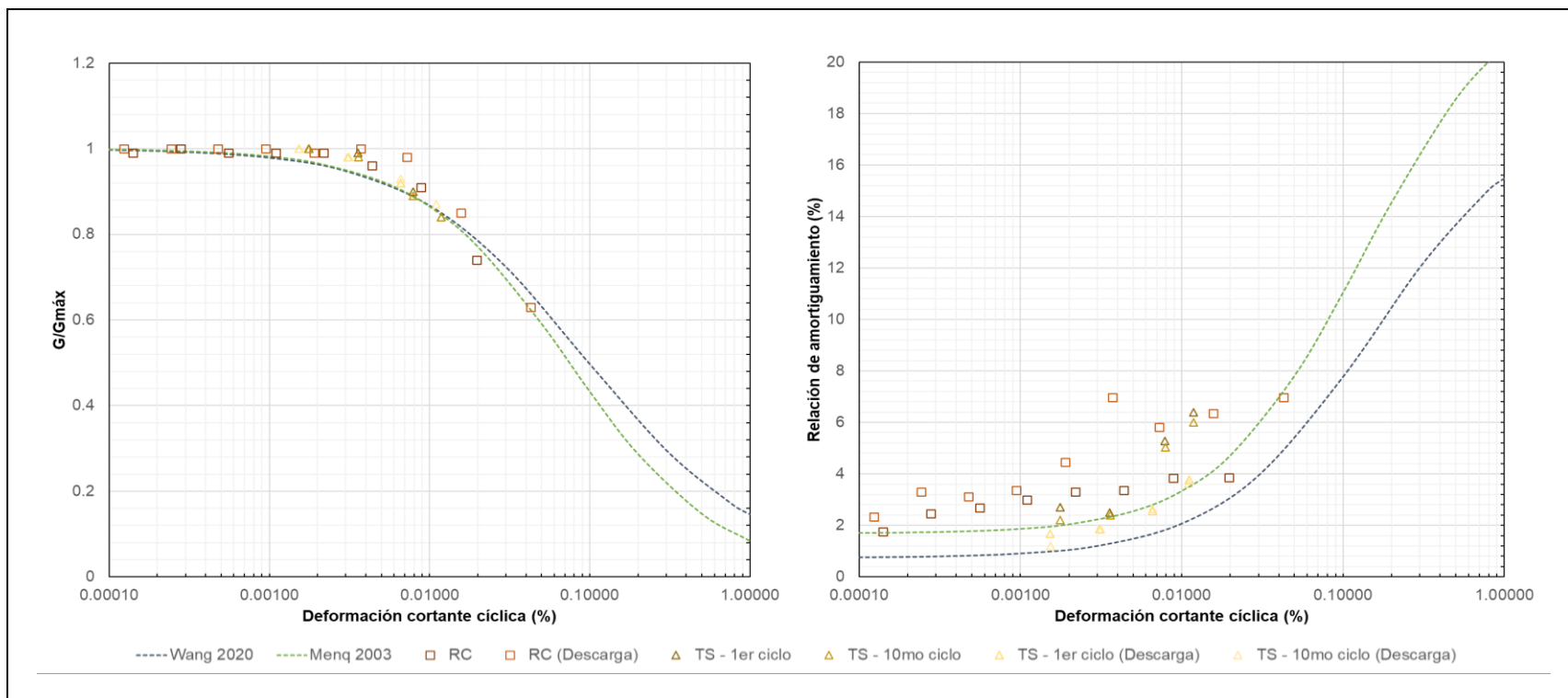
Curvas Dinámicas




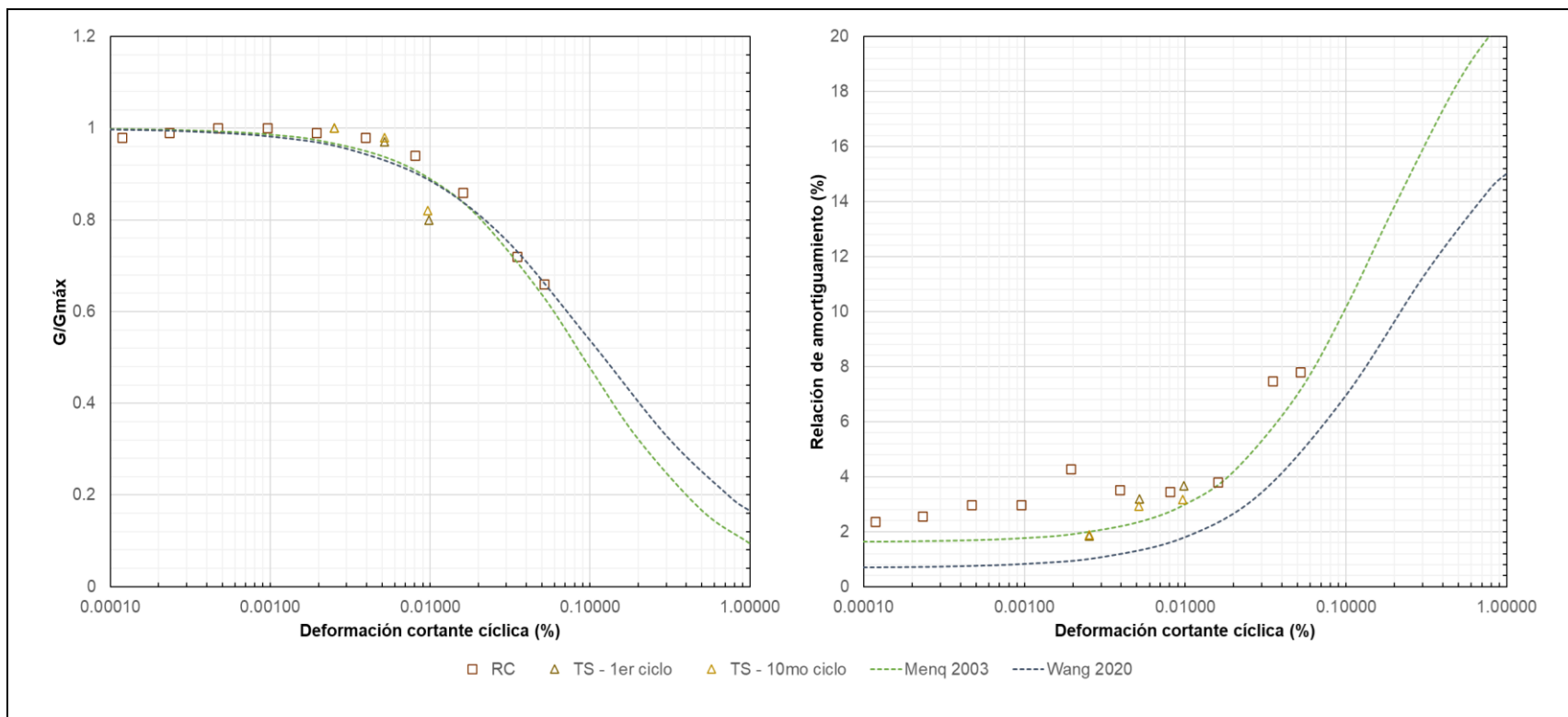
Tema:	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo:	AJUSTE DE CURVAS DINÁMICAS – DEPÓSITO MORRÉNICO – $\sigma'_o = 300$ kPa
Autor:	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
Asesor:	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

05-A



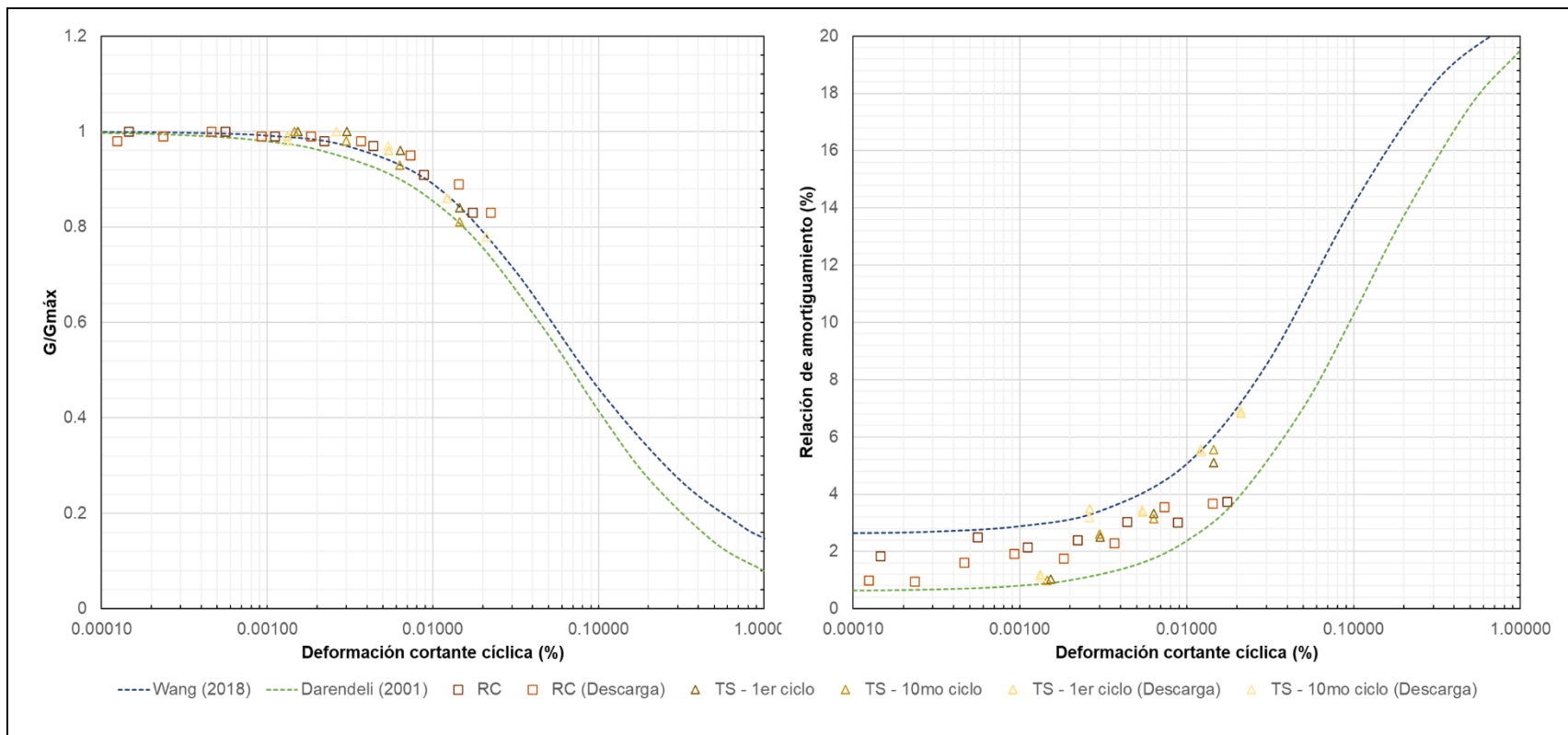
	Tema: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA	ANEXO N° 05-B
	Anexo: AJUSTE DE CURVAS DINÁMICAS – DEPÓSITO MORRÉNICO – $\sigma'_o = 600$ kPa	
	Autor: BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL	
	Asesor: MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA	



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	AJUSTE DE CURVAS DINÁMICAS – DEPÓSITO MORRÉNICO – $\sigma'_o = 1000$ kPa
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

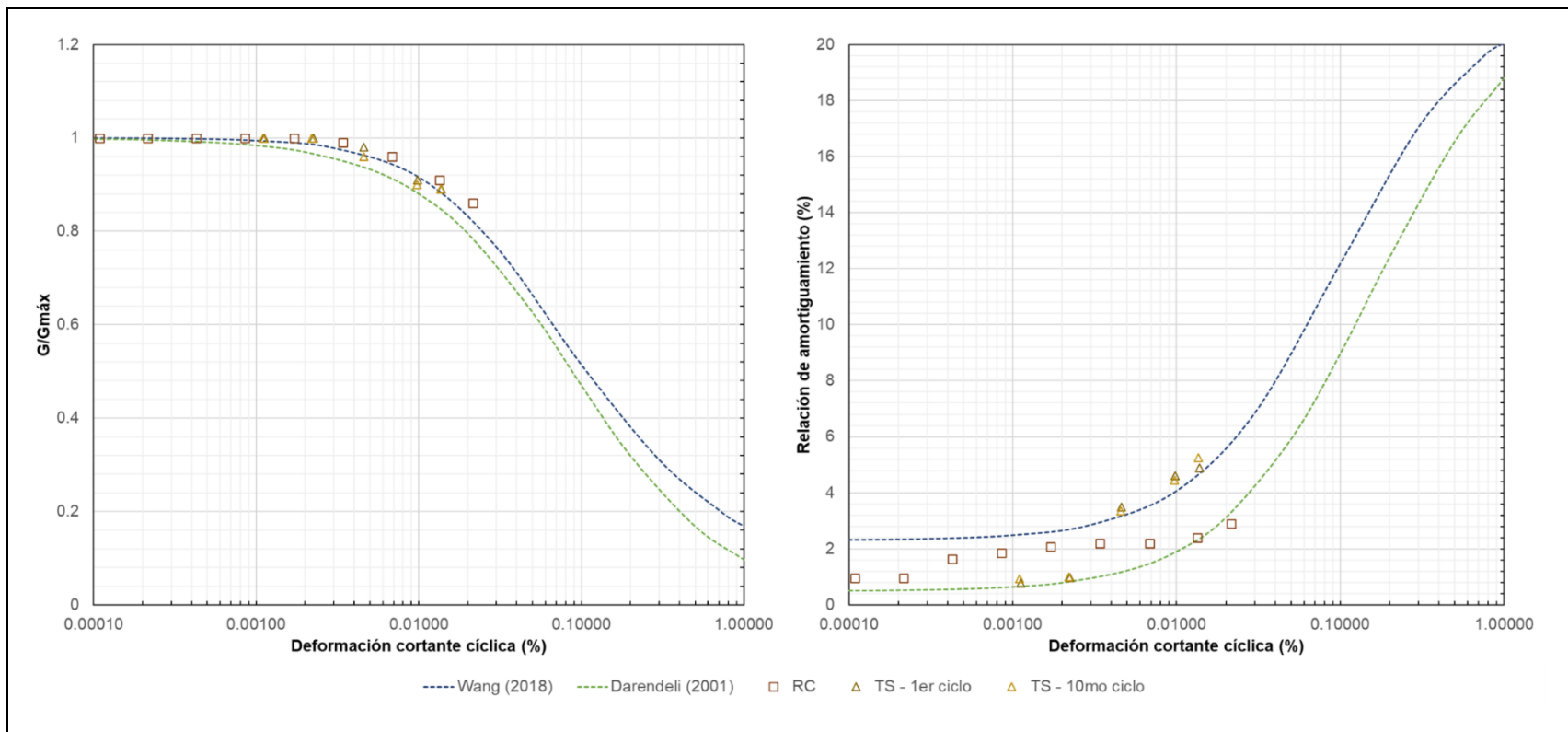
5-C



Tema: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo: AJUSTE DE CURVAS DINÁMICAS – SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD – $\sigma'_o = 300$ kPa
Autor: BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL – 20162569C
Asesor: MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

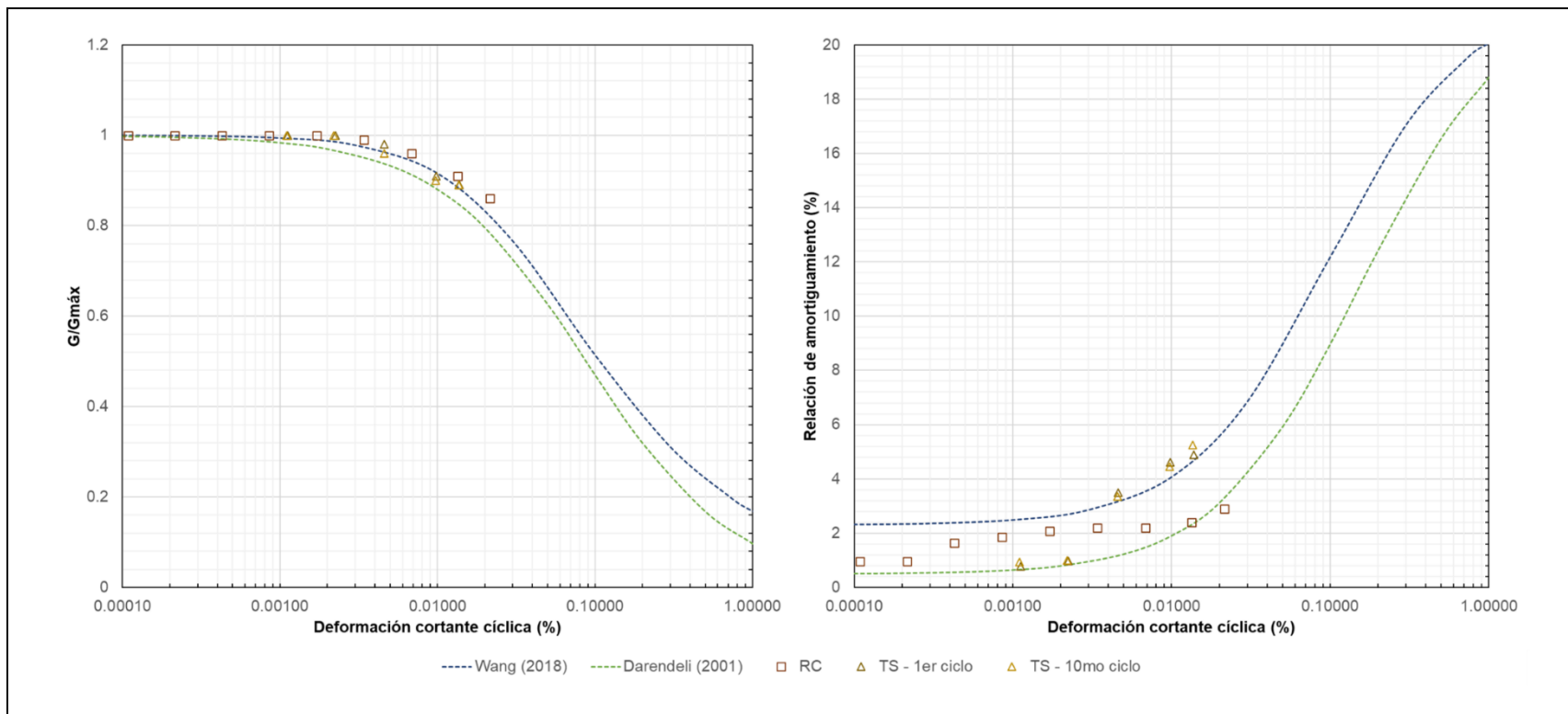
5-D



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	AJUSTE DE CURVAS DINÁMICAS – SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD – $\sigma'_o = 600$ kPa
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL – 20162569C
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

5-E



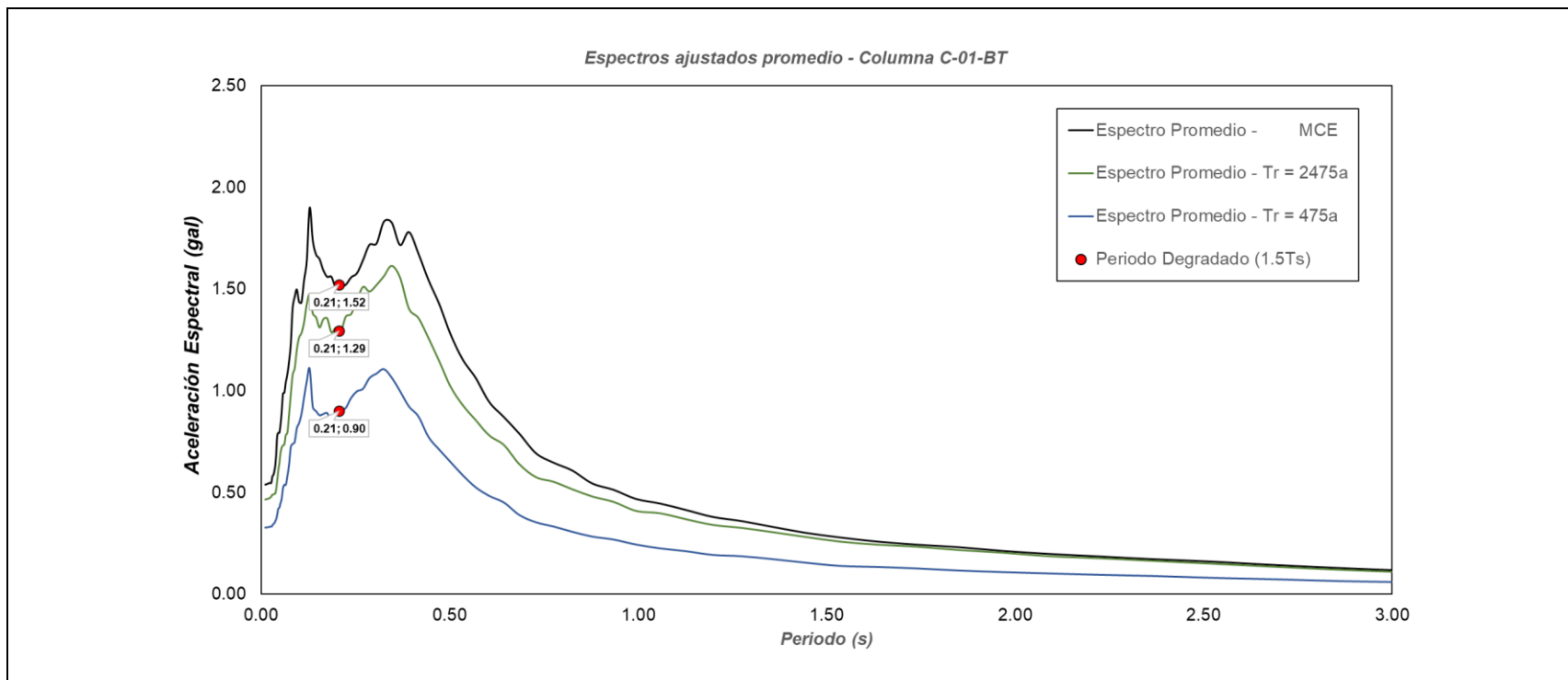
<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	AJUSTE DE CURVAS DINÁMICAS – SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD – $\sigma'_o = 800$ kPa
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL – 20162569C
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

5-F

Anexo N°06

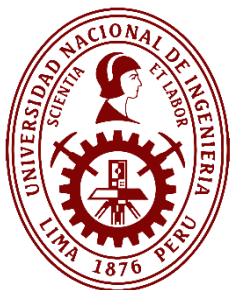
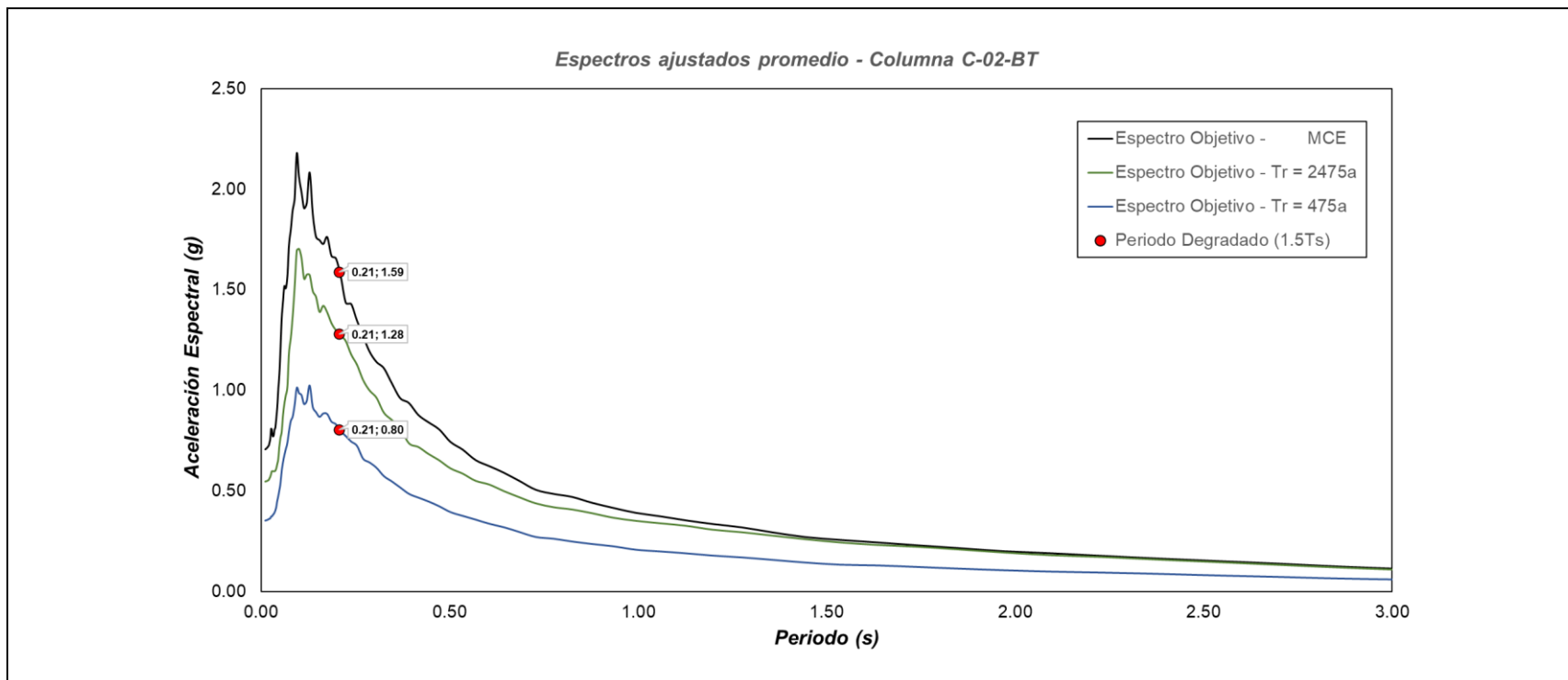
Respuesta Sísmica



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	Espectros ajustados promedio - Sismos de Lima (1974), Atico (2001) y Pisco (2007) – C-01-BT
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

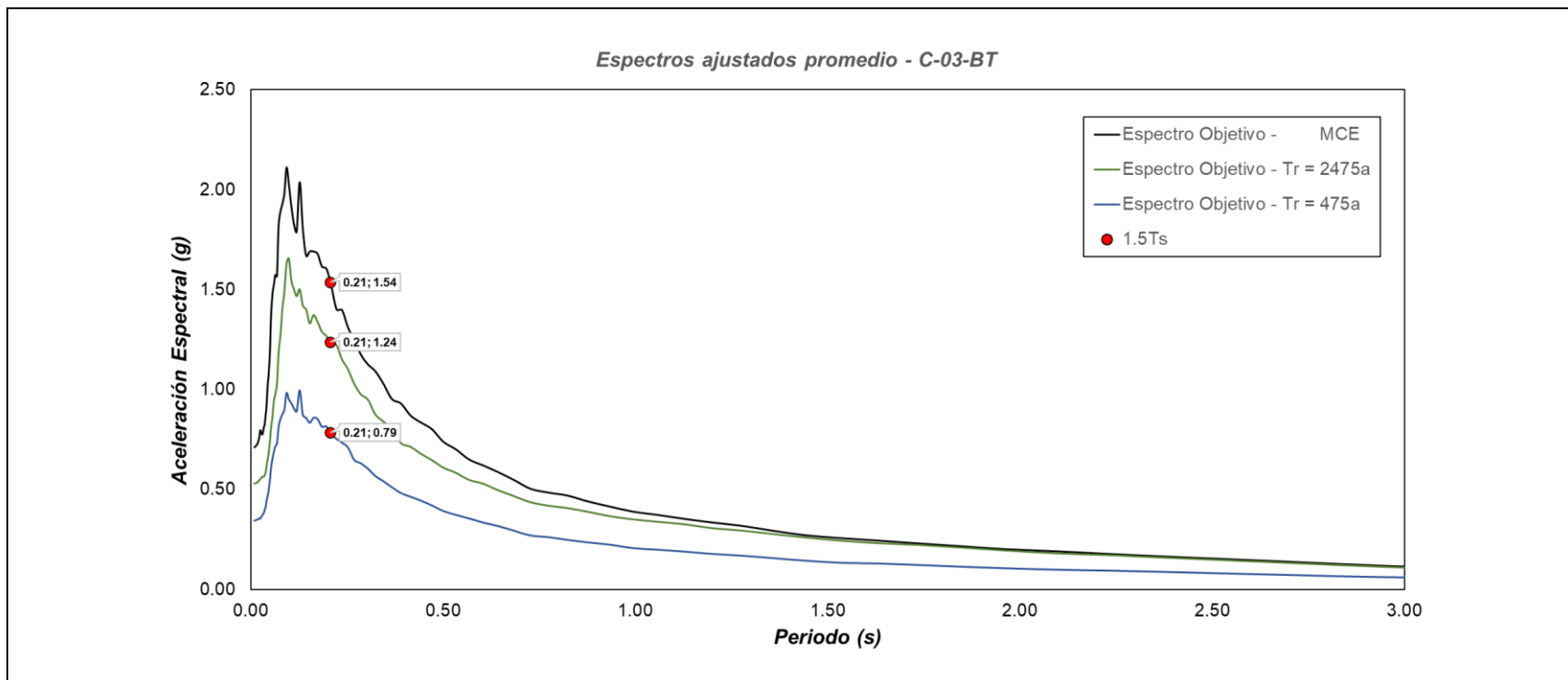
06-A



Tema: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo: Espectros ajustados promedio - Sismos de Lima (1974), Atico (2001) y Pisco (2007) – C-02-BT
Autor: BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
Asesor: MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

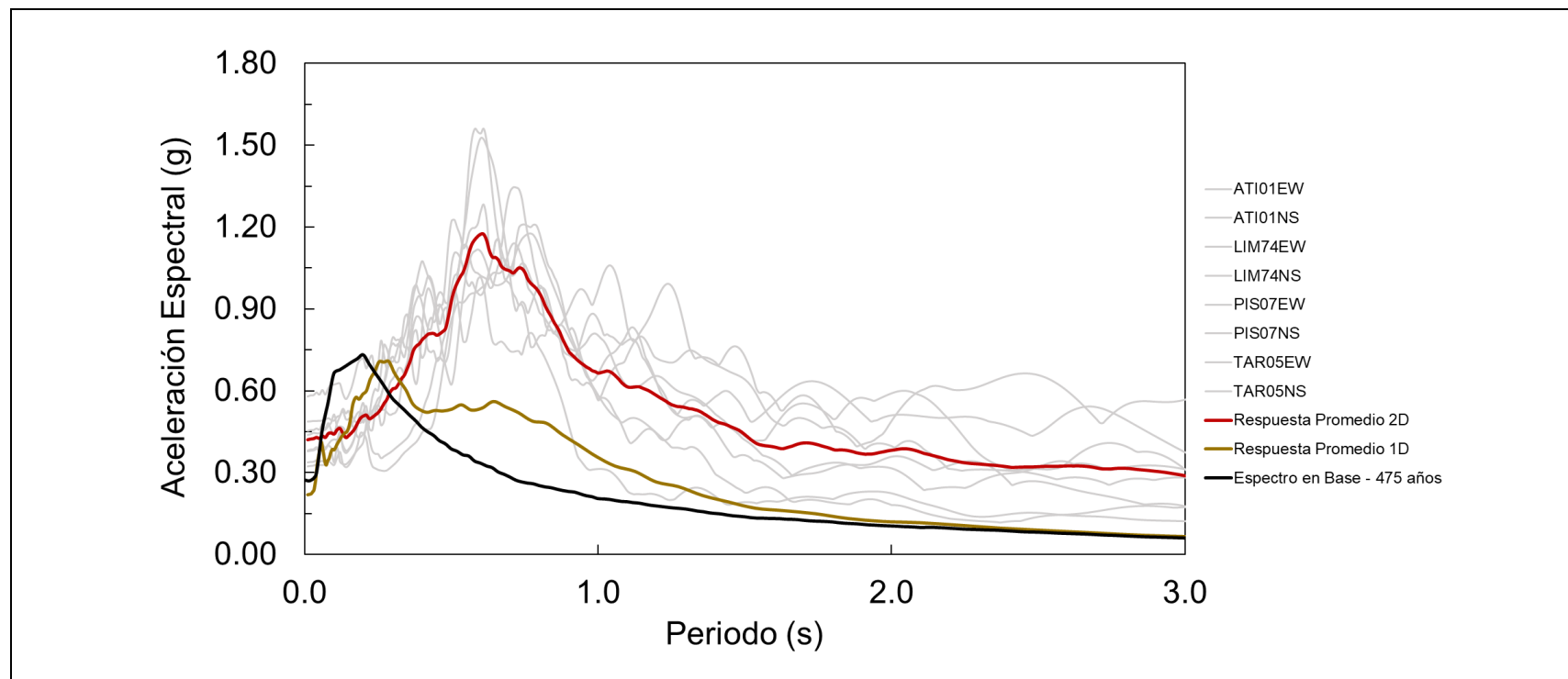
06-B



Tema: ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
Anexo: Espectros ajustados promedio - Sismos de Lima (1974), Atico (2001) y Pisco (2007) – C-03-BT
Autor: BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
Asesor: MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

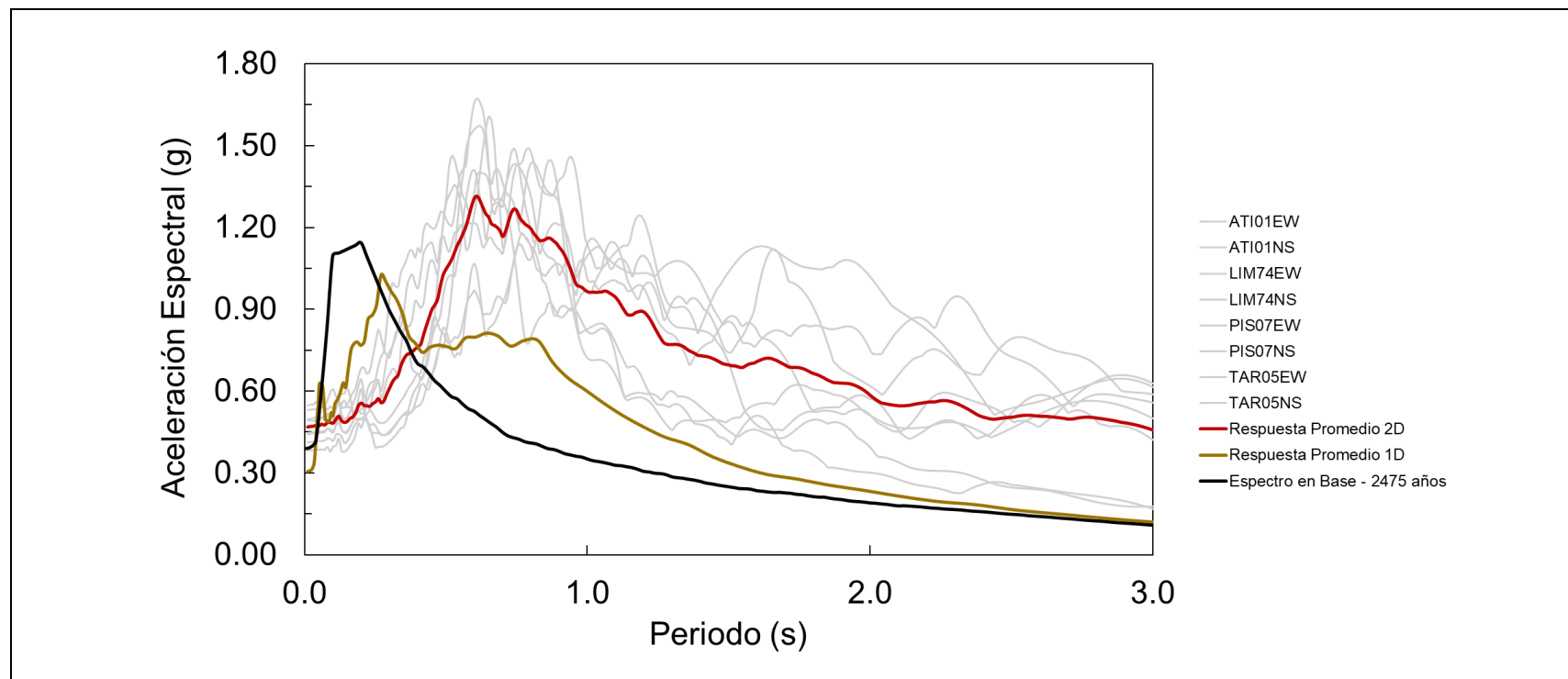
ANEXO N°

06-C

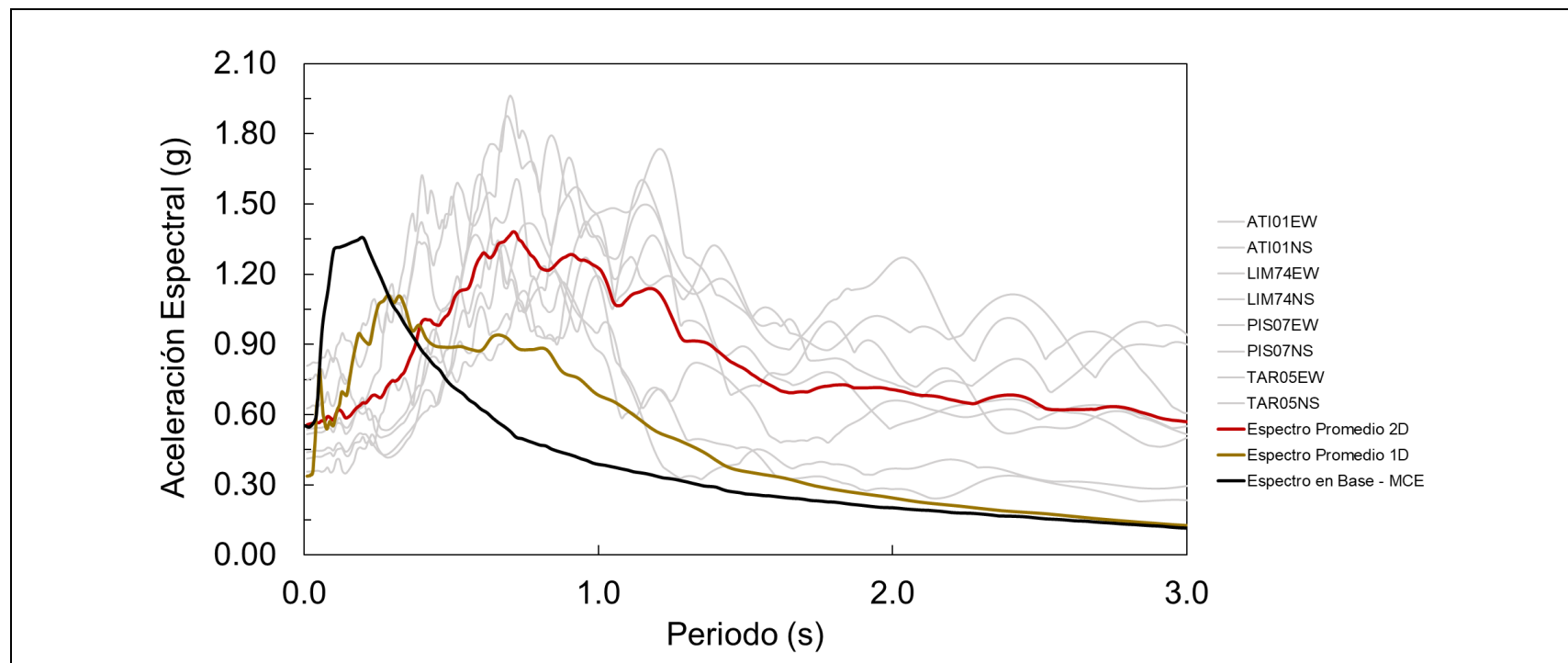



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	Espectros de respuesta en cresta 1D y 2D – Tr = 475 años
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°
06-D



	<p>Tema:</p> <p>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA</p>	<p>ANEXO N°</p> <p>06-E</p>
	<p>Anexo:</p> <p>Espectros de respuesta en cresta 1D y 2D – Tr = 2,475 años</p>	
	<p>Autor:</p> <p>BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL</p>	
	<p>Asesor:</p> <p>MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA</p>	



	<p>Tema:</p> <p>ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA</p>	<p>ANEXO N°</p> <p>06-F</p>
	<p>Anexo:</p> <p>Espectros de respuesta en cresta 1D y 2D – MCE</p>	
	<p>Autor:</p> <p>BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL</p>	
	<p>Asesor:</p> <p>MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA</p>	

Anexo N°07

Análisis de Estabilidad

Análisis de estabilidad – Materiales empleados en el modelo Sección 1-1

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Sat. Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function
Enrocado	■	23	24	Shear Normal function			Barton (2013)
Grava para drenaje	■	19	20	Mohr-Coulomb	0	36	
Filtro subvertical de gradación gruesa	■	18	19	Mohr-Coulomb	0	36	
Filtro subvertical de gradación fina	■	18	19	Mohr-Coulomb	0	36	
Núcleo - 95% P.E	■	22	23	Mohr-Coulomb	14	15	
Núcleo - 100% P.E	■	22	23	Mohr-Coulomb	14	15	
Depósito Morrenico	■	20	21	Mohr-Coulomb	5	32	
Arenisca	■	24	25	Mohr-Coulomb	140	30	
Arenisca fracturada	■	24	25	Mohr-Coulomb	120	30	
Arenisca muy fracturada	■	21	22	Mohr-Coulomb	100	28	
Limolita	■	22	23	Mohr-Coulomb	110	20	
Inyección de Grouting	■	22	23	Mohr-Coulomb	75	33	

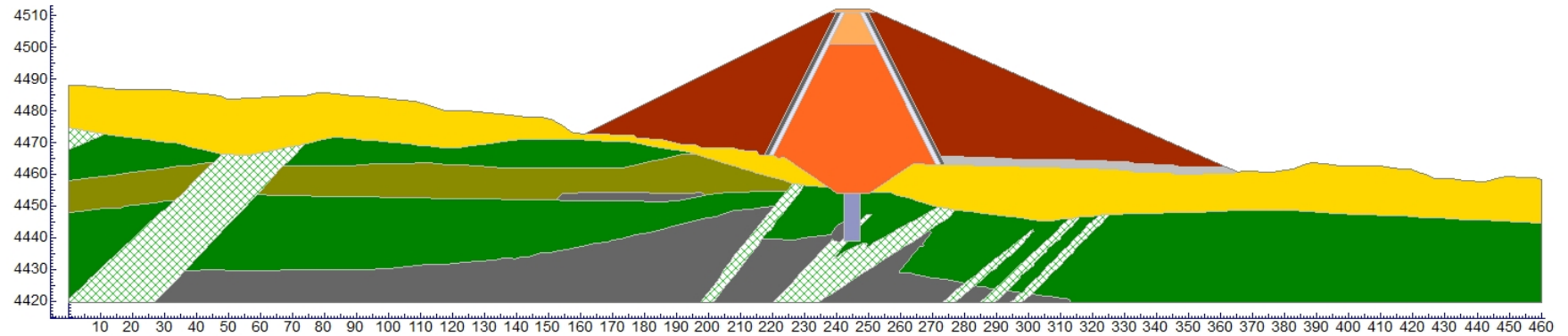
Caso: Pseudoestático

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function	Water Surface
Enrocado	■	23	Shear Normal function			Barton (2013)	None
Grava para drenaje	■	19	Mohr-Coulomb	0	36		None
Filtro subvertical de gradación gruesa	■	18	Mohr-Coulomb	0	36		None
Filtro subvertical de gradación fina	■	18	Mohr-Coulomb	0	36		None
Núcleo - 95% P.E	■	22	Undrained	45			None
Núcleo - 100% P.E	■	22	Undrained	45			None
Depósito Morrenico	■	20	Mohr-Coulomb	5	32		None
Arenisca	■	24	Mohr-Coulomb	140	30		None
Arenisca fracturada	■	24	Mohr-Coulomb	120	30		None
Arenisca muy fracturada	■	21	Mohr-Coulomb	100	28		None
Limolita	■	22	Mohr-Coulomb	110	20		None
Inyección de Grouting	■	20	Mohr-Coulomb	75	33		None

Caso: Final de la construcción

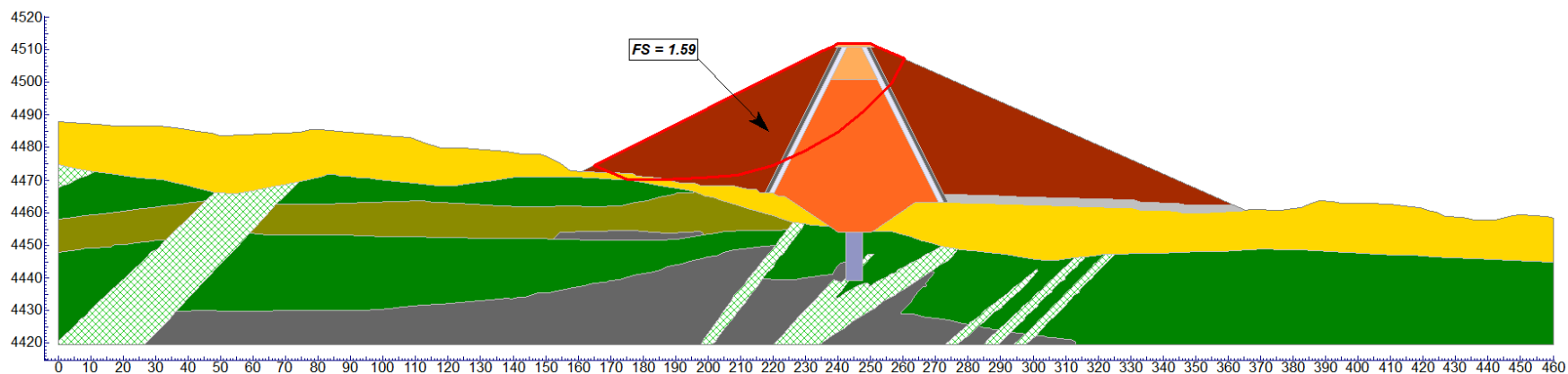
Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kN/m ²)	Phi	Shear Normal Function
Enrocado	■	23	Shear Normal function			Barton (2013)
Grava para drenaje	■	19	Mohr-Coulomb	0	36	
Filtro subvertical de gradación gruesa	■	18	Mohr-Coulomb	0	36	
Filtro subvertical de gradación fina	■	18	Mohr-Coulomb	0	36	
Núcleo - 95% P.E	■	22	Mohr-Coulomb	5	30	
Núcleo - 100% P.E	■	22	Mohr-Coulomb	5	30	
Depósito Morrenico	■	20	Mohr-Coulomb	5	32	
Arenisca	■	24	Mohr-Coulomb	140	30	
Arenisca fracturada	■	24	Mohr-Coulomb	120	30	
Arenisca muy fracturada	■	21	Mohr-Coulomb	100	28	
Limolita	■	22	Mohr-Coulomb	110	20	
Inyección de Grouting	■	22	Mohr-Coulomb	75	33	

Caso: Operación y Desembalse Rápido



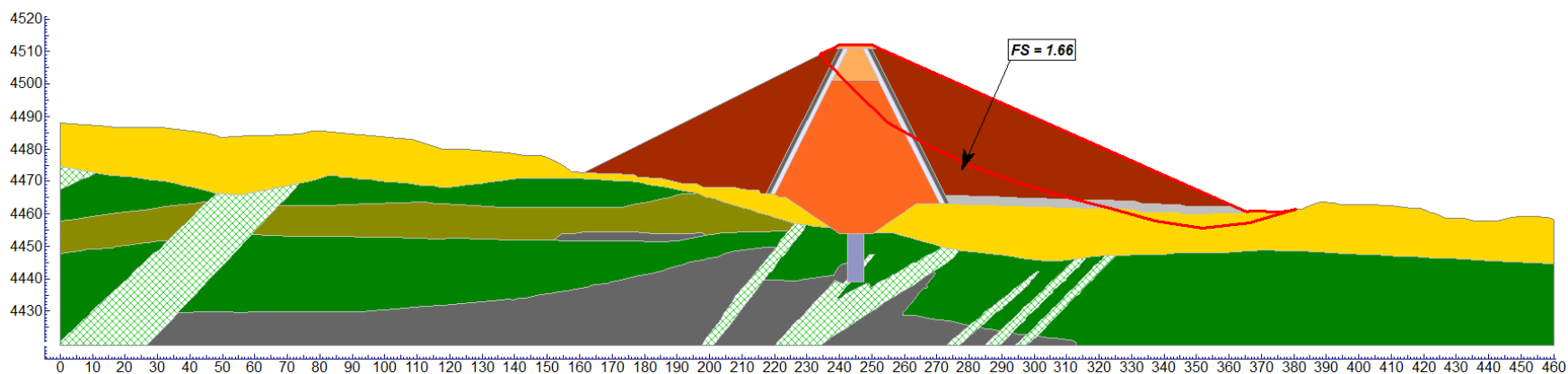
Análisis de estabilidad – Condición estática

Sección 1-1 – Aguas arriba – Falla No Circular – Final de la construcción – FS = 1,59 (Spencer)

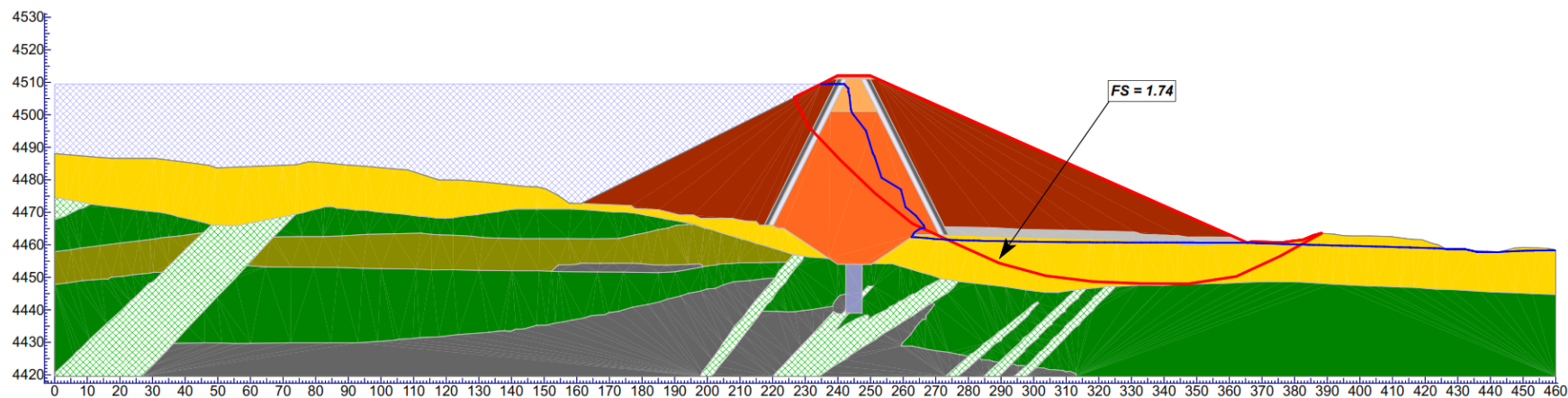


Análisis de estabilidad – Condición estática

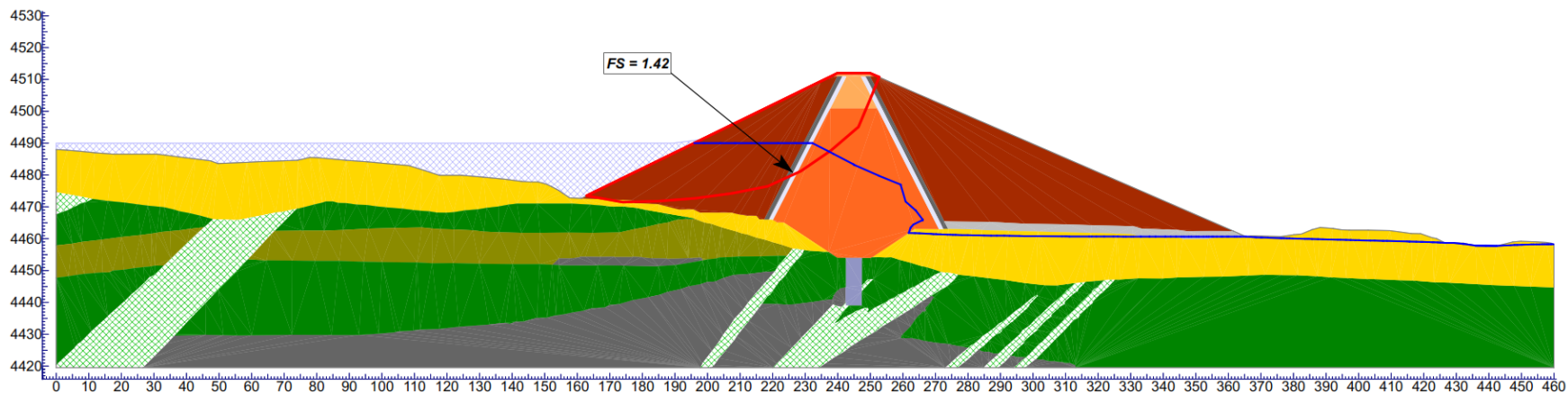
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – Final de la construcción – FS = 1,66 (Spencer)



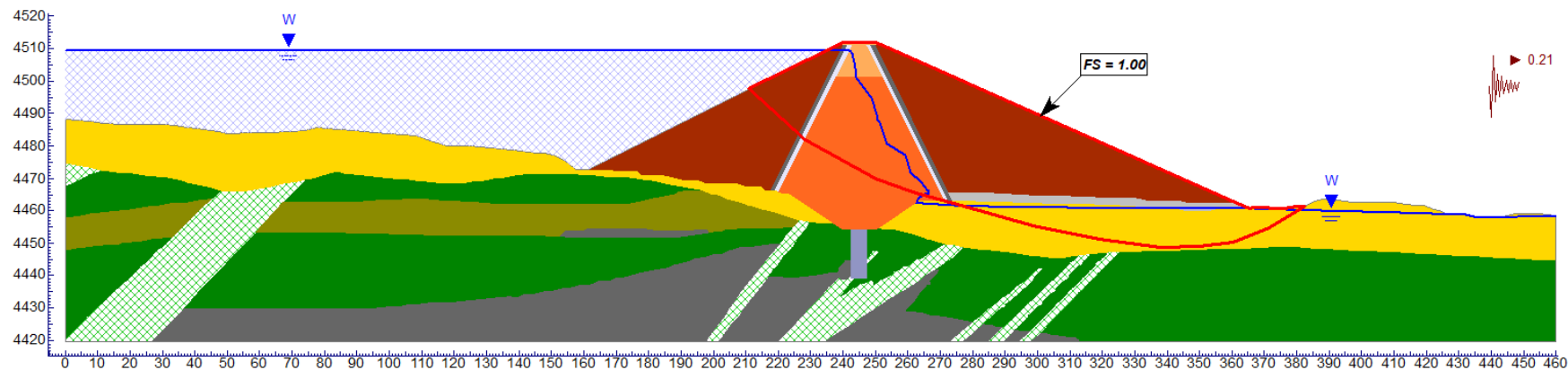
Análisis de estabilidad – Condición estática – Operación
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – FS = 1,74 (Spencer)



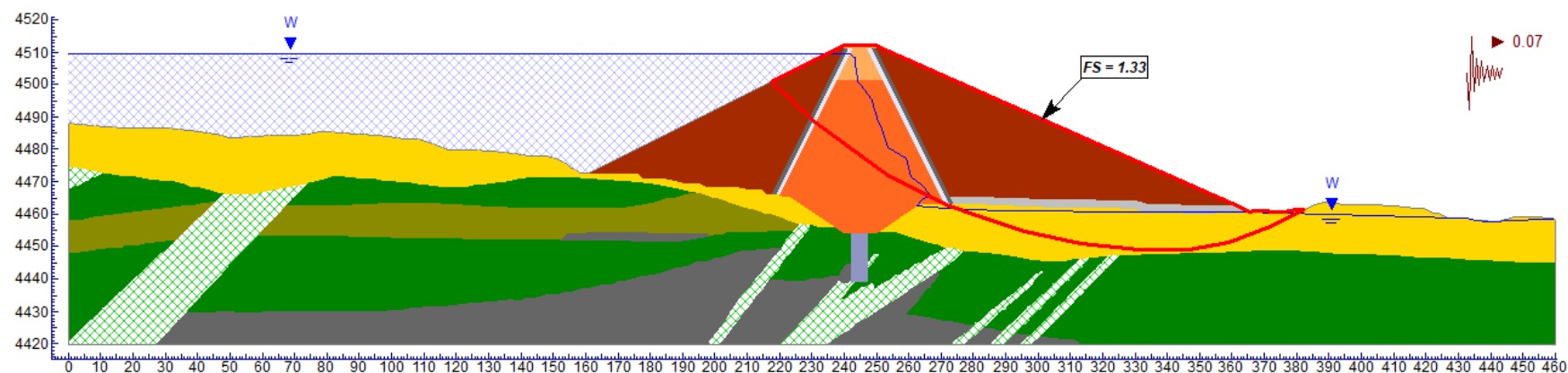
Análisis de estabilidad – Condición estática – Desembalse rápido
Sección 1-1 – Aguas arriba – Falla No Circular – 20vo día – FS = 1,42 (Spencer)



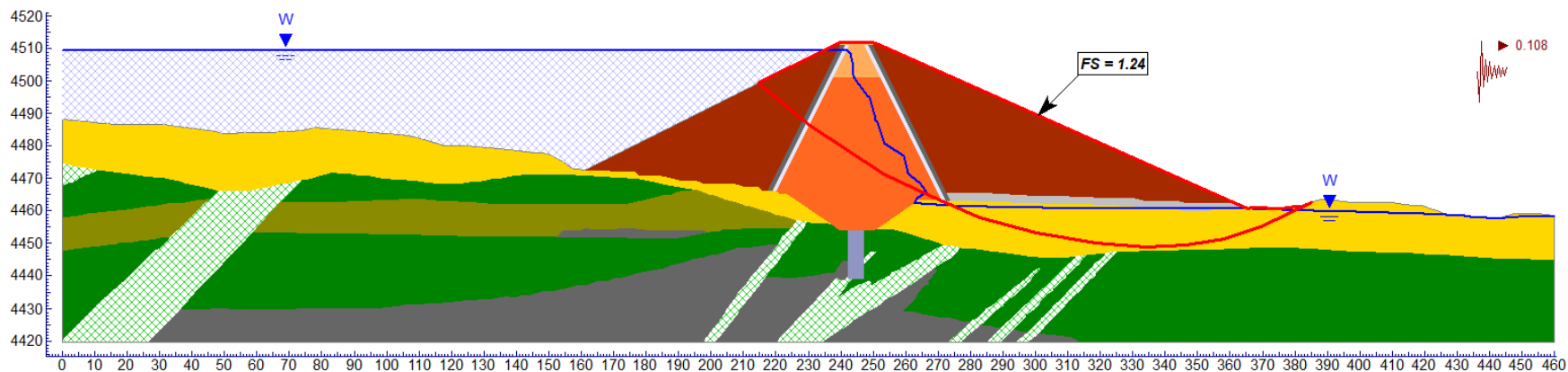
Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Coeficiente de Fluencia
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – $k_y = 0.210$



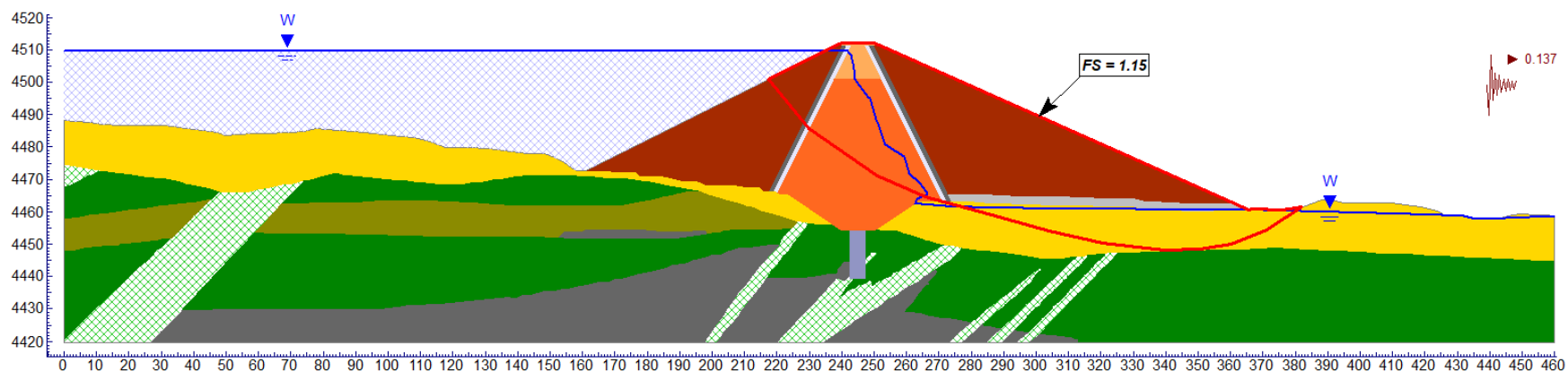
Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Coeficiente sísmico de Bray et al. (2018)
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – $T_r = 475$ años – FS = 1,33 (Spencer)



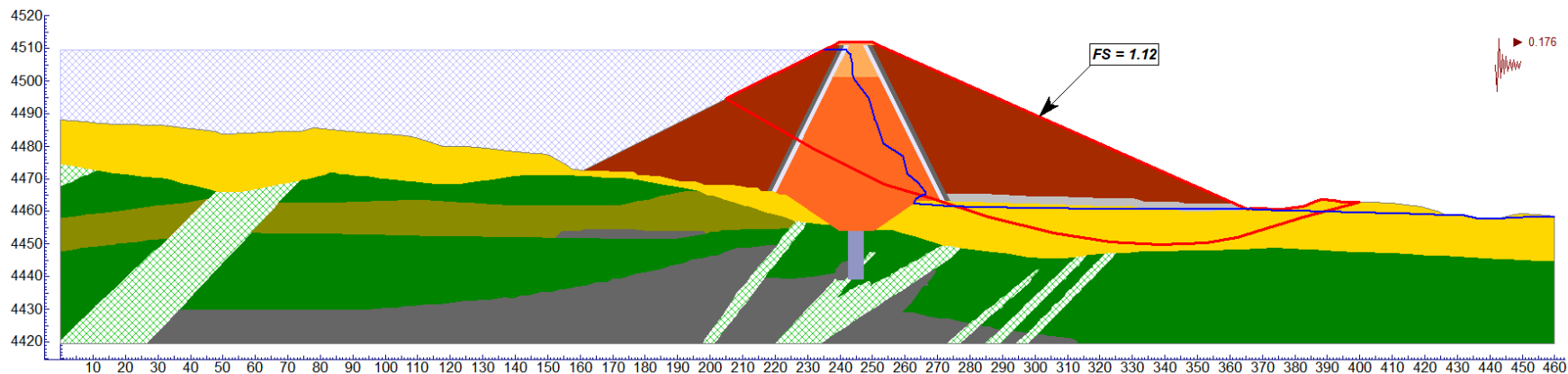
Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Coeficiente sísmico de Bray et al. (2018)
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – Tr = 2,475 años – FS = 1,24 (Spencer)



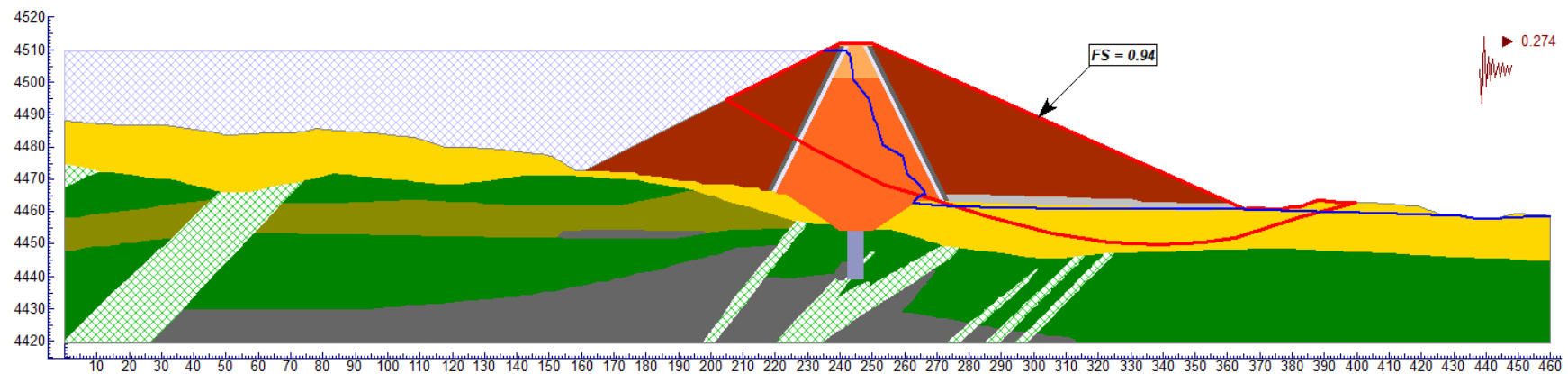
Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Coeficiente sísmico de Bray et al. (2018)
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – MCE – FS = 1,15 (Spencer)



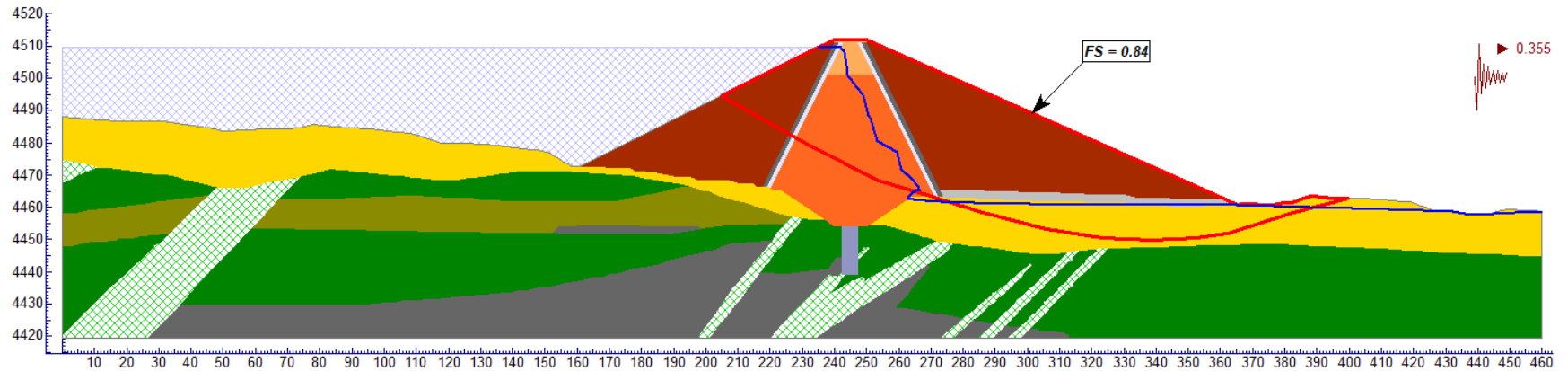
Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Hynes-Gryffin (1984)
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – Tr = 475 años – FS = 1,12 (Spencer)



Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Hynes-Gryffin (1984)
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – Tr = 2,475 años – FS = 0,94 (Spencer)



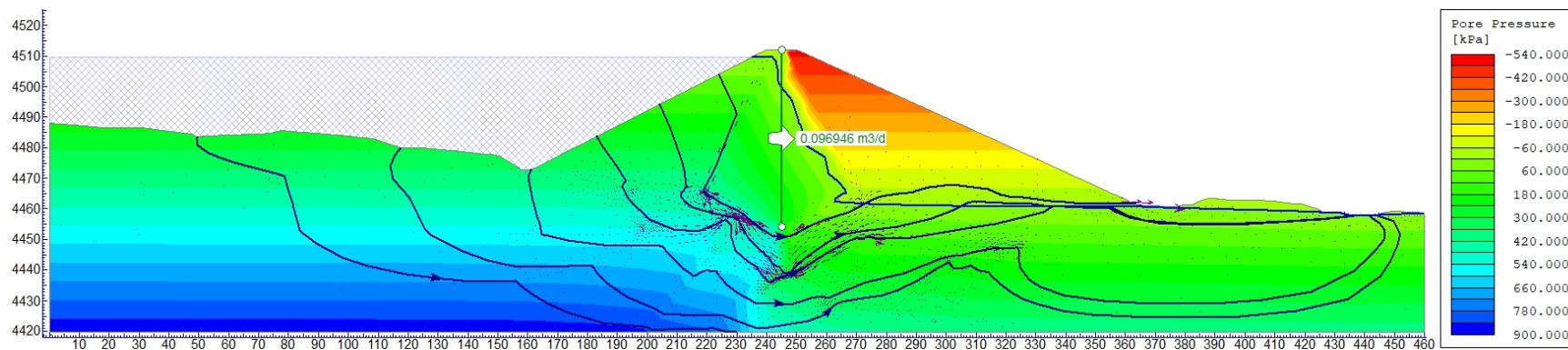
Análisis de estabilidad – Condición Pseudoestática – Hynes-Gryffin (1984)
Sección 1-1 – Aguas abajo – Falla No Circular – MCE – FS = 0,84 (Spencer)



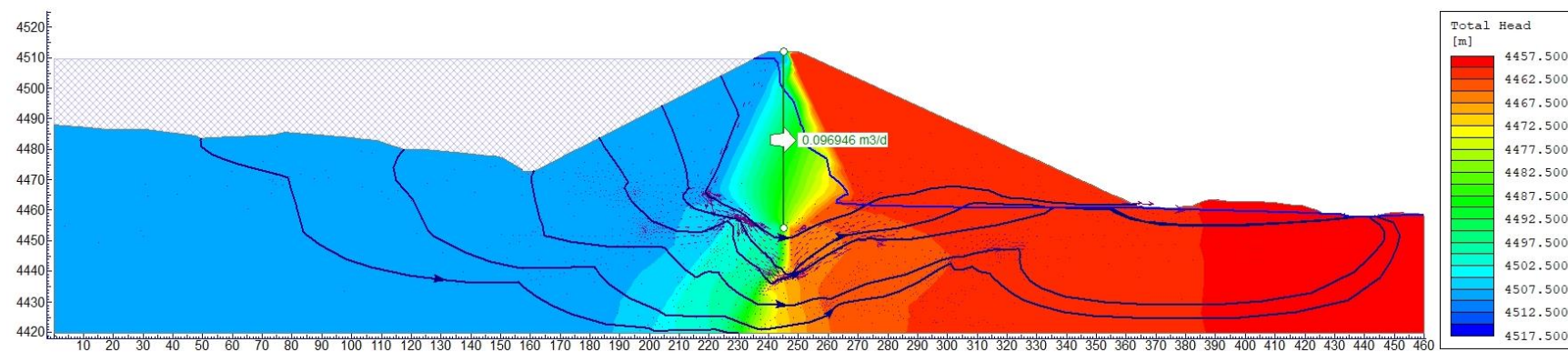
Anexo N°08

Análisis de Infiltración

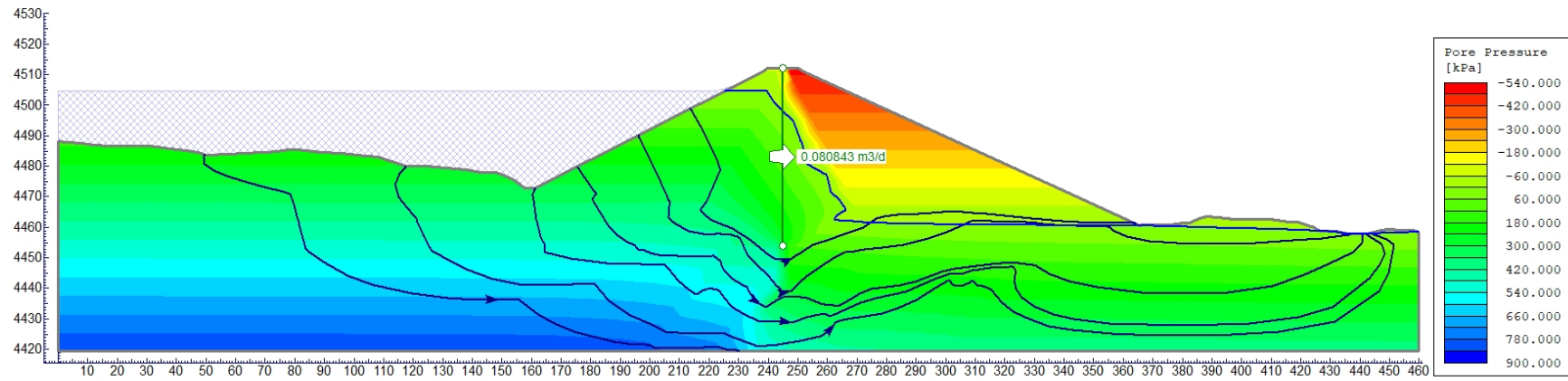
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – Condición Inicial – Cota del nivel de agua = 4509.50 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Presión de Poros



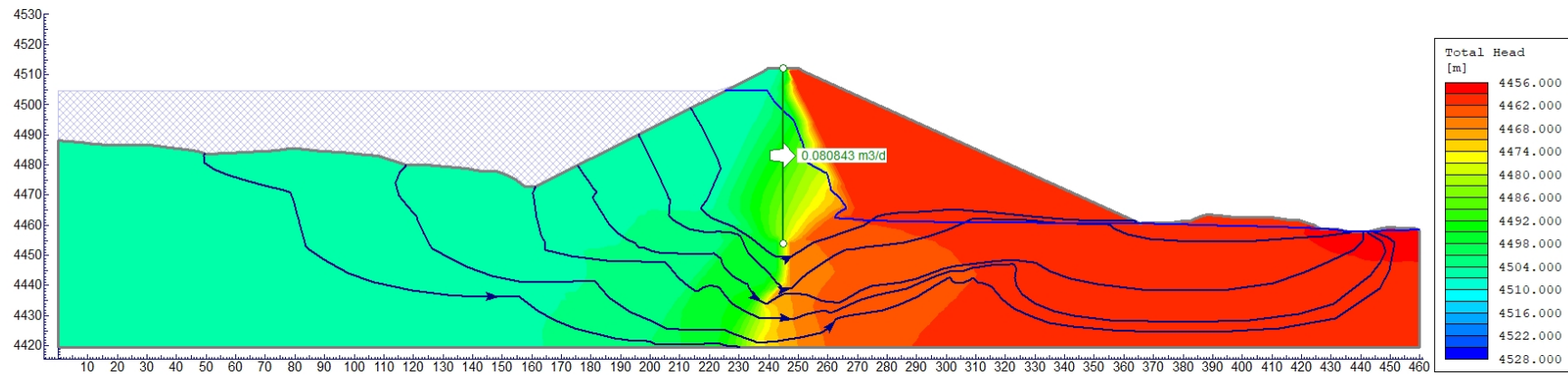
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – Condición Inicial – Cota del nivel de agua = 4509.50 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Carga Total



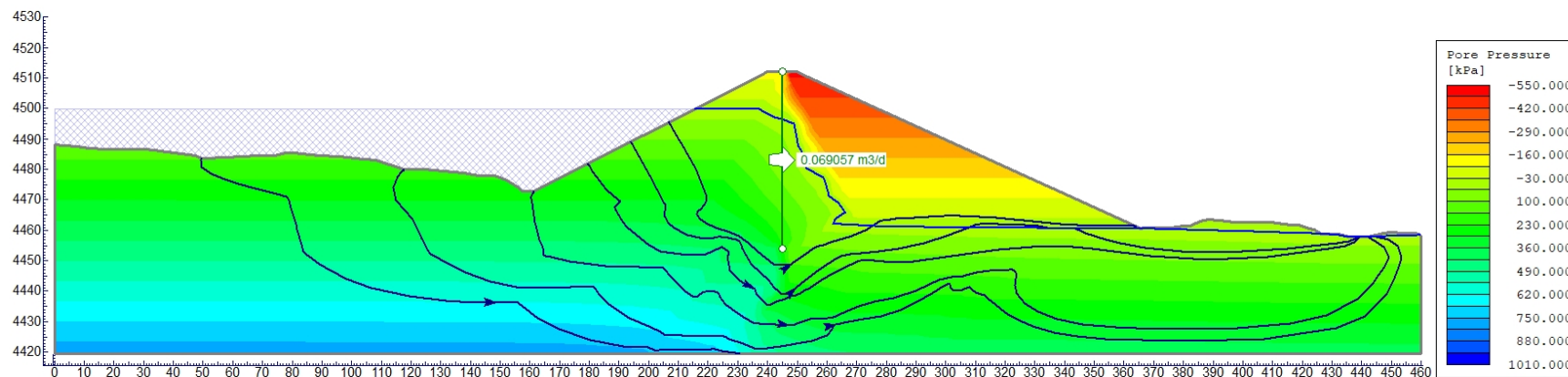
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 5to día – Cota del nivel de agua = 4504.625 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Presión de Poros



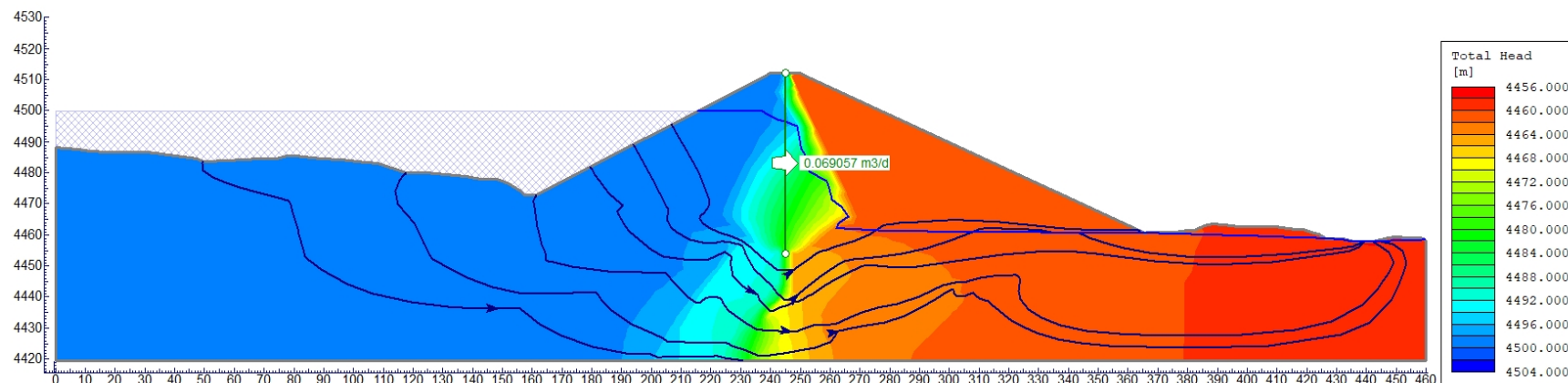
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 5to día – Cota del nivel de agua = 4504.625 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Carga Total



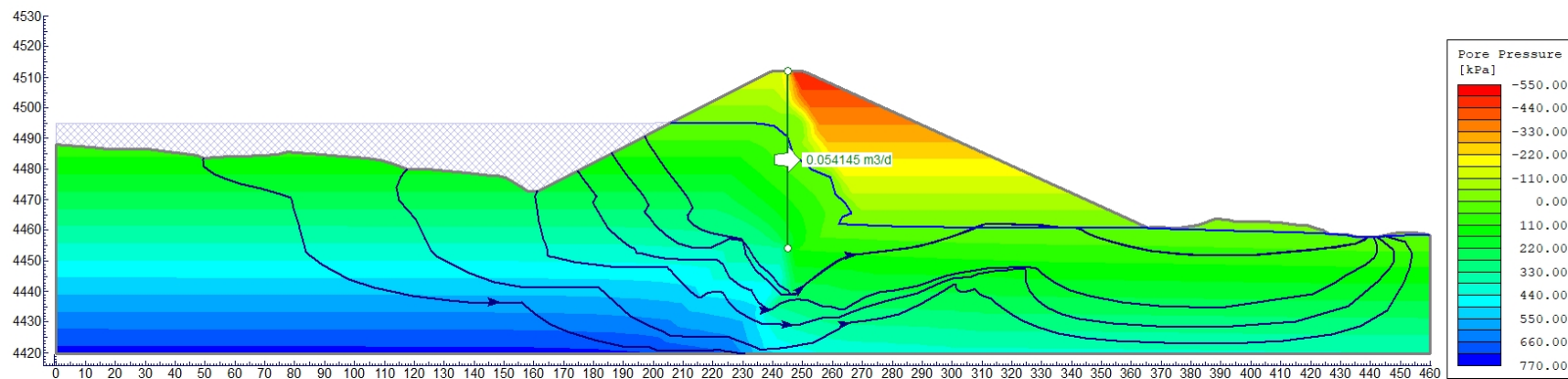
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 10mo día – Cota del nivel de agua = 4499.75 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Presión de Poros



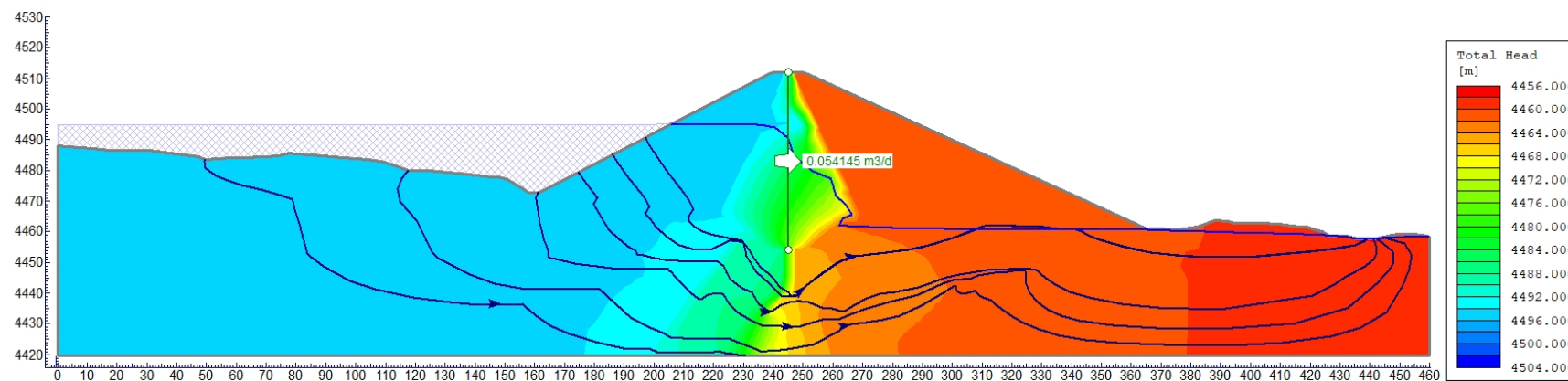
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 10mo día – Cota del nivel de agua = 4499.75 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Carga Total



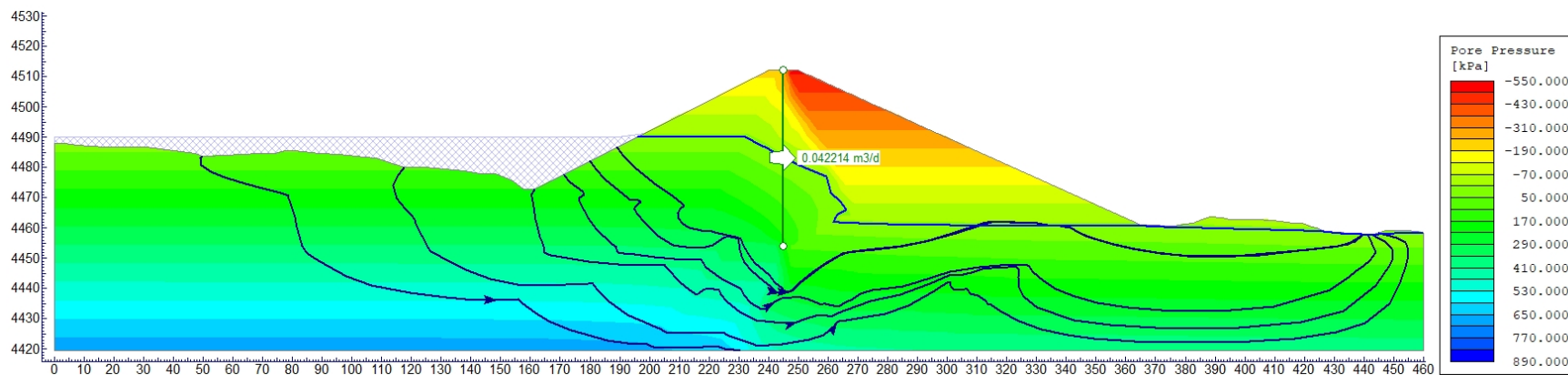
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 15vo día – Cota del nivel de agua = 4494.875 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Presión de Poros



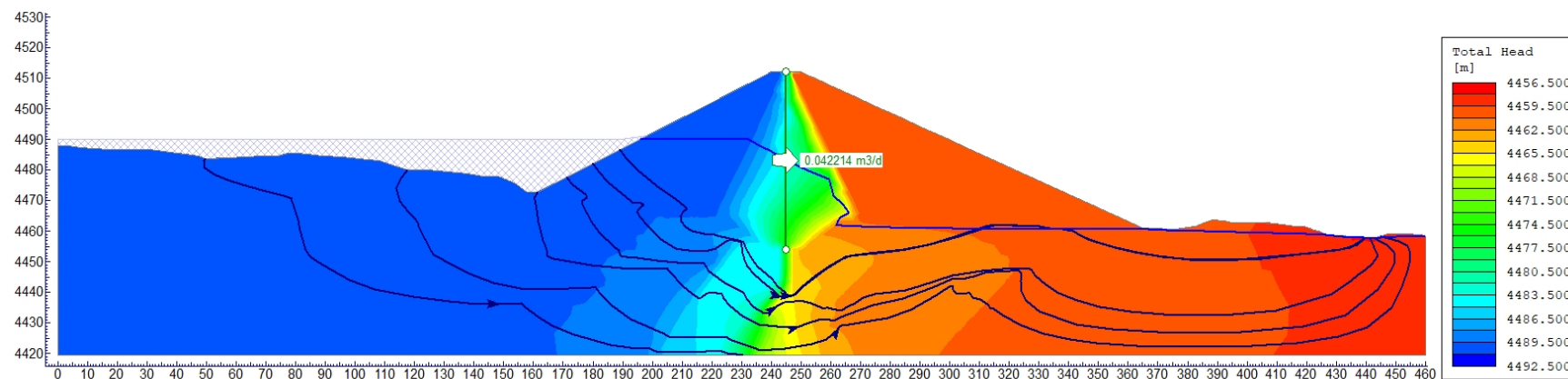
Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 15vo día – Cota del nivel de agua = 4494.875 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Carga Total



Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 20vo día – Cota del nivel de agua = 4490 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Presión de Poros

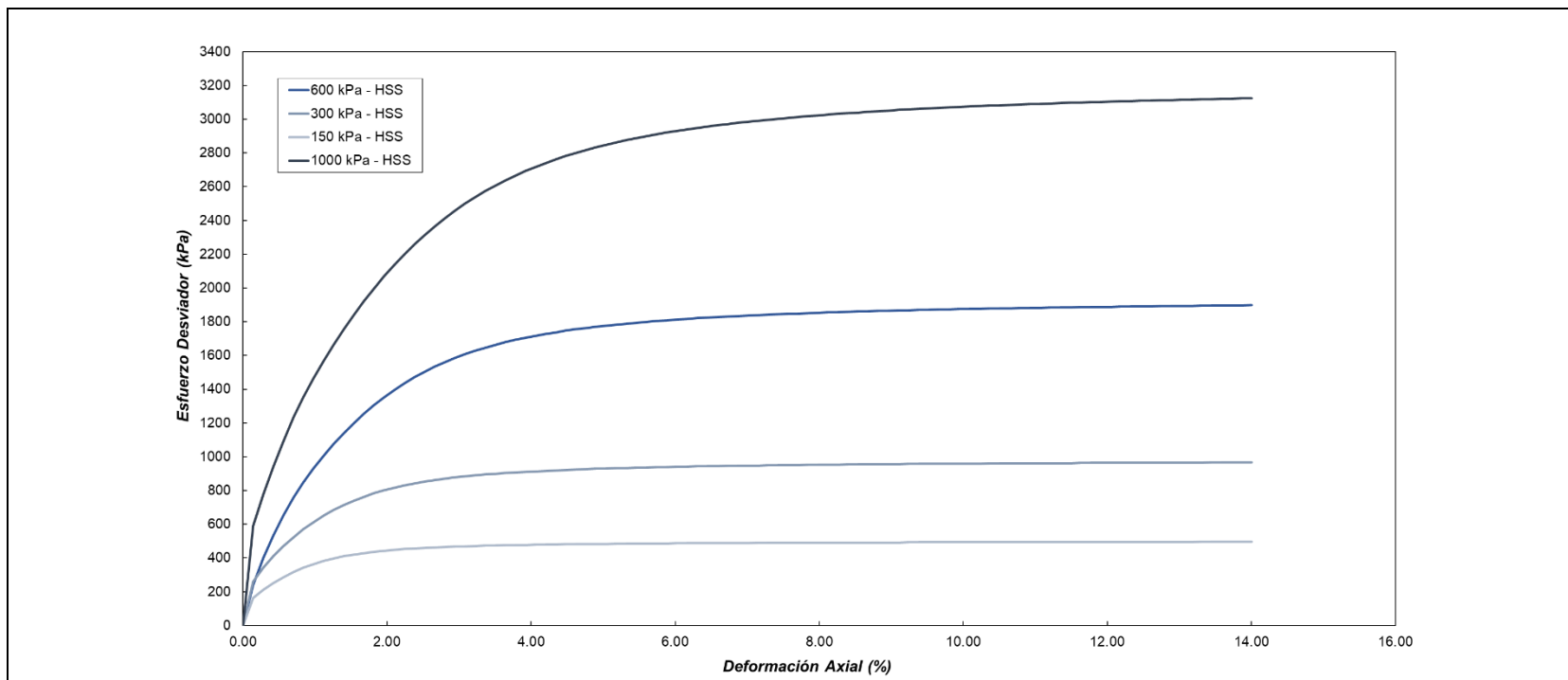


Análisis de infiltración – Desembalse rápido – 20vo día – Cota del nivel de agua = 4490 msnm
Sección 1-1 – Distribución de Carga Total



Anexo N°09

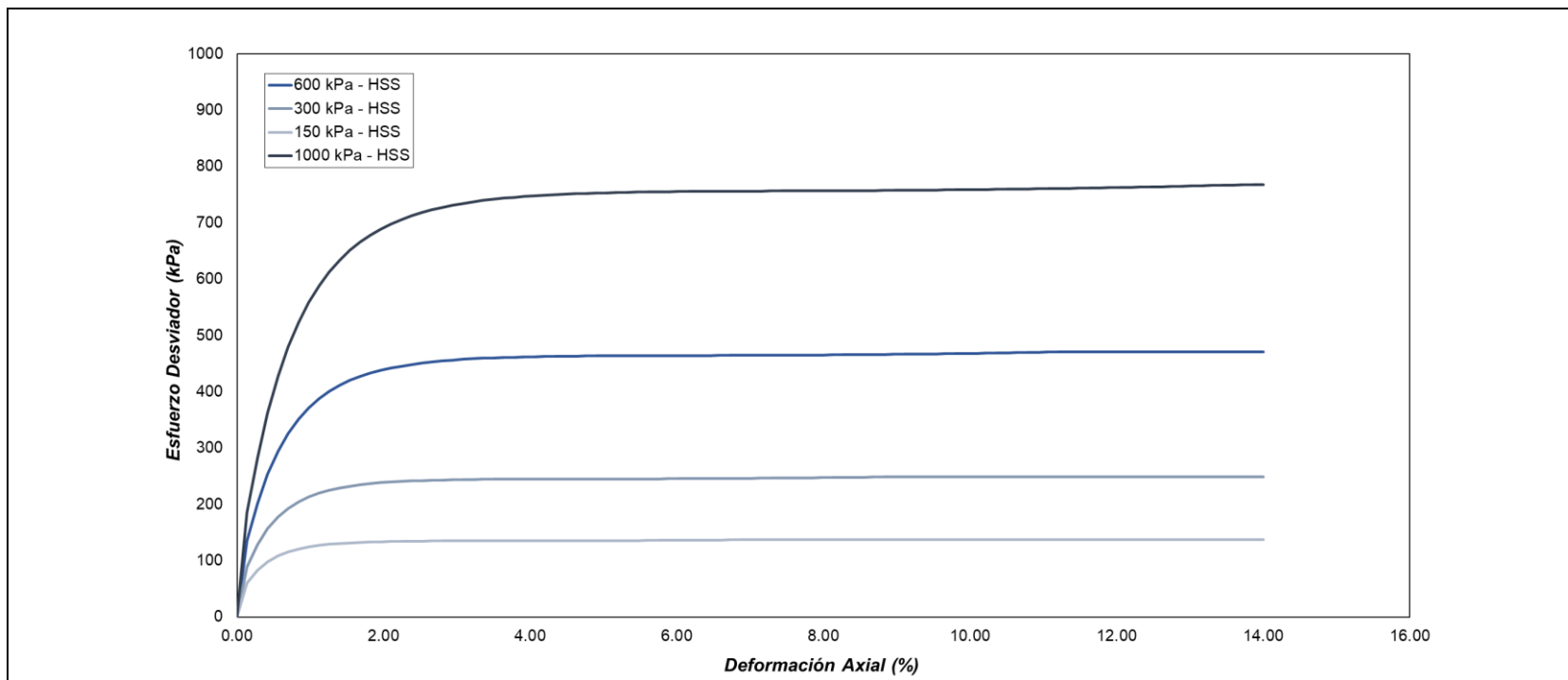
Curvas Dinámicas



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	Curvas esfuerzo-deformación del modelo HSS – Depósito Morrénico – σ'_o = EN LA GRÁFICA
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

ANEXO N°

09-A



<i>Tema:</i>	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE UNA PRESA DE TIERRA
<i>Anexo:</i>	Curvas esfuerzo-deformación del modelo HSS – Suelo de baja permeabilidad (Núcleo) – $\sigma'_o = EN LA GRÁFICA$
<i>Autor:</i>	BSc. JUAN JOSÉ VALDIVIA CARBAJAL
<i>Asesor:</i>	MSc. DENYS AMADOR PARRA MURRUGARRA

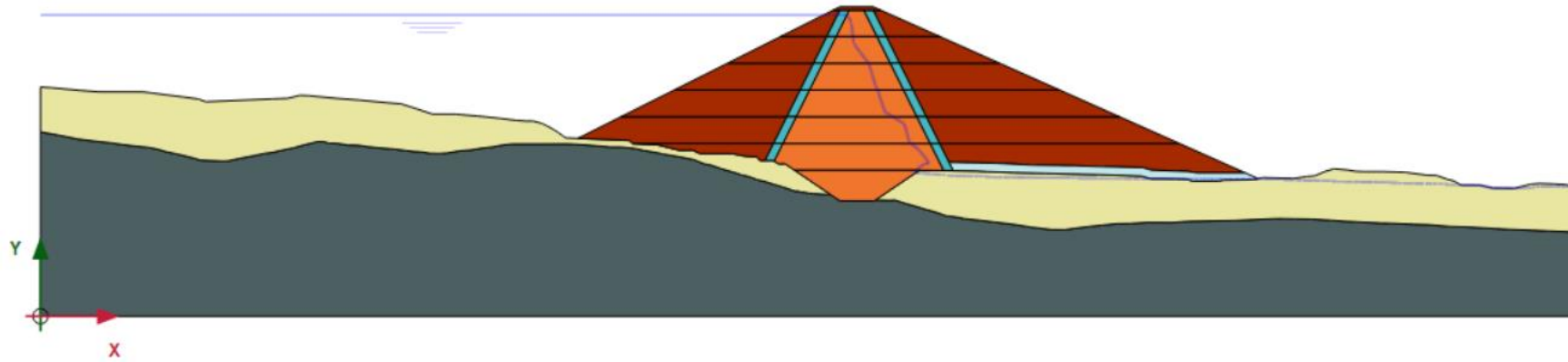
ANEXO N°

09-B

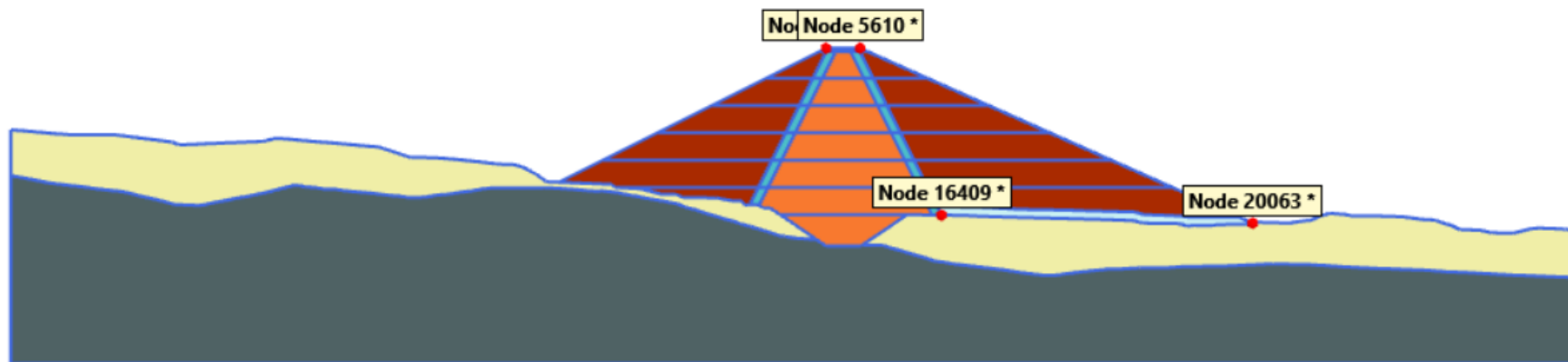
Anexo N°10

Análisis Dinámico

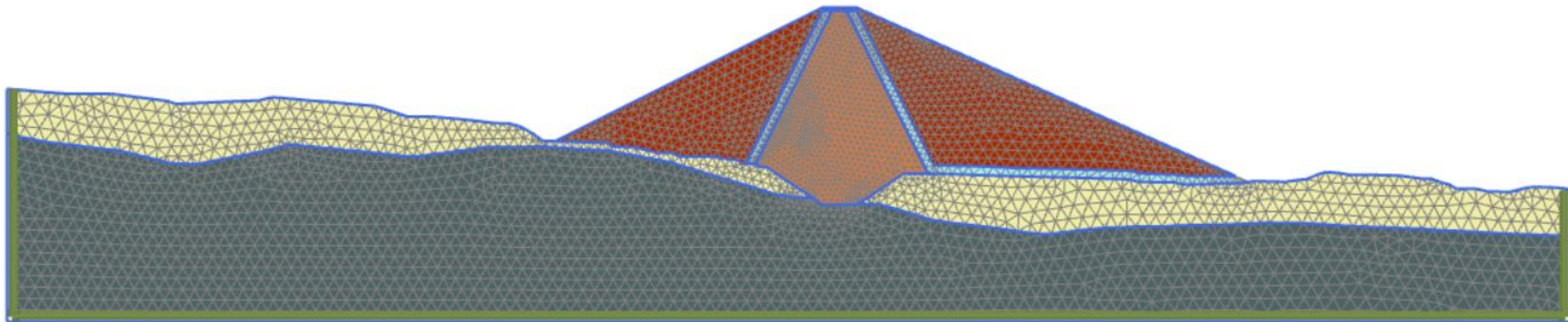
Análisis Dinámico – Modelo Final y Etapas Constructivas Asociadas Sección 1-1



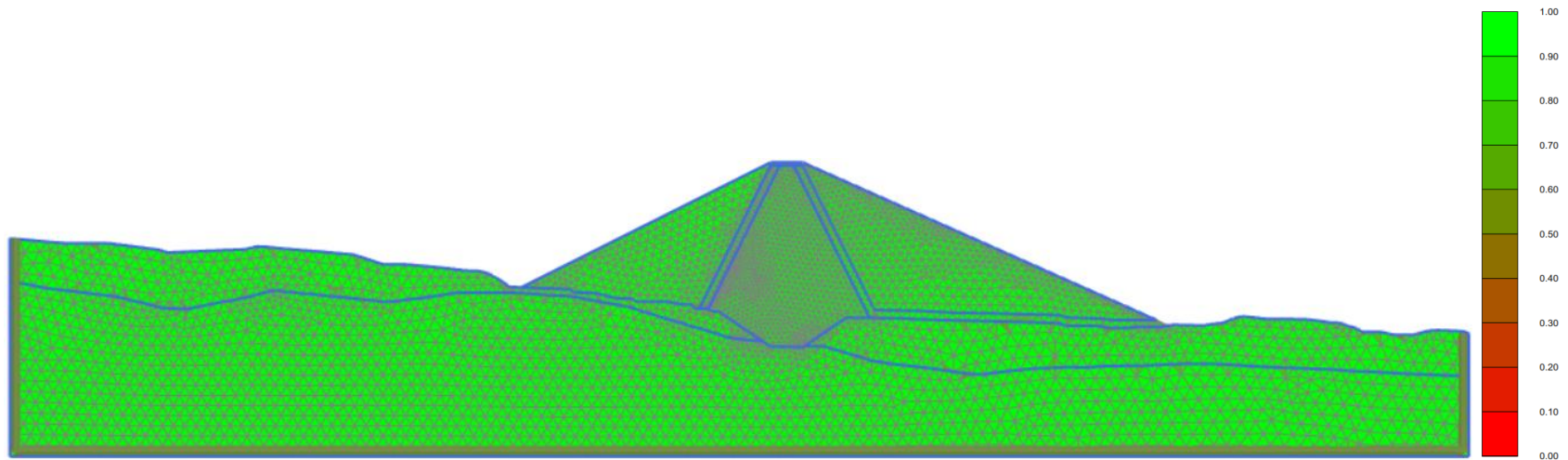
Análisis No Lineal – Puntos de Control Sección 1-1



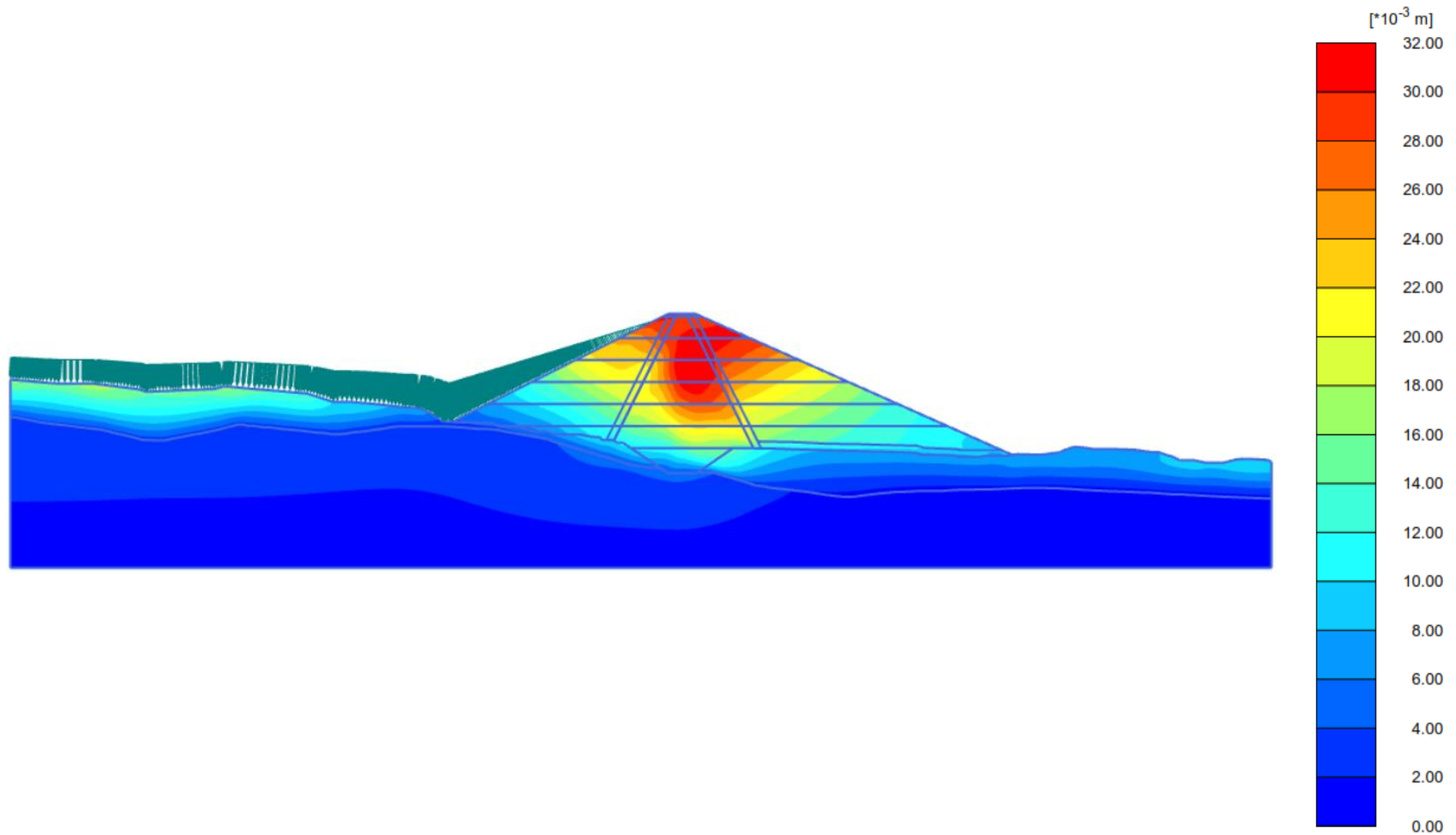
Análisis Dinámico – Malla de Elementos Finitos Sección 1-1



Análisis Dinámico – Calidad de la Malla de Elementos Finitos (0,00 – 1,00) Sección 1-1

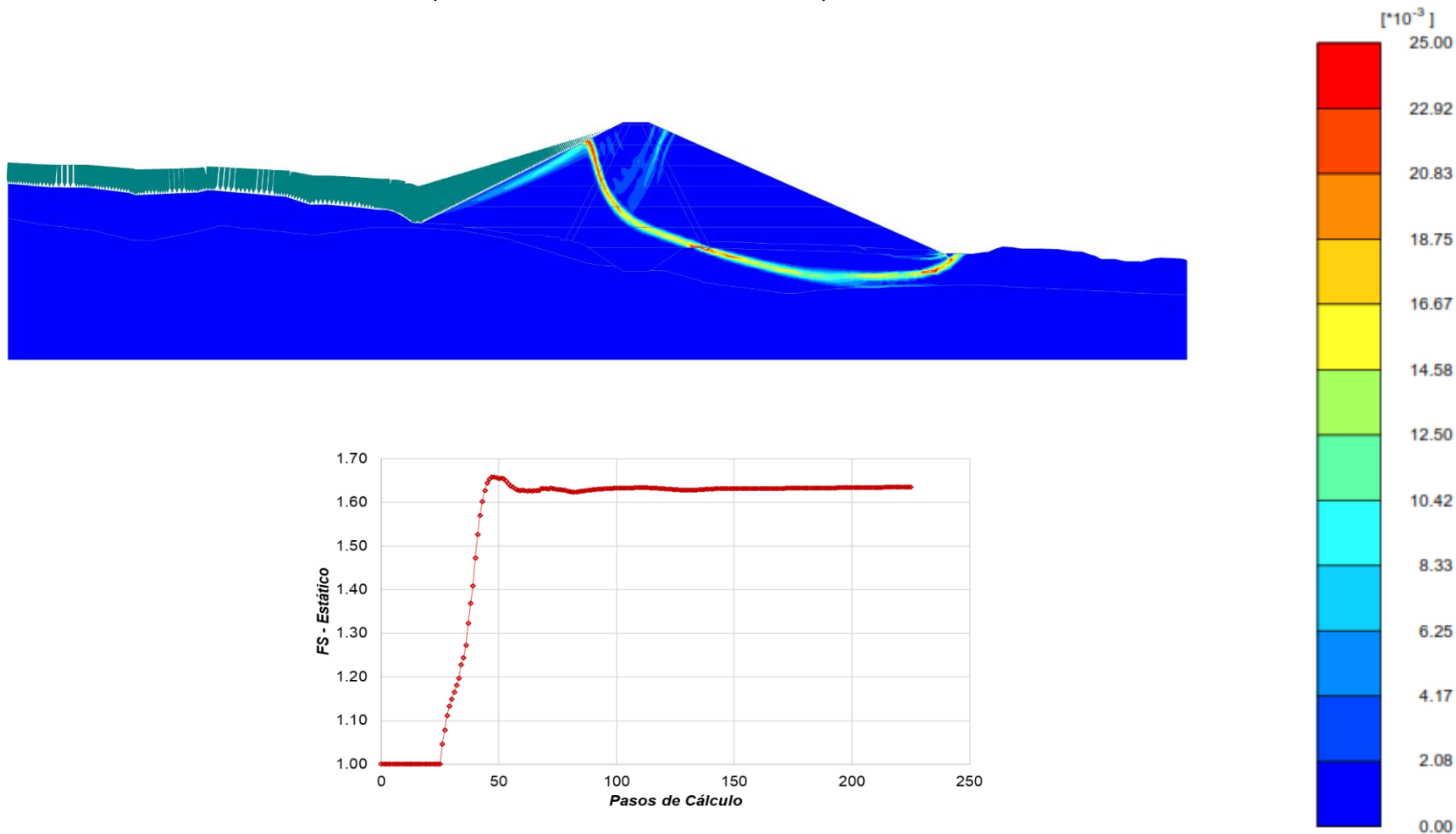


Análisis No Lineal – Desplazamientos Totales
Sección 1-1 – Condición de Operación – $|u|_{\text{máx}} = 3,20 \text{ cm}$



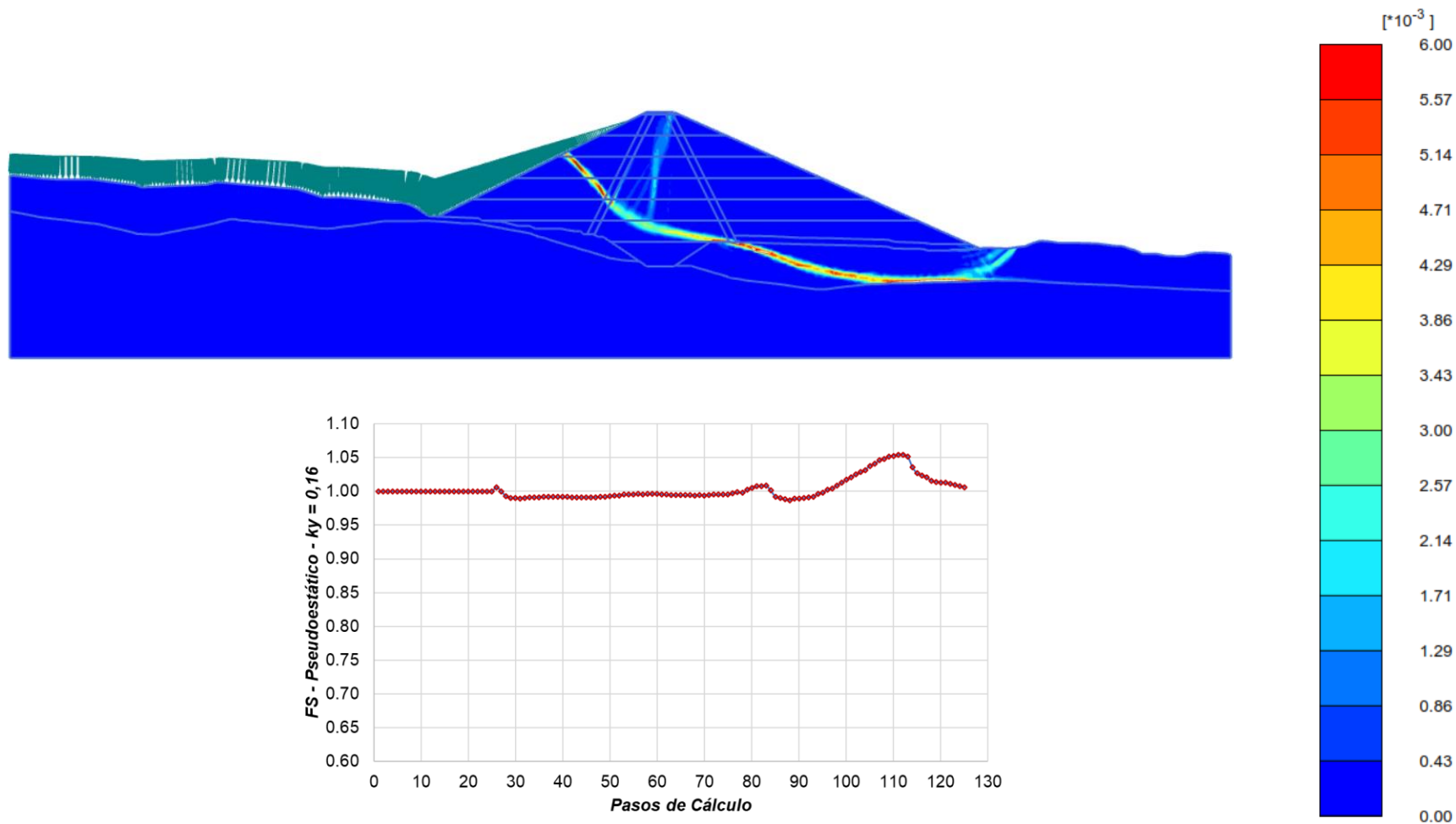
Análisis No Lineal – Método SSR (Incremento de Deformaciones Cortantes) – Condición Estática

Sección 1-1 – Superficie de Falla en Condición de Operación – FS = 1,63

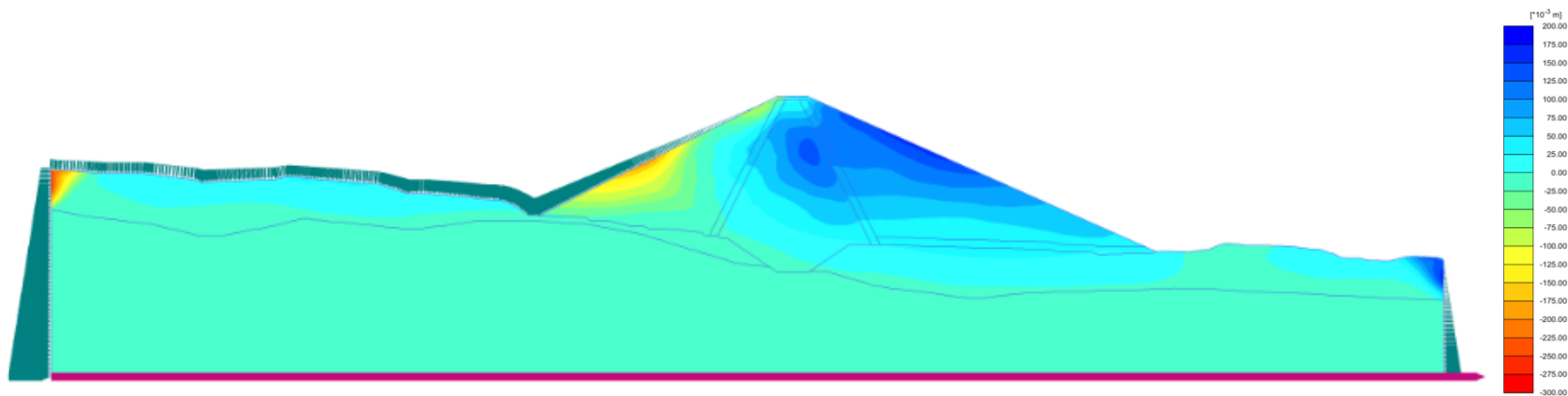


Análisis No Lineal – Método SSR (Incremento de Deformaciones Cortantes) – Condición Pseudoestática

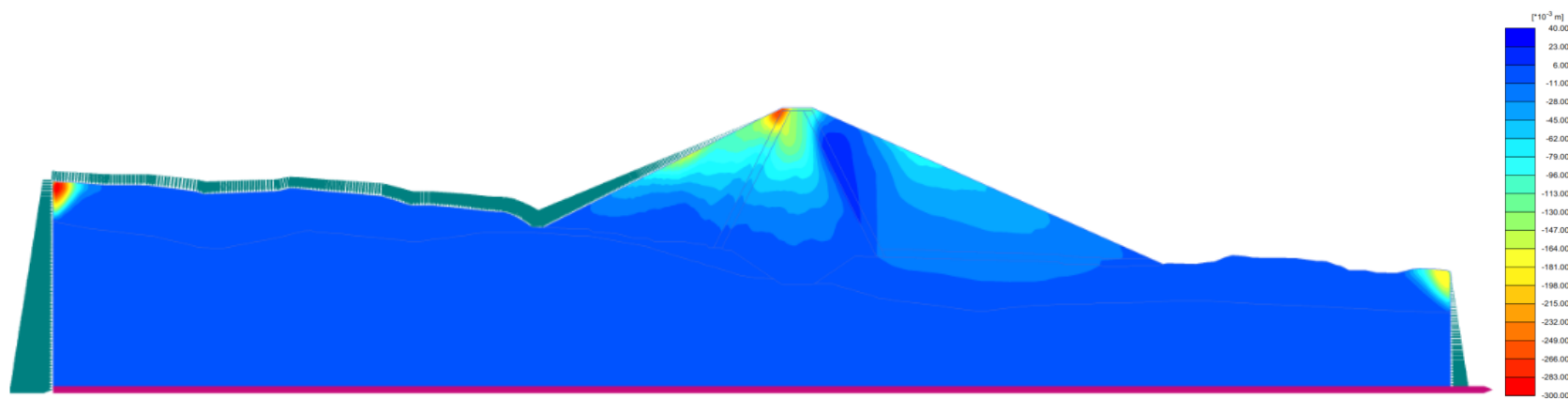
Sección 1-1 – Coeficiente de Fluencia en Condición de Operación – $k_y = 0,160$



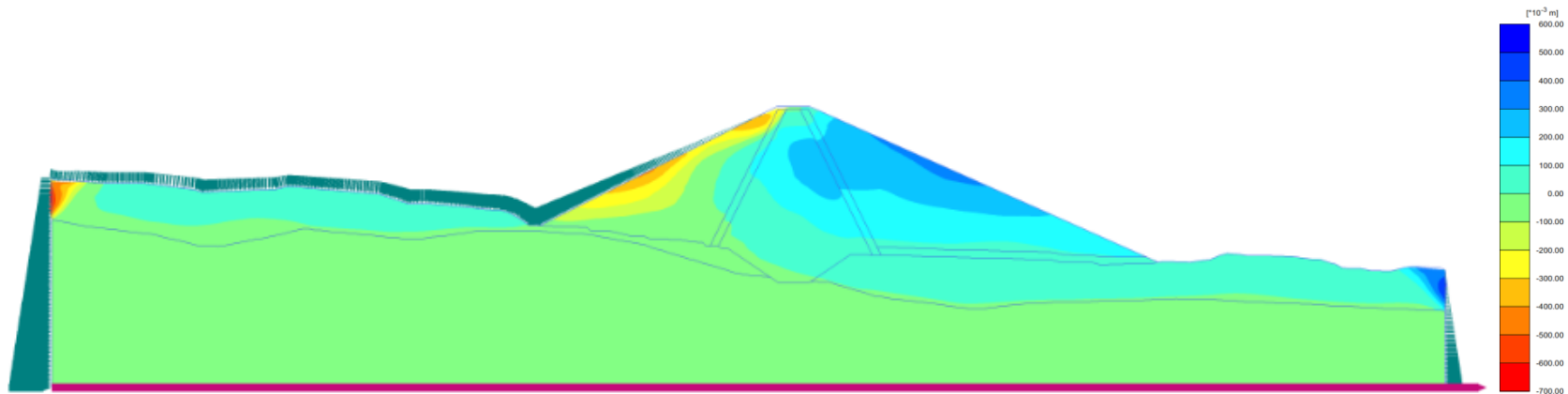
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Atico 2001 EW – $T_r = 475$ años
Condición de Operación



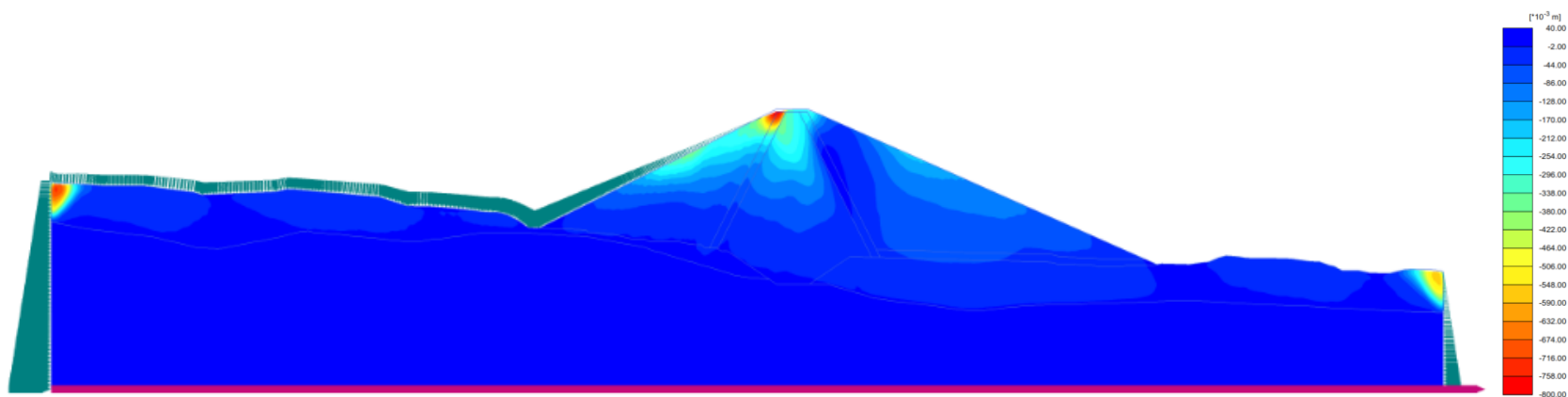
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Atico 2001 EW – $T_r = 475$ años
Condición de Operación



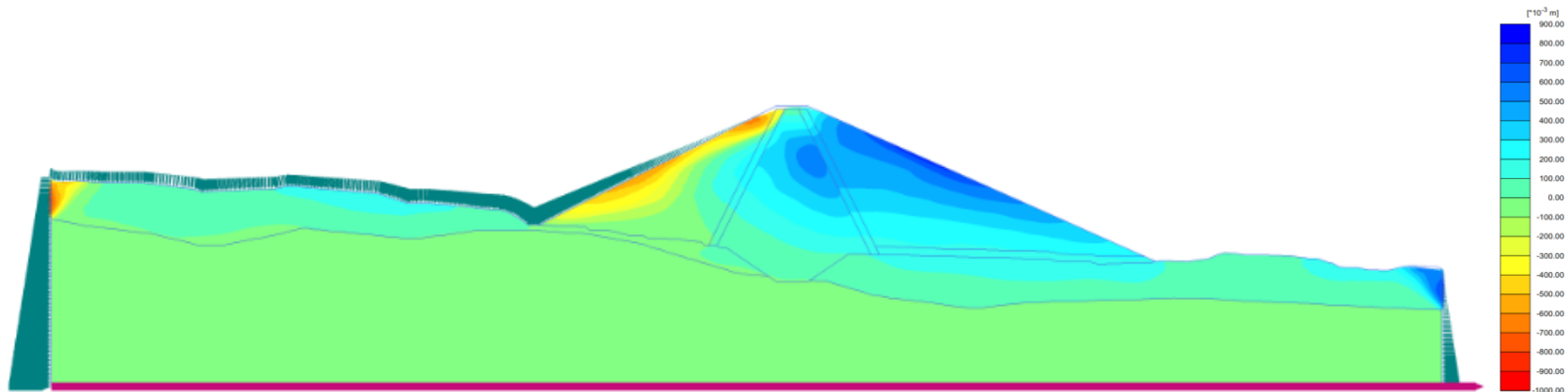
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Atico 2001 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



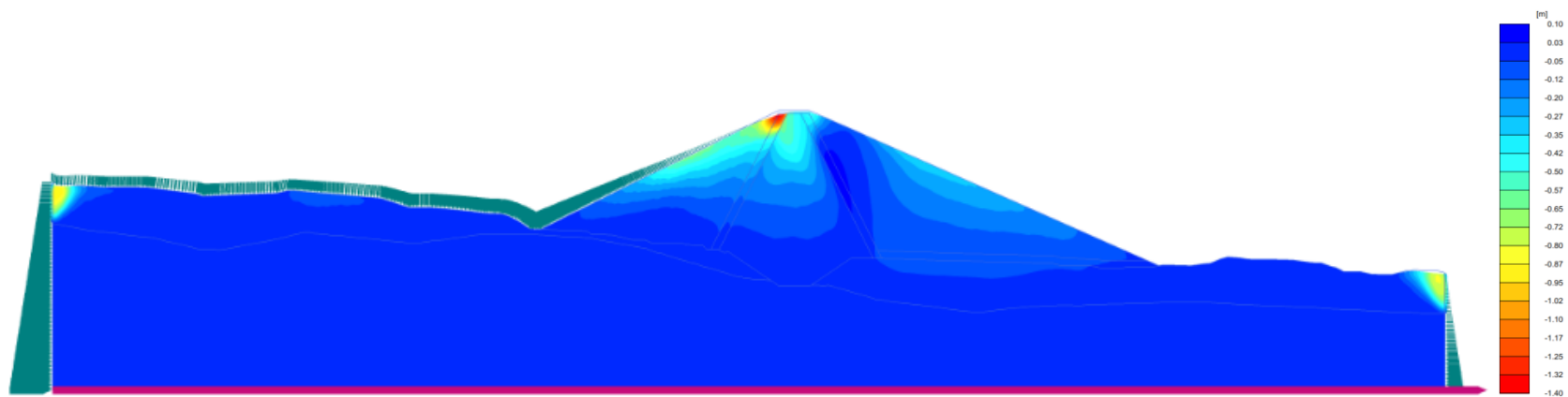
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Atico 2001 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



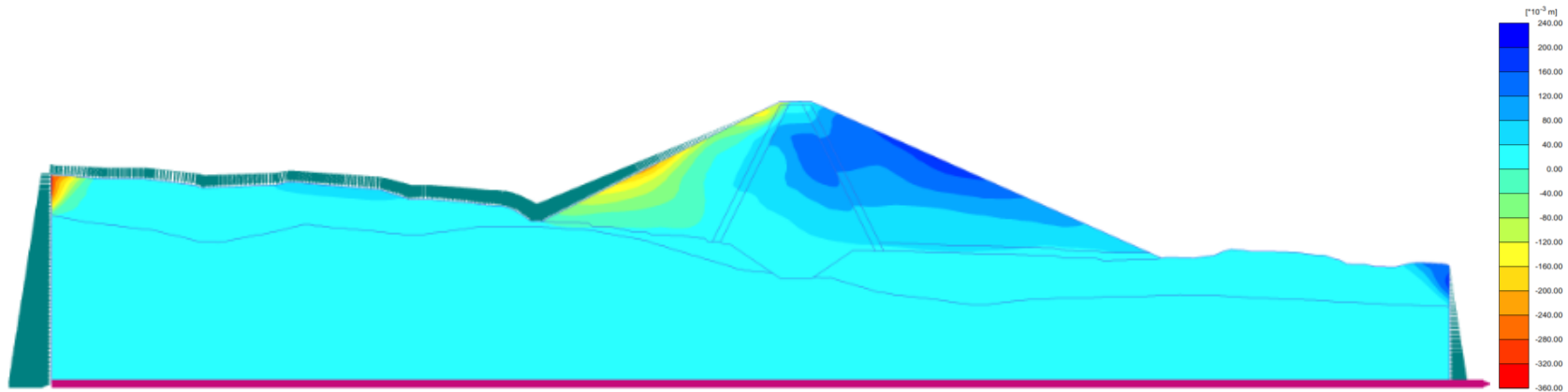
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Atico 2001 EW – MCE
Condición de Operación



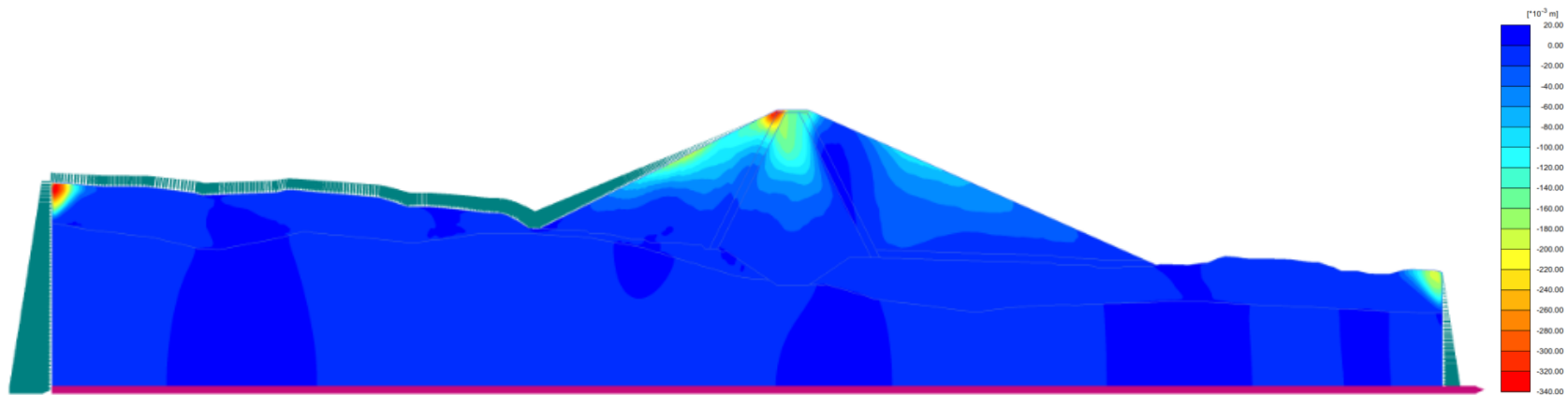
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Atico 2001 EW – MCE
Condición de Operación



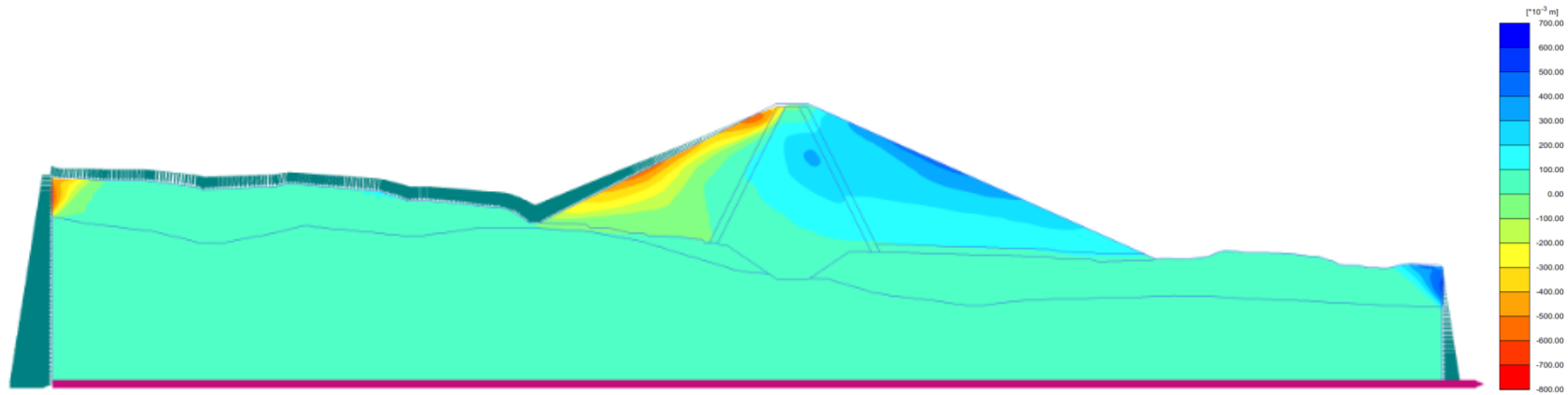
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Atico 2001 NS – Tr = 475 años
Condición de Operación



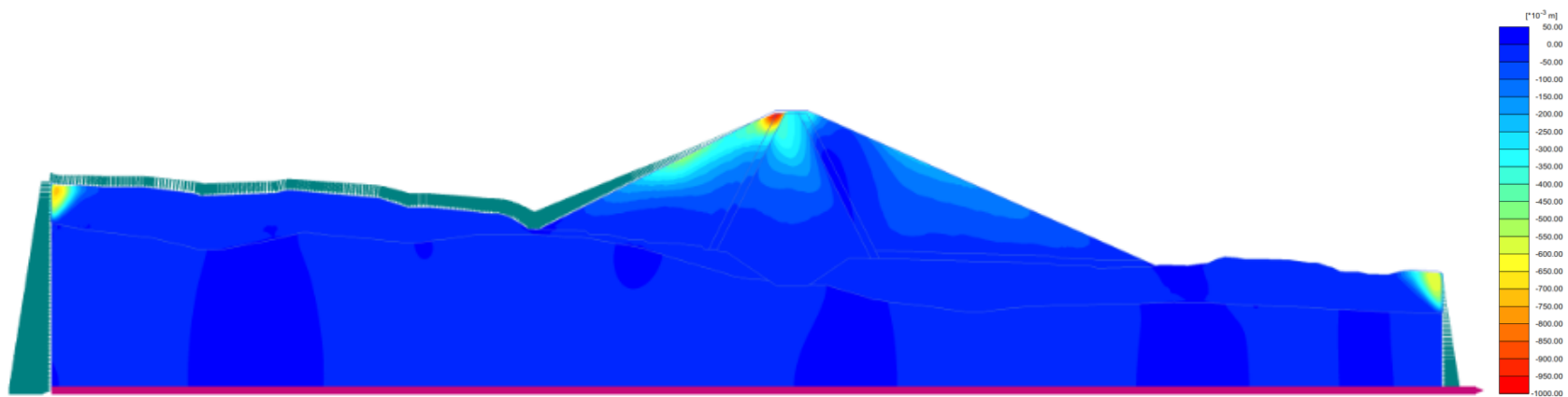
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Atico 2001 NS – Tr = 475 años
Condición de Operación



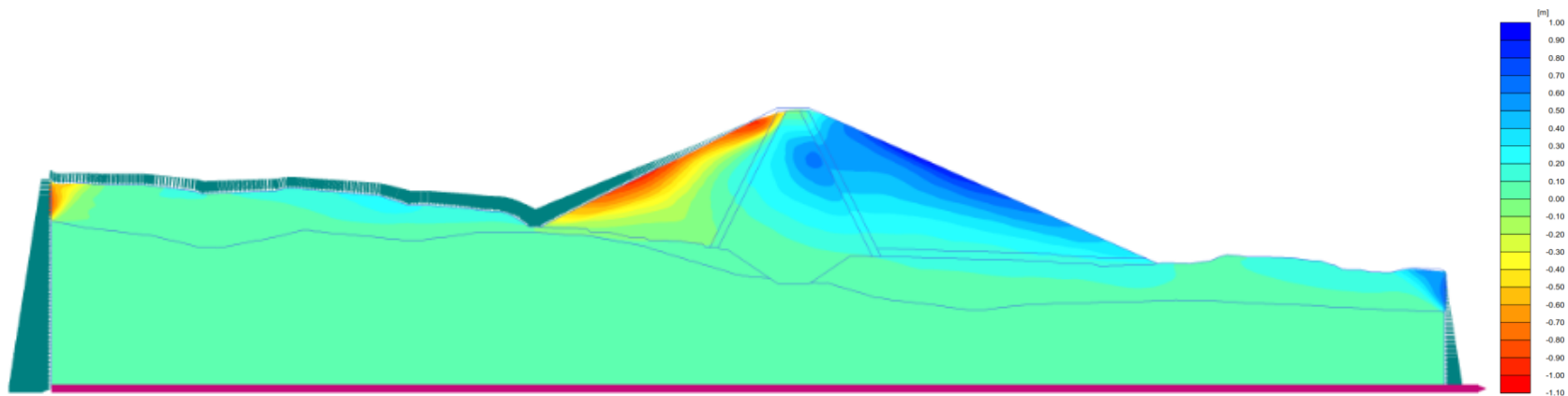
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Atico 2001 NS – Tr = 2,475 años
Condición de Operación



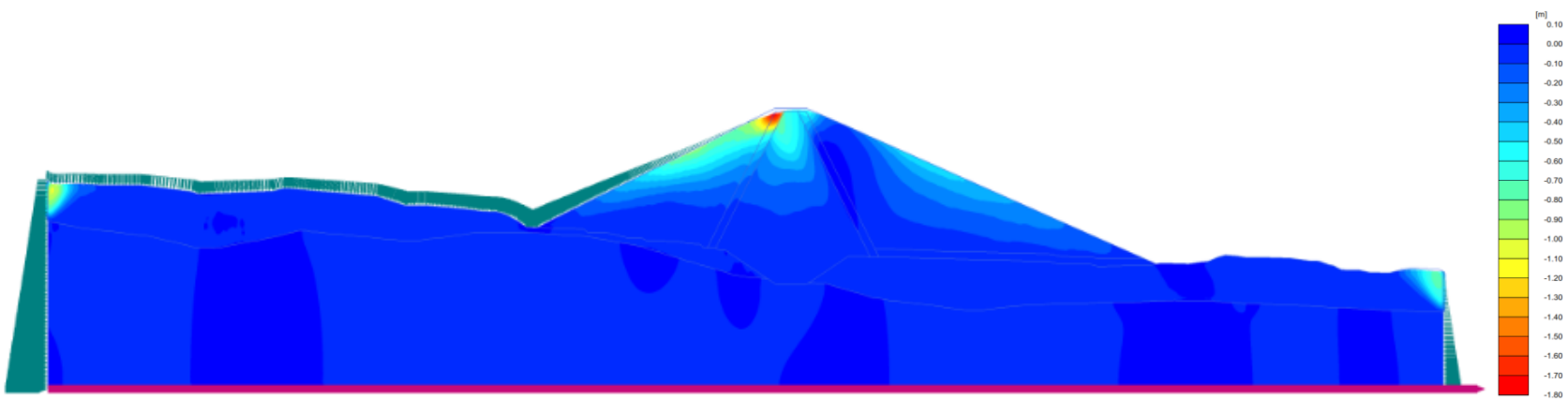
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Atico 2001 NS – Tr = 2,475 años
Condición de Operación



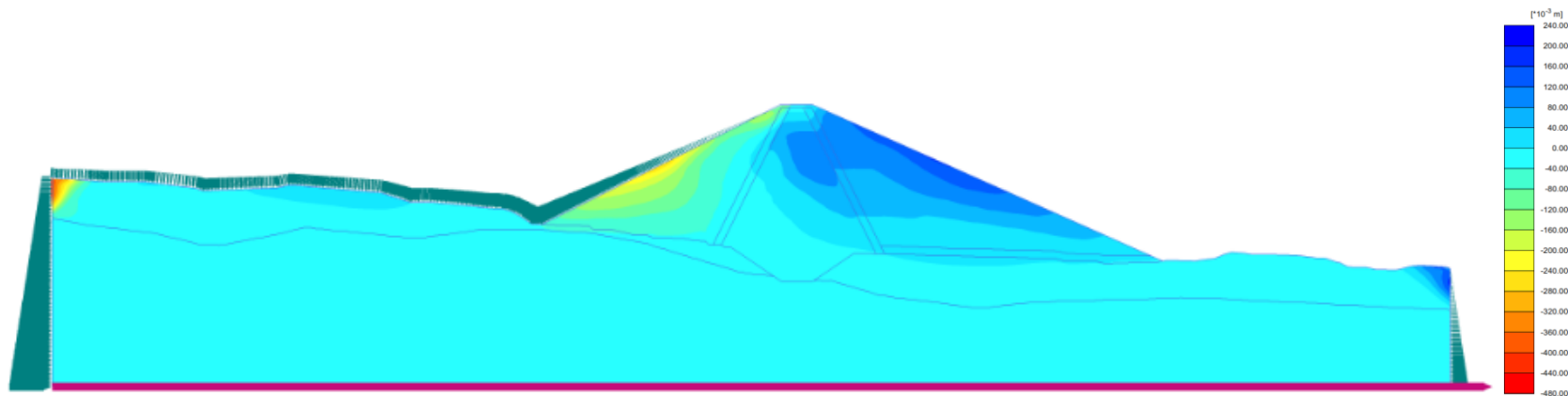
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Atico 2001 NS – MCE
Condición de Operación



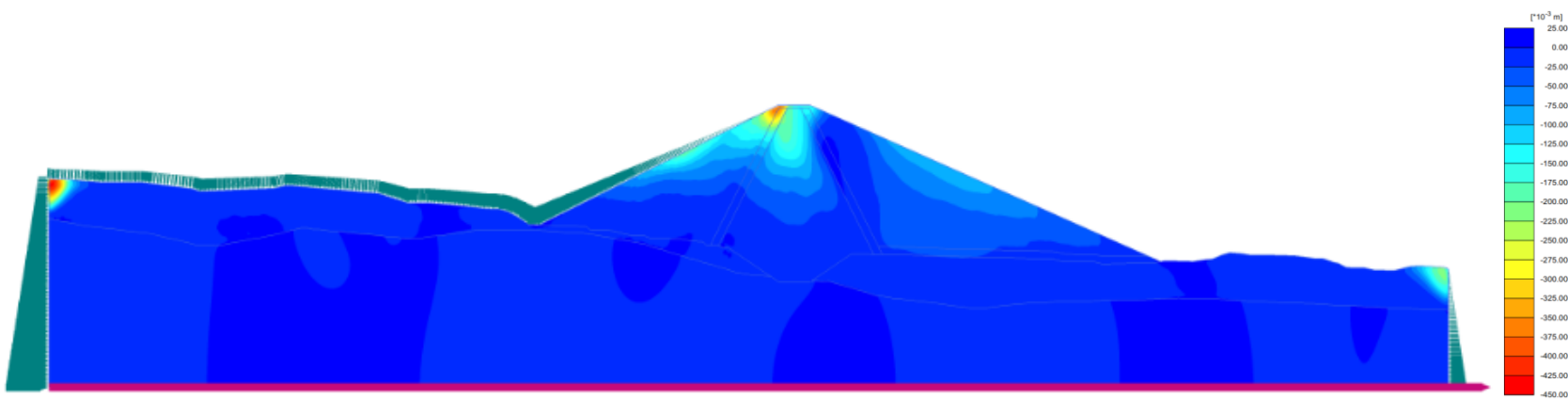
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Atico 2001 NS – MCE
Condición de Operación



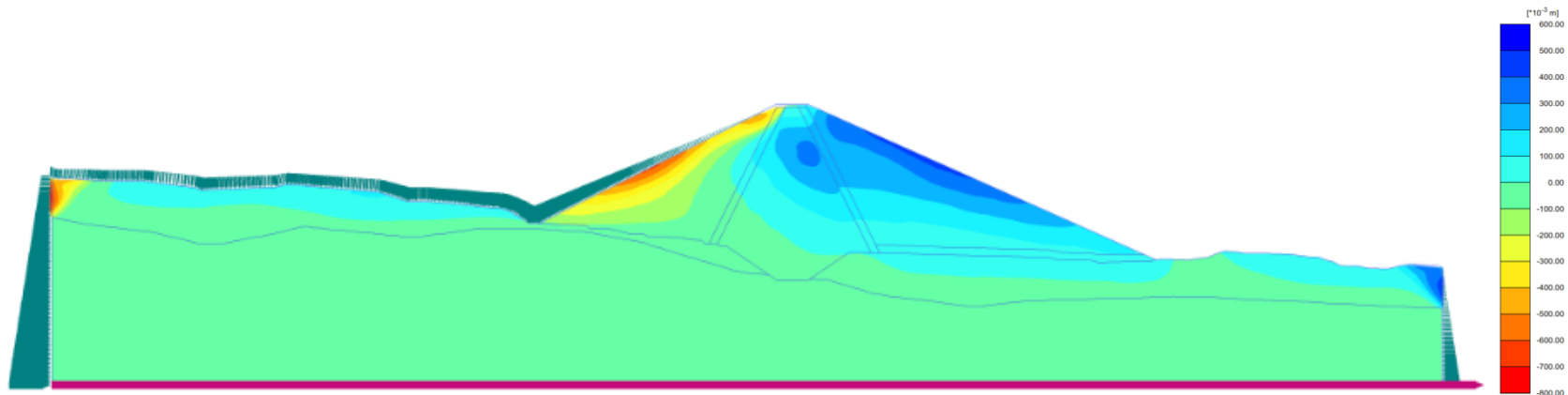
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Lima 1974 EW – Tr = 475 años
Condición de Operación



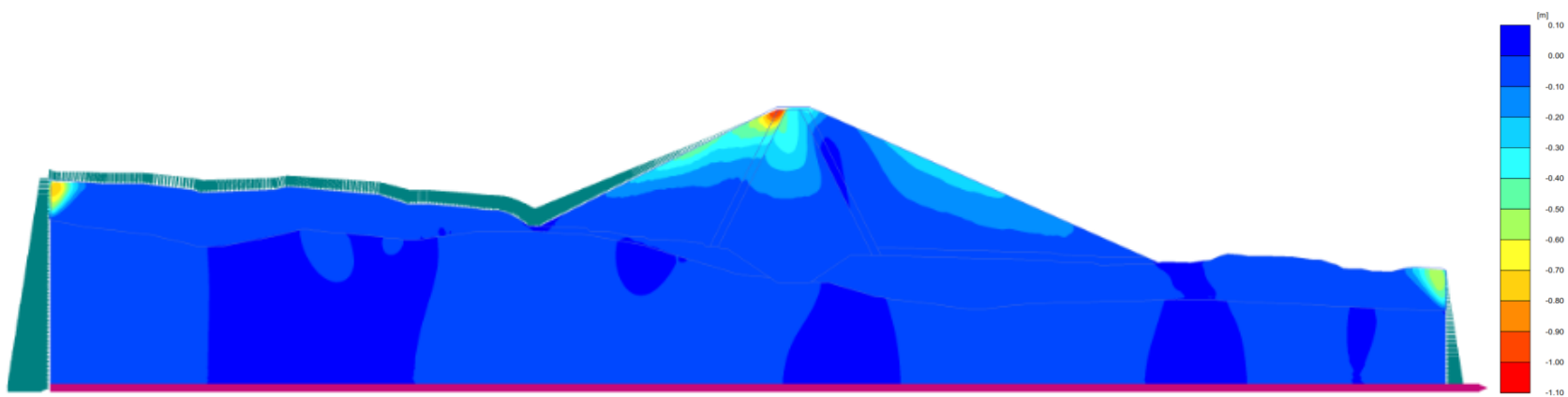
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Lima 1974 EW – Tr = 475 años
Condición de Operación



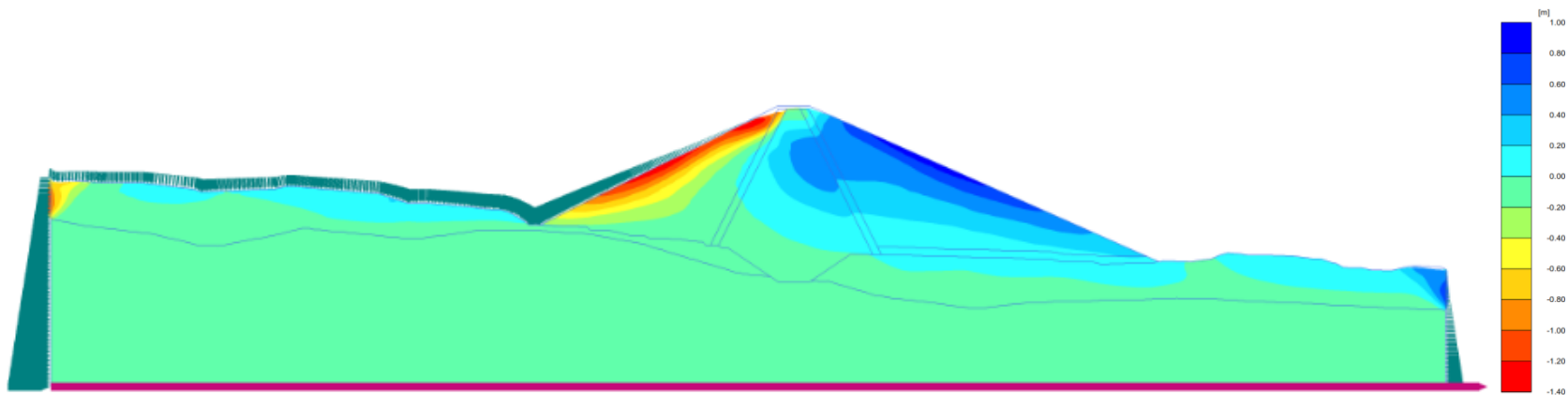
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Lima 1974 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



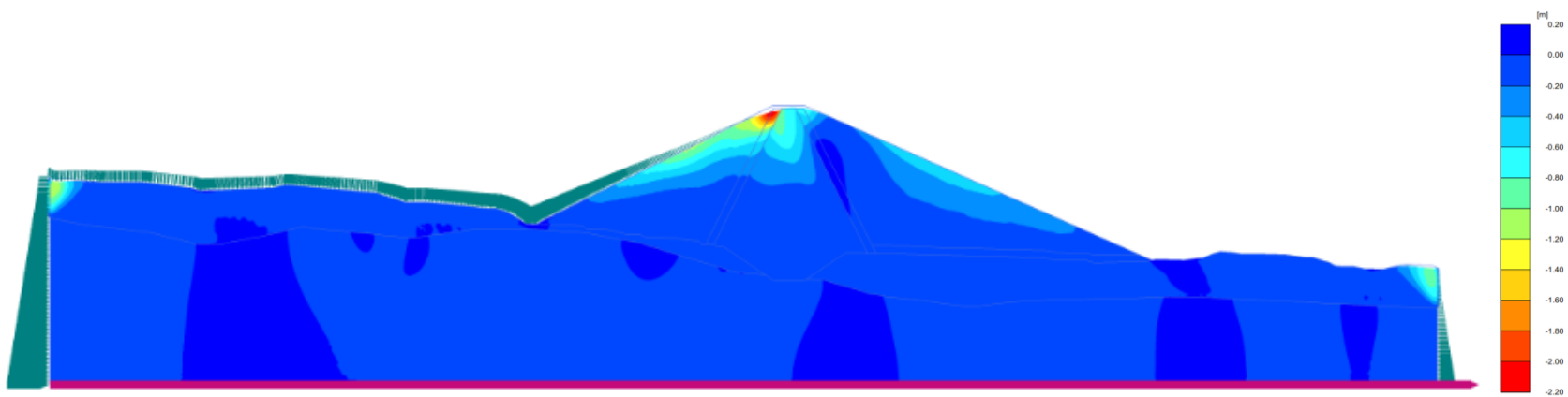
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Lima 1974 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



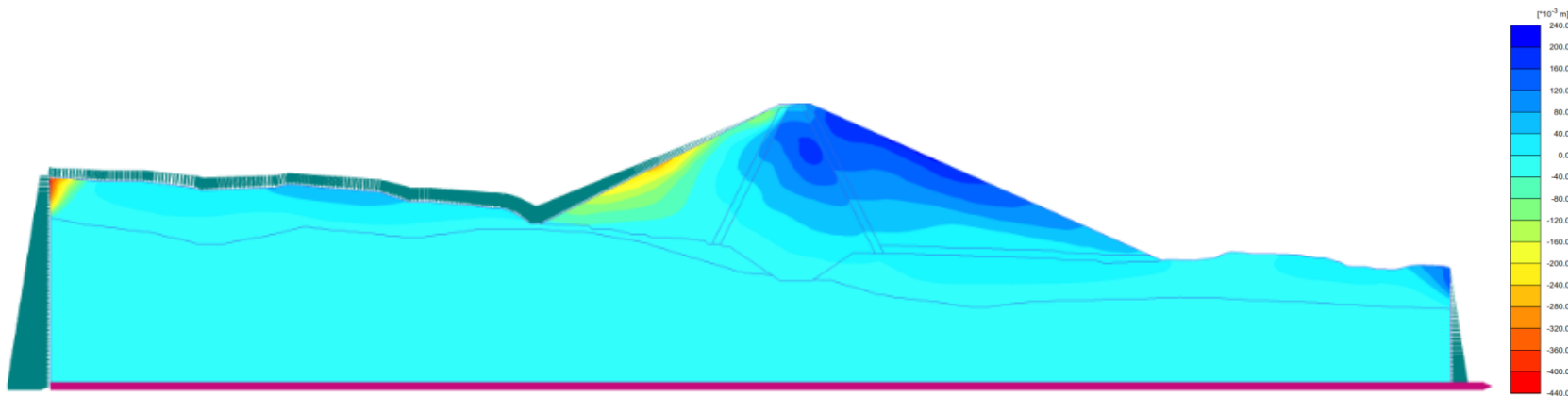
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Lima 1974 EW – MCE
Condición de Operación



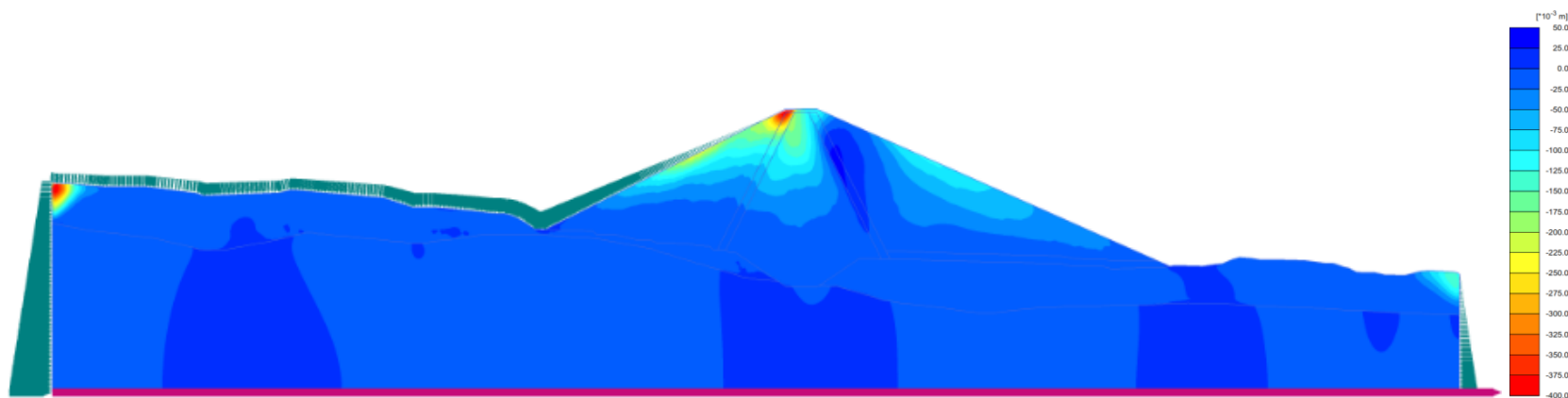
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Lima 1974 EW – MCE
Condición de Operación



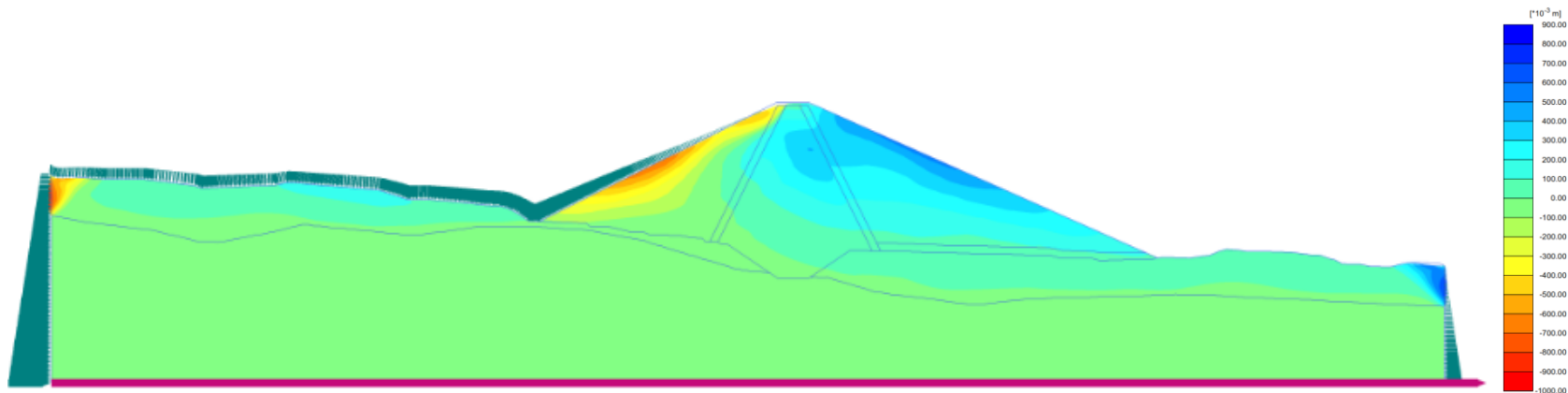
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Lima 1974 NS – Tr = 475 años
Condición de Operación



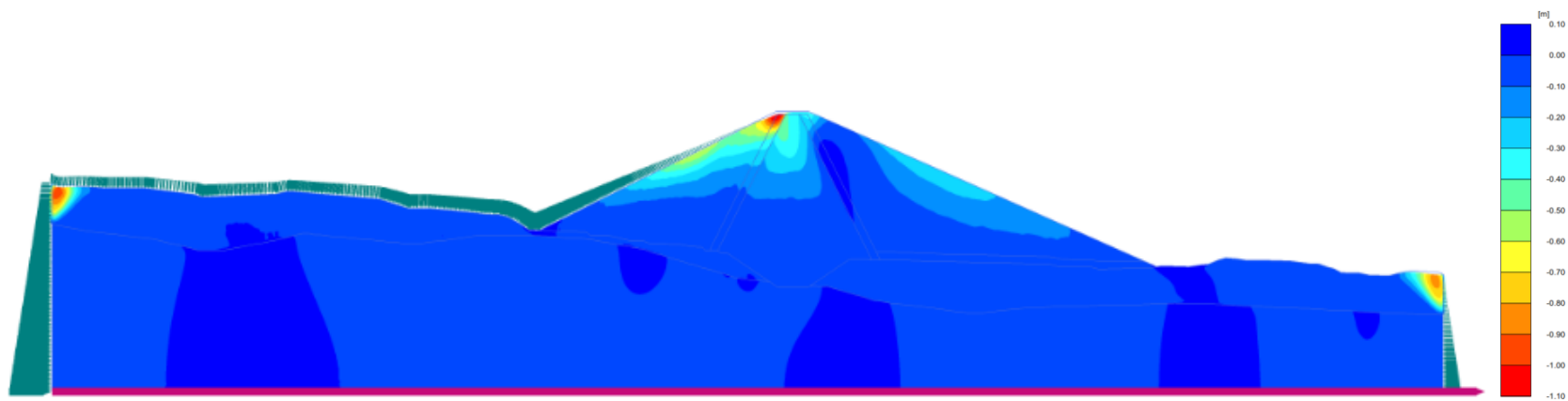
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Lima 1974 NS – Tr = 475 años
Condición de Operación



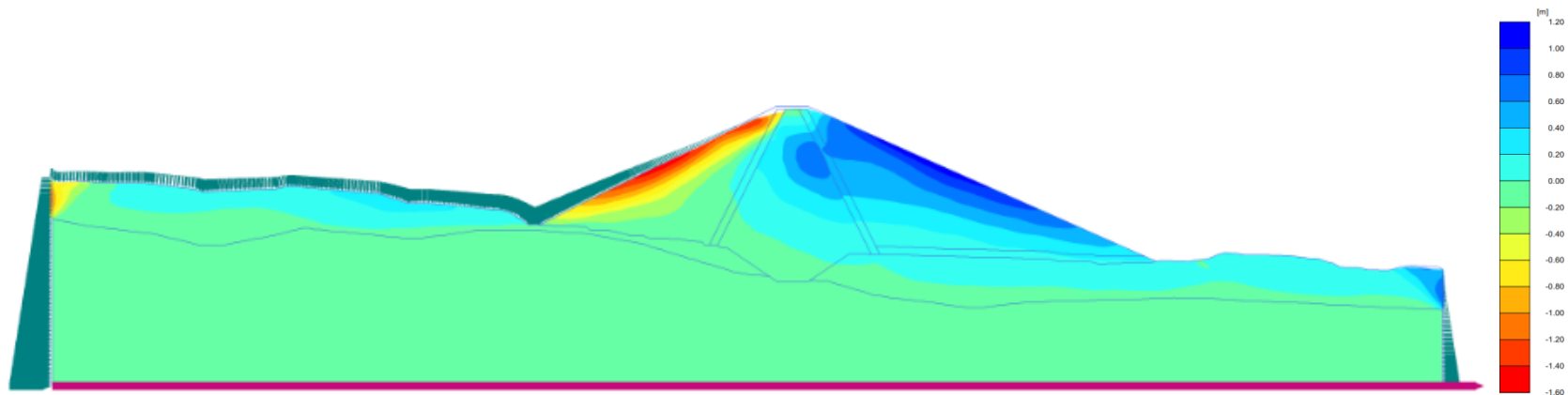
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Lima 1974 NS – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



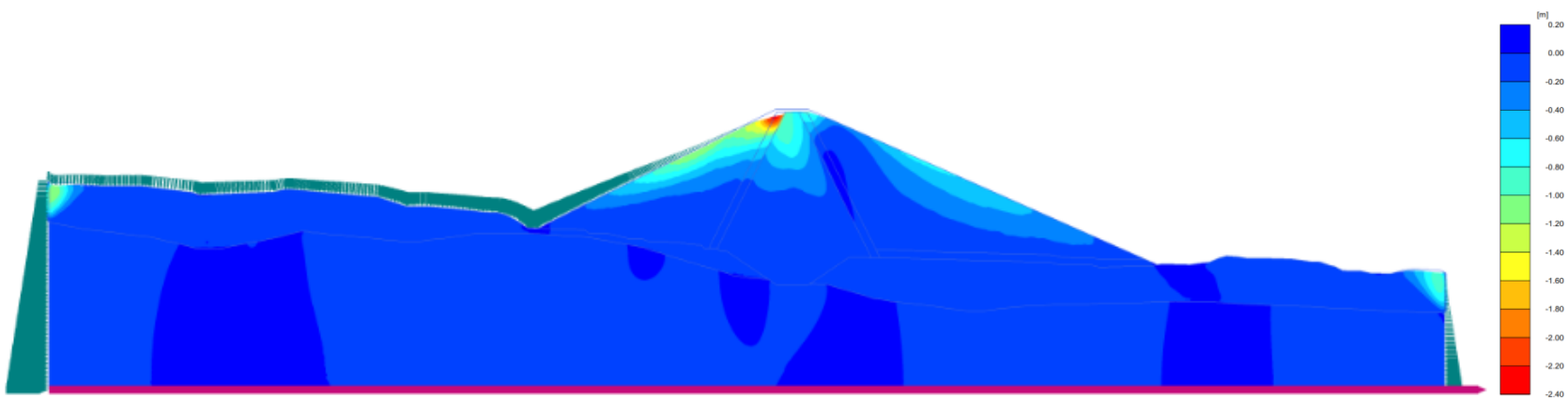
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Lima 1974 NS – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



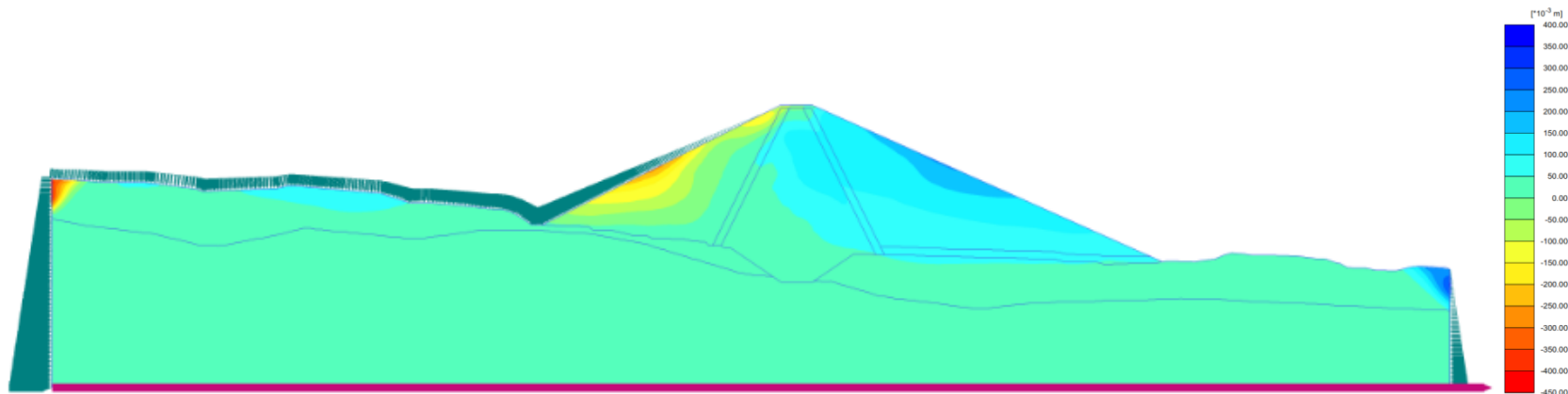
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Lima 1974 NS – MCE
Condición de Operación



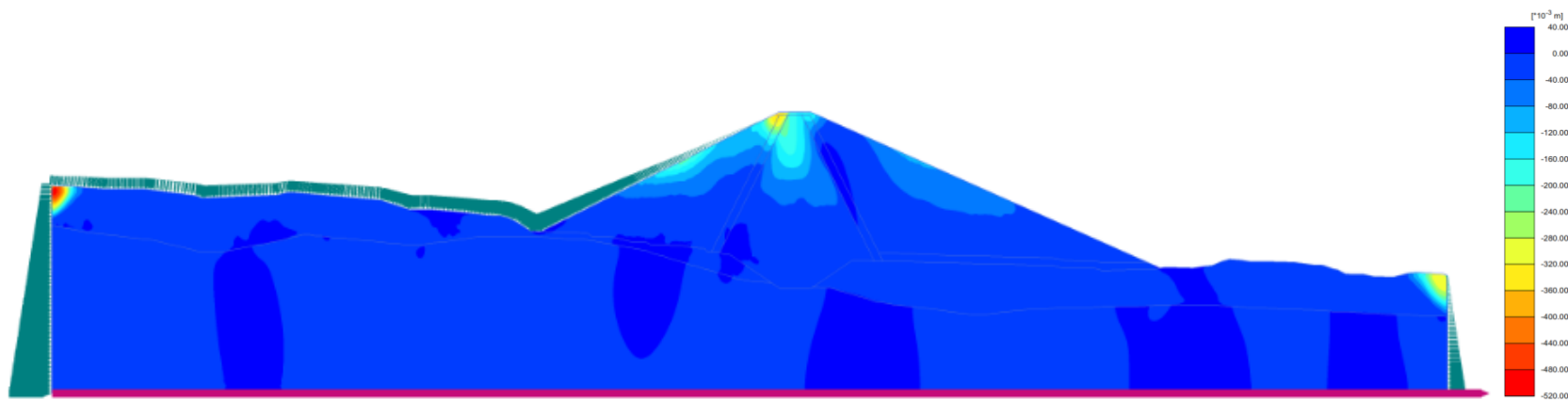
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Lima 1974 NS – MCE
Condición de Operación



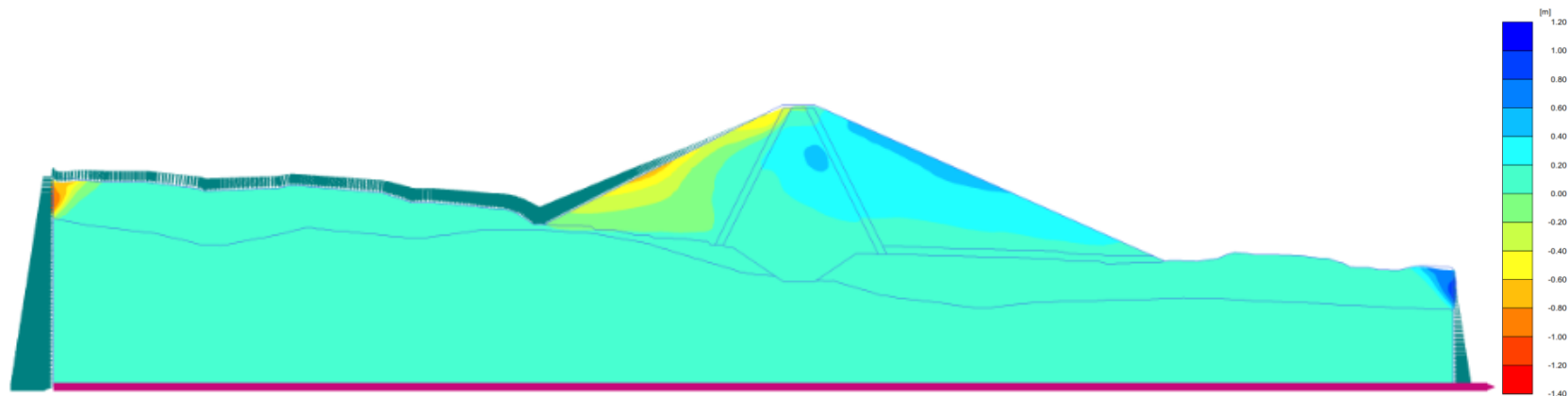
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Pisco 2007 EW – Tr = 475 años
Condición de Operación



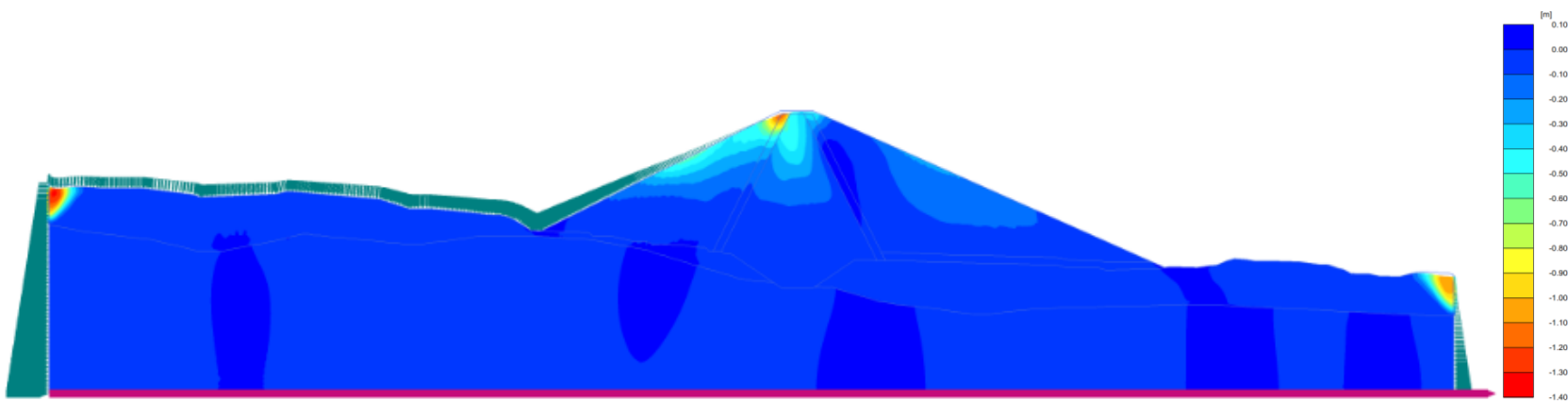
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Pisco 2007 EW – Tr = 475 años
Condición de Operación



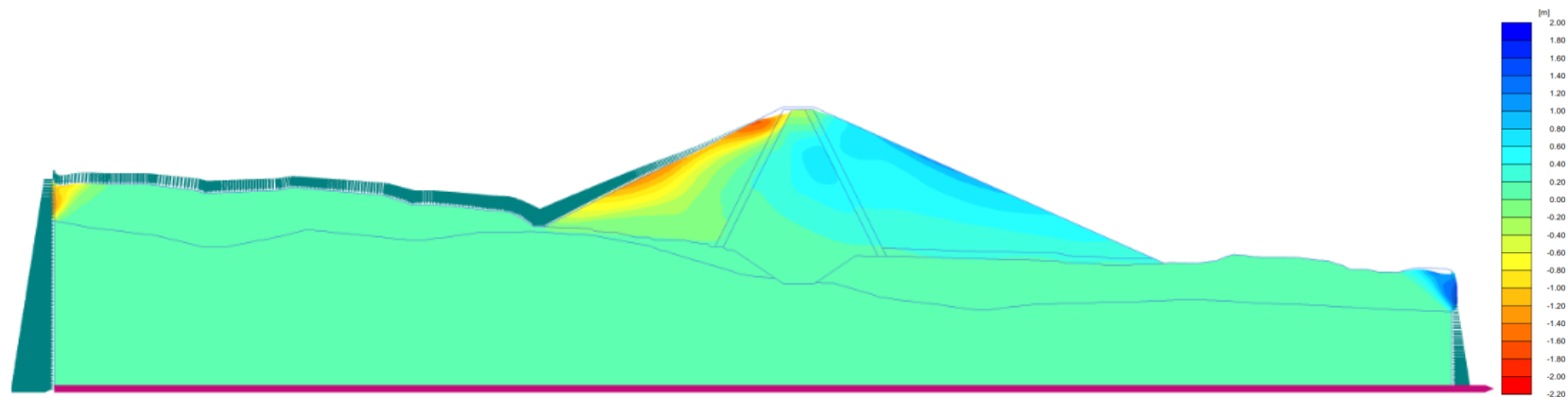
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Pisco 2007 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



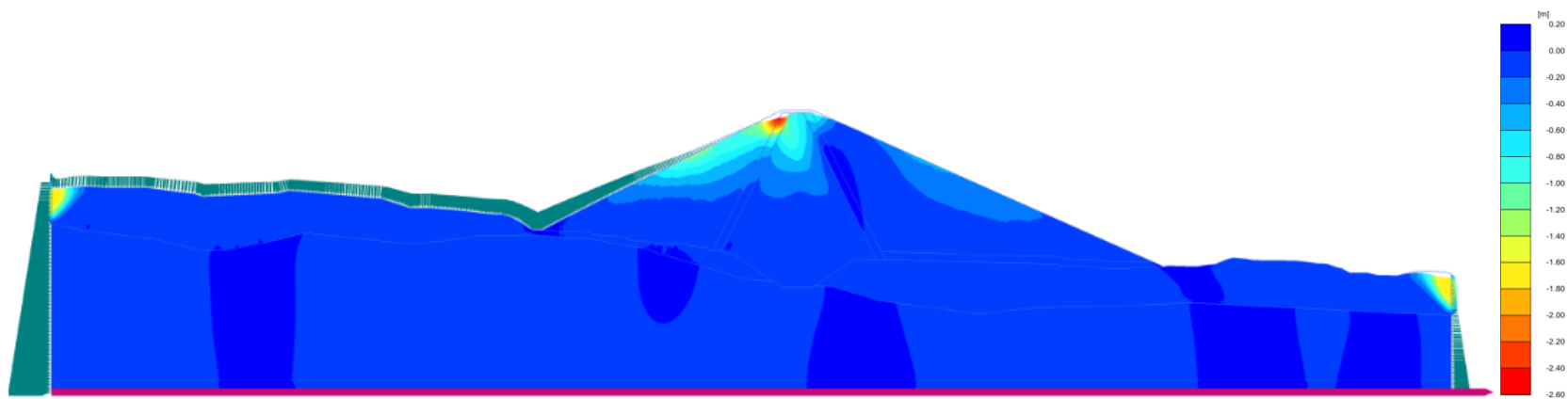
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Pisco 2007 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



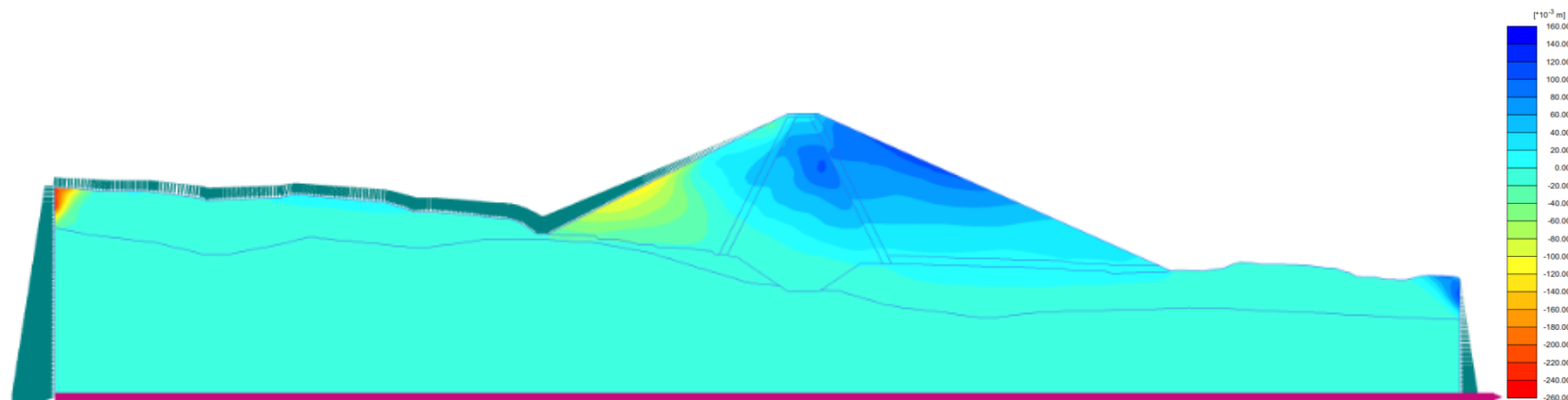
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Pisco 2007 EW – MCE
Condición de Operación



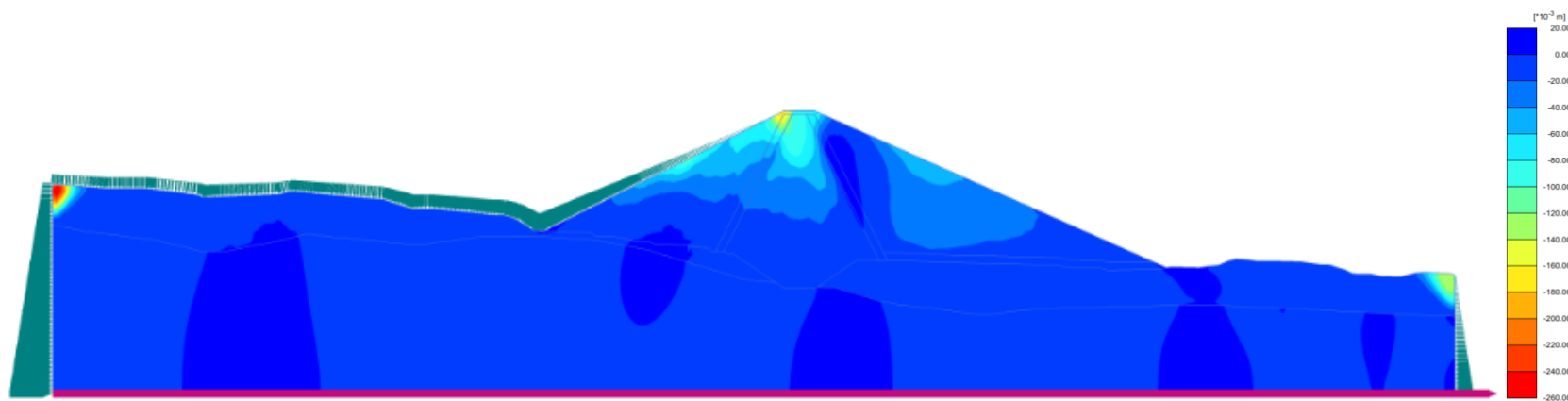
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Pisco 2007 EW – MCE
Condición de Operación



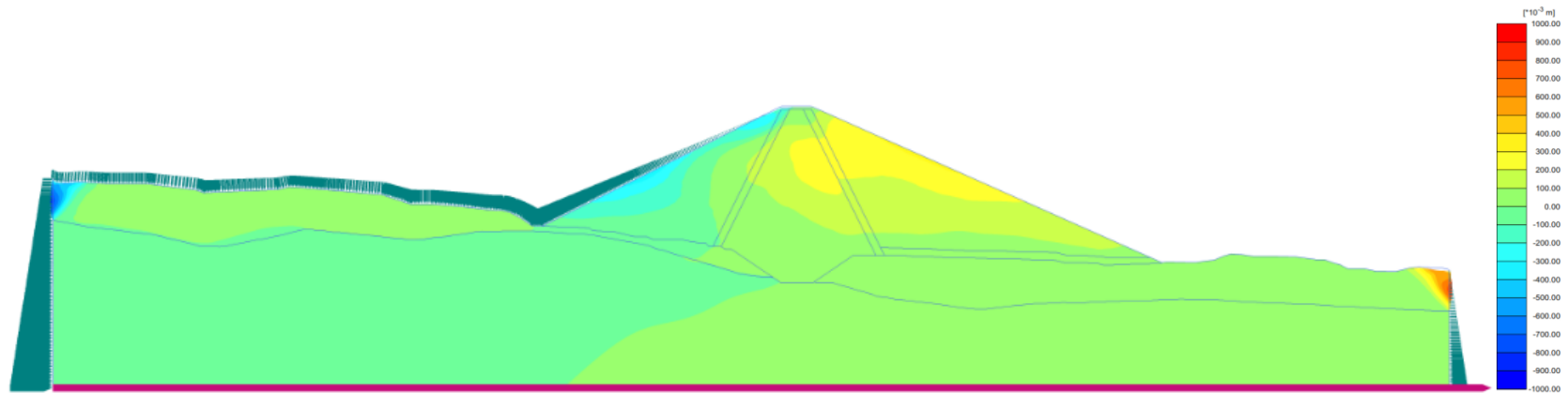
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Pisco 2007 NS – Tr = 475 años
Condición de Operación



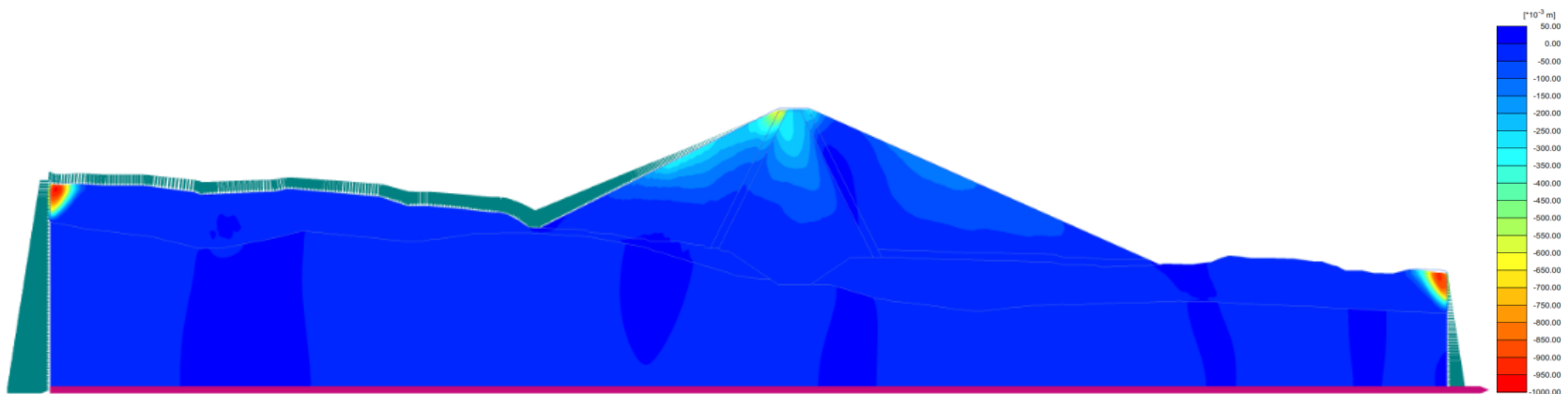
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Pisco 2007 NS – Tr = 475 años
Condición de Operación



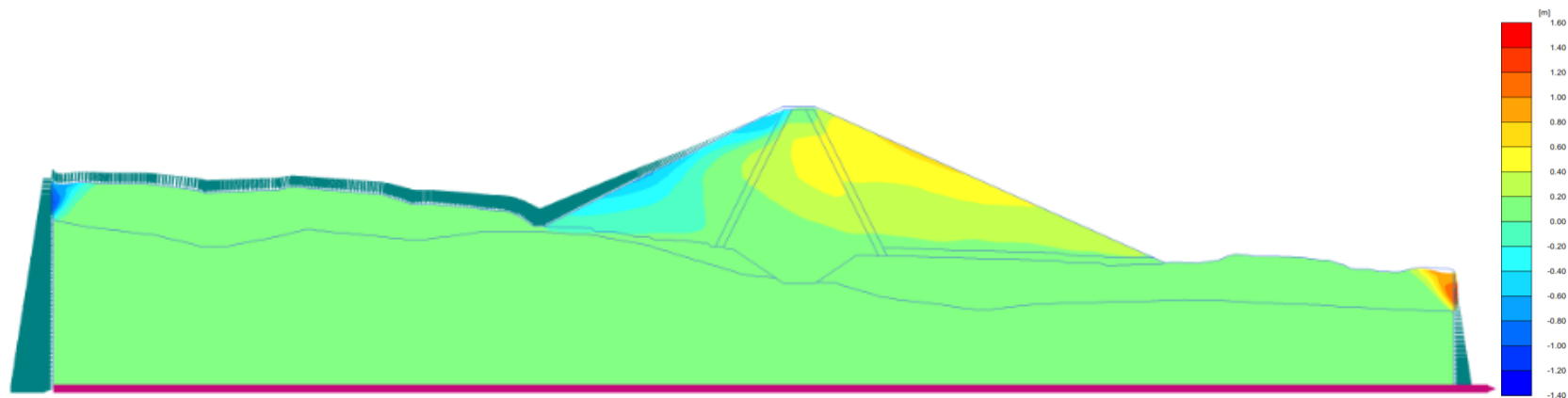
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Pisco 2007 NS – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



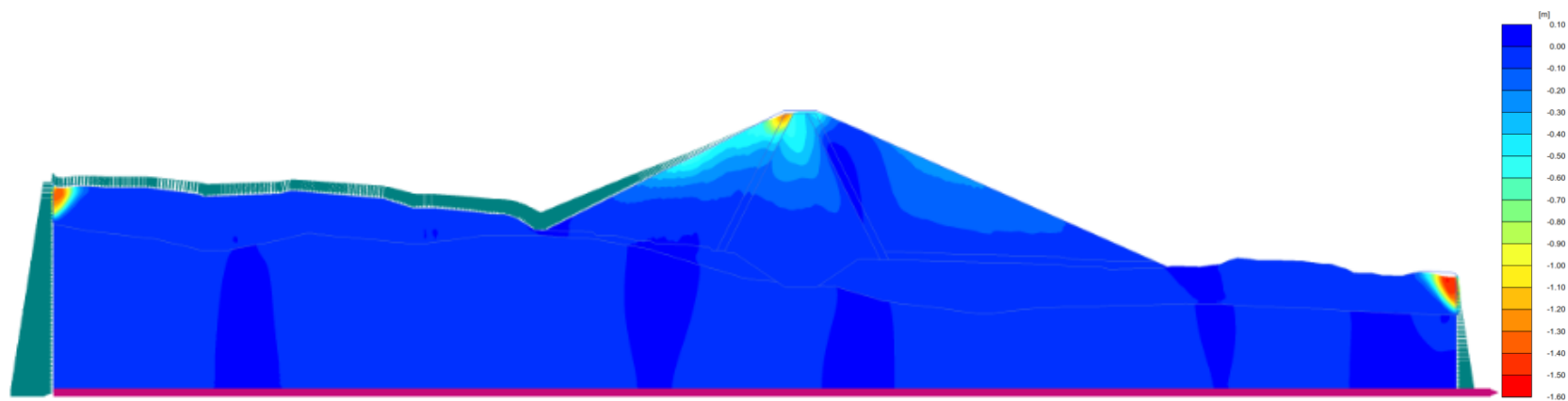
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Pisco 2007 NS – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



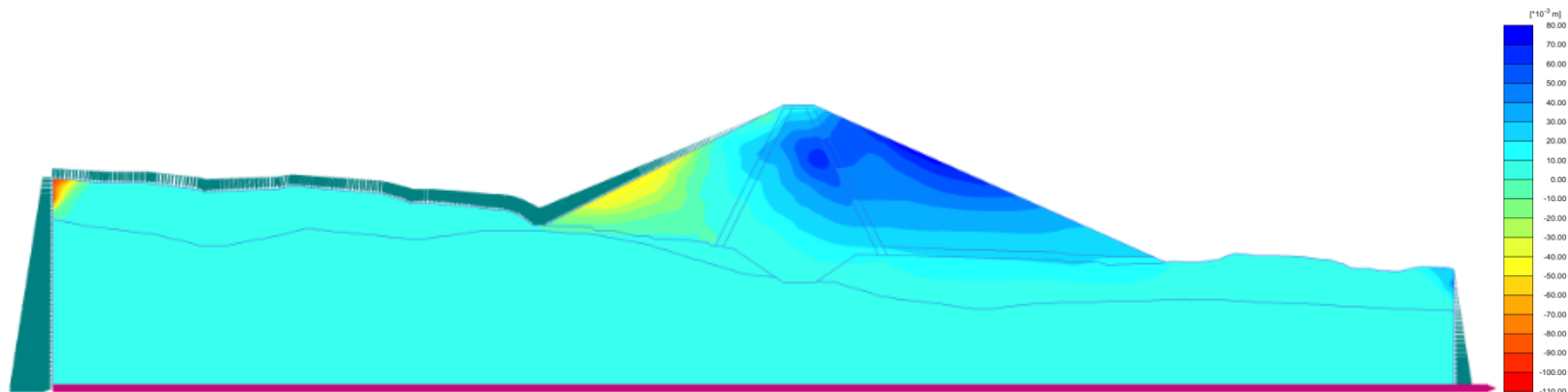
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Pisco 2007 NS – MCE
Condición de Operación



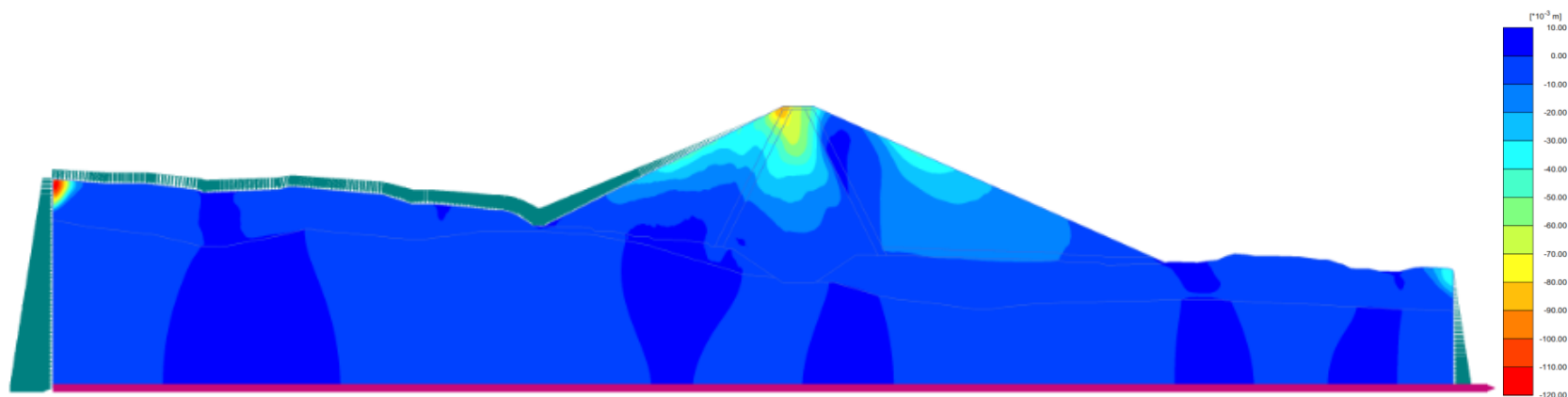
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Pisco 2007 NS – MCE
Condición de Operación



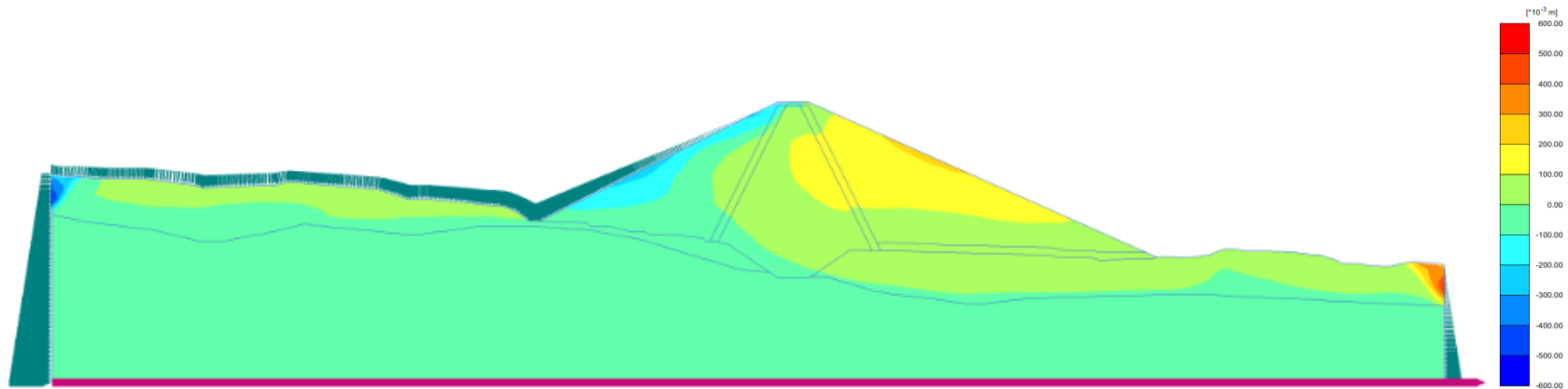
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Tarapacá 2005 EW – Tr = 475 años
Condición de Operación



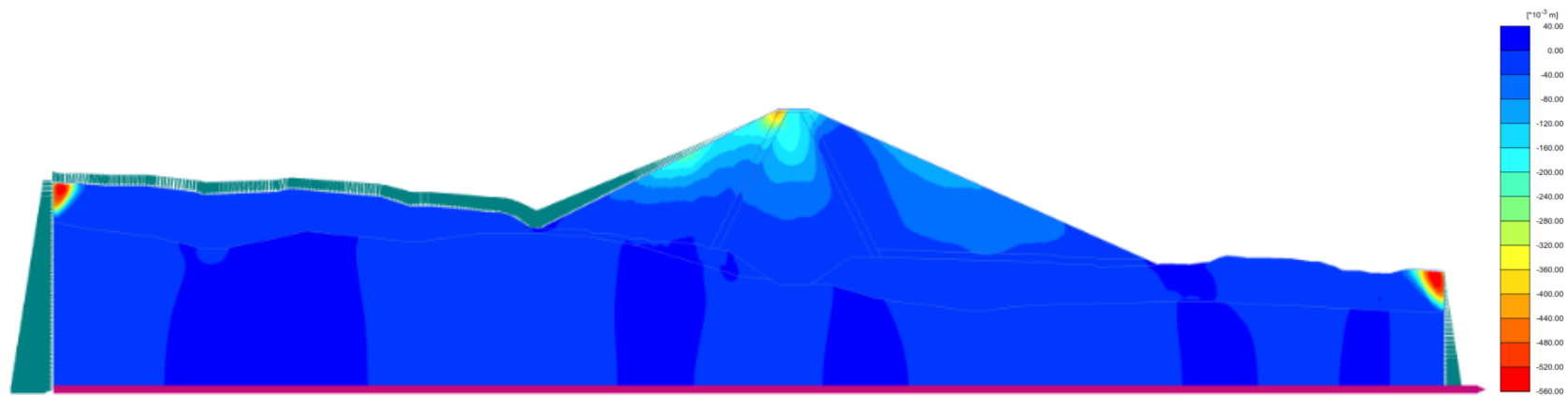
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Tarapacá 2005 EW – Tr = 475 años
Condición de Operación



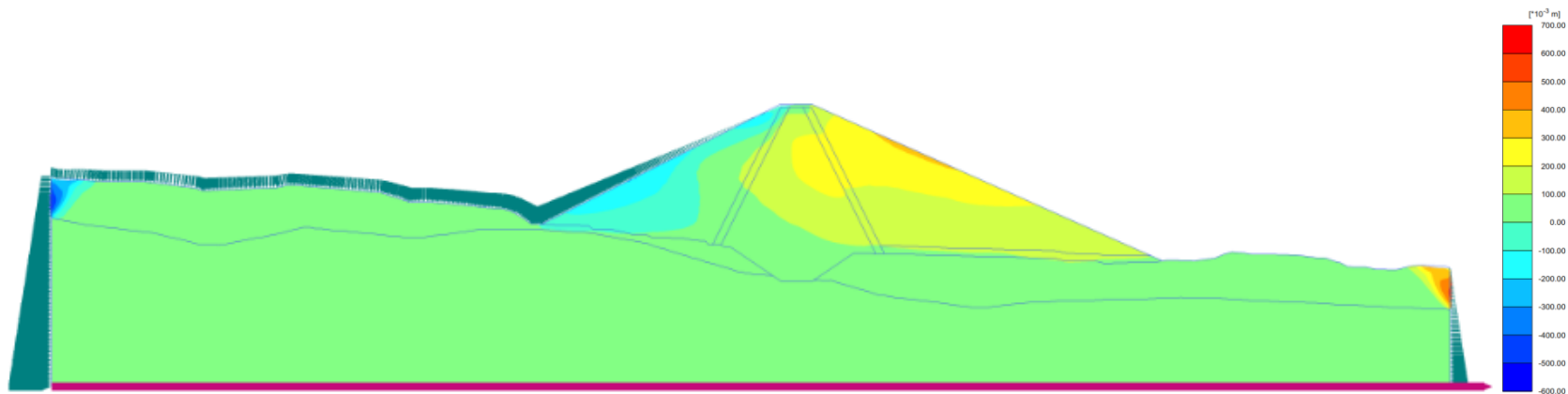
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Tarapacá 2005 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



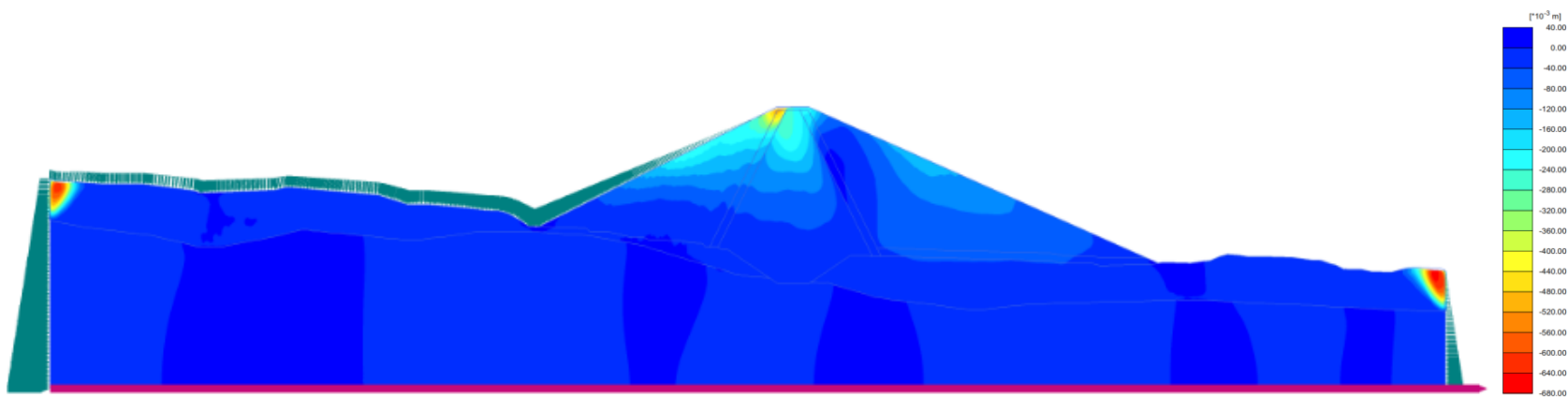
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Tarapacá 2005 EW – $T_r = 2,475$ años
Condición de Operación



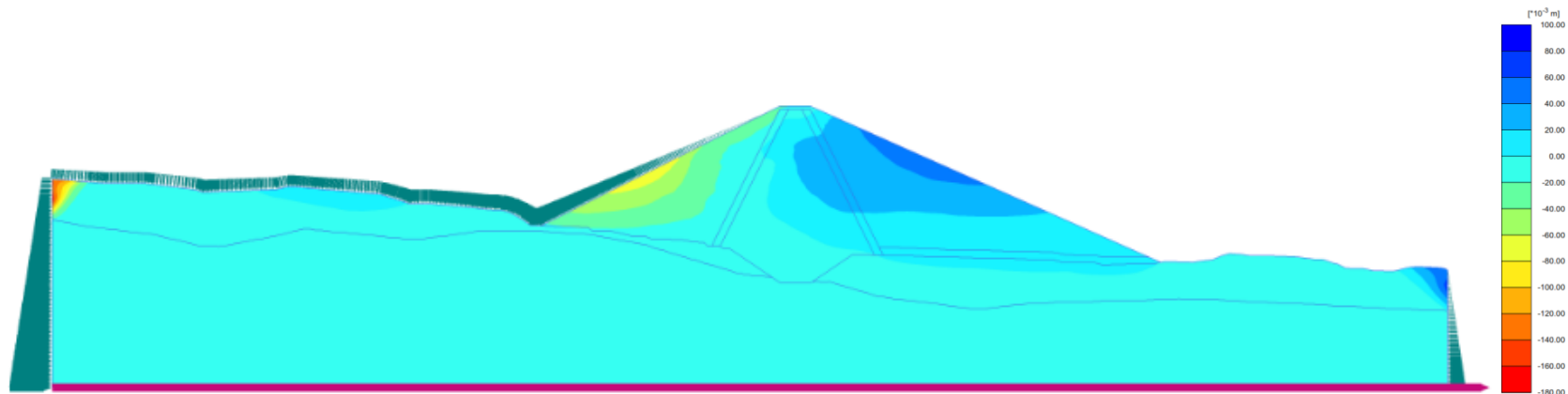
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Tarapacá 2005 EW – MCE
Condición de Operación



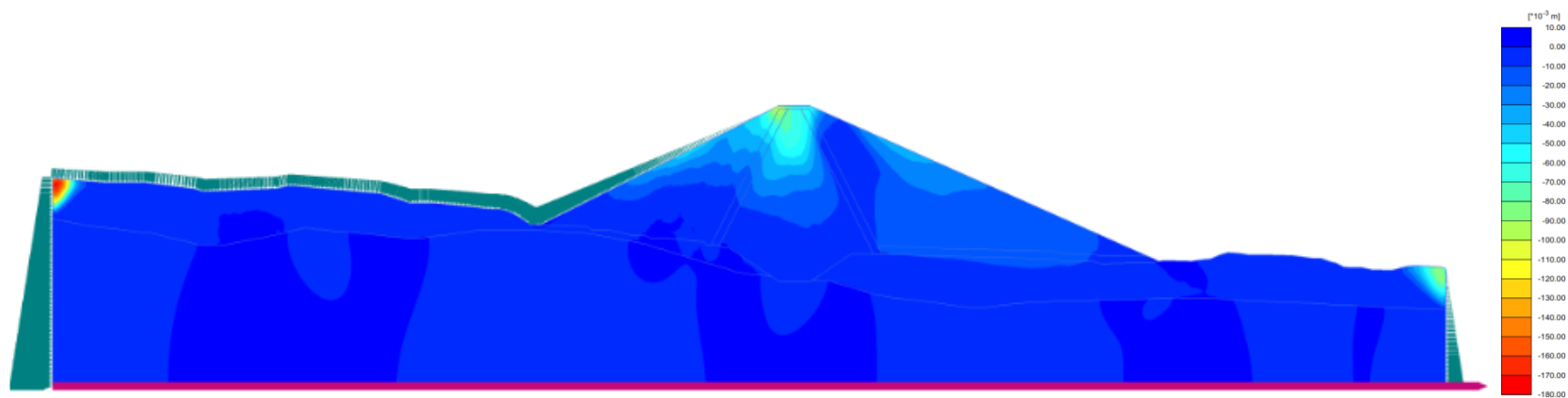
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Tarapacá 2005 EW – MCE
Condición de Operación



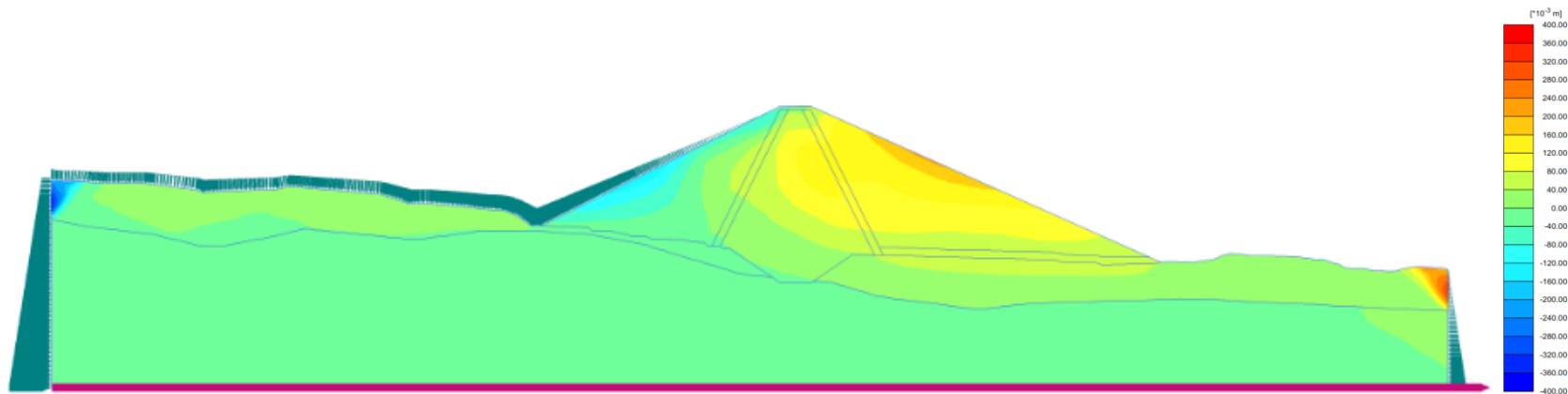
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Tarapacá 2005 NS – $T_r = 475$ años
Condición de Operación



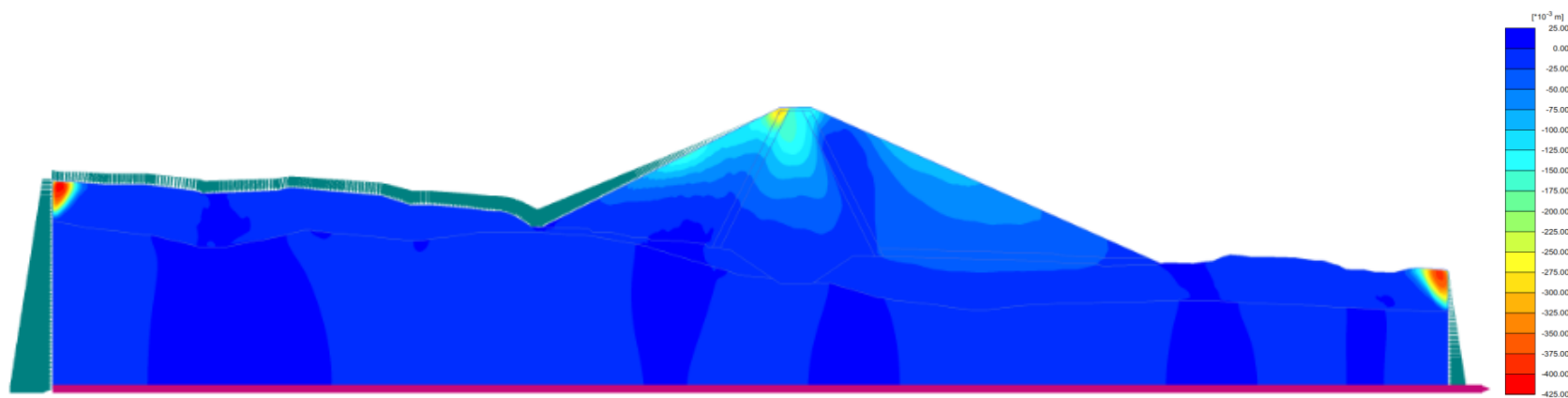
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Tarapacá 2005 NS – $T_r = 475$ años
Condición de Operación



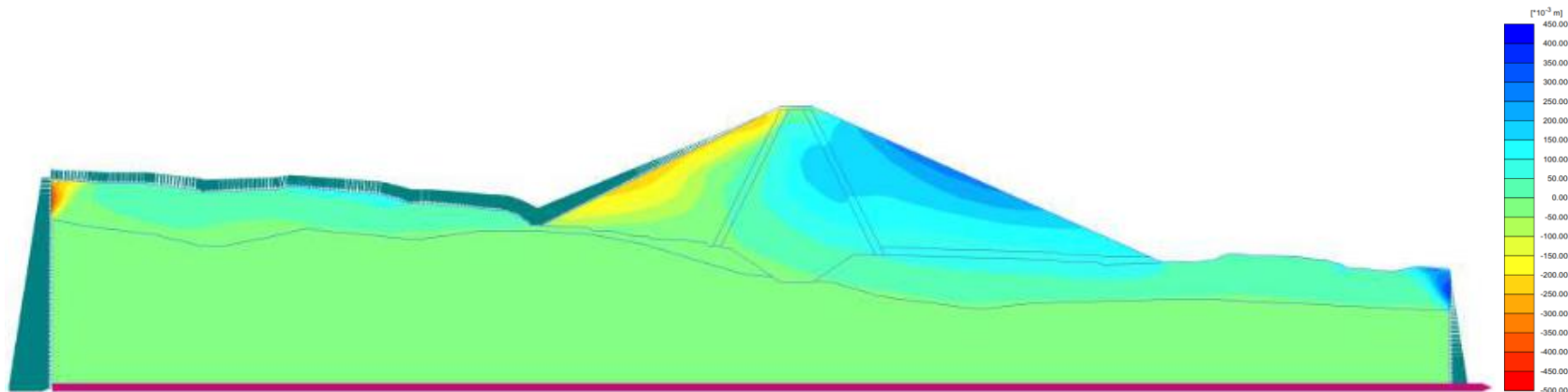
Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Tarapacá 2005 NS – Tr = 2,475 años
Condición de Operación



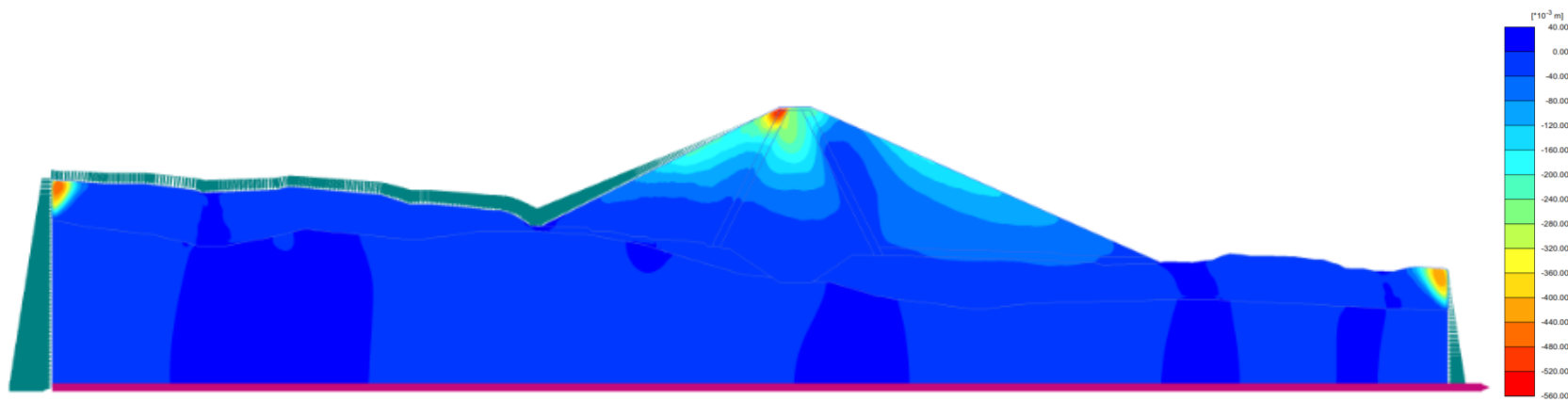
Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Tarapacá 2005 NS – Tr = 2,475 años
Condición de Operación



Análisis Dinámico – Desplazamientos horizontales (u_x) – Sismo de Tarapacá 2005 NS – MCE
Condición de Operación



Análisis Dinámico – Distribución de asentamientos (u_y) – Sismo de Tarapacá 2005 NS – MCE
Condición de Operación



Anexo N°11

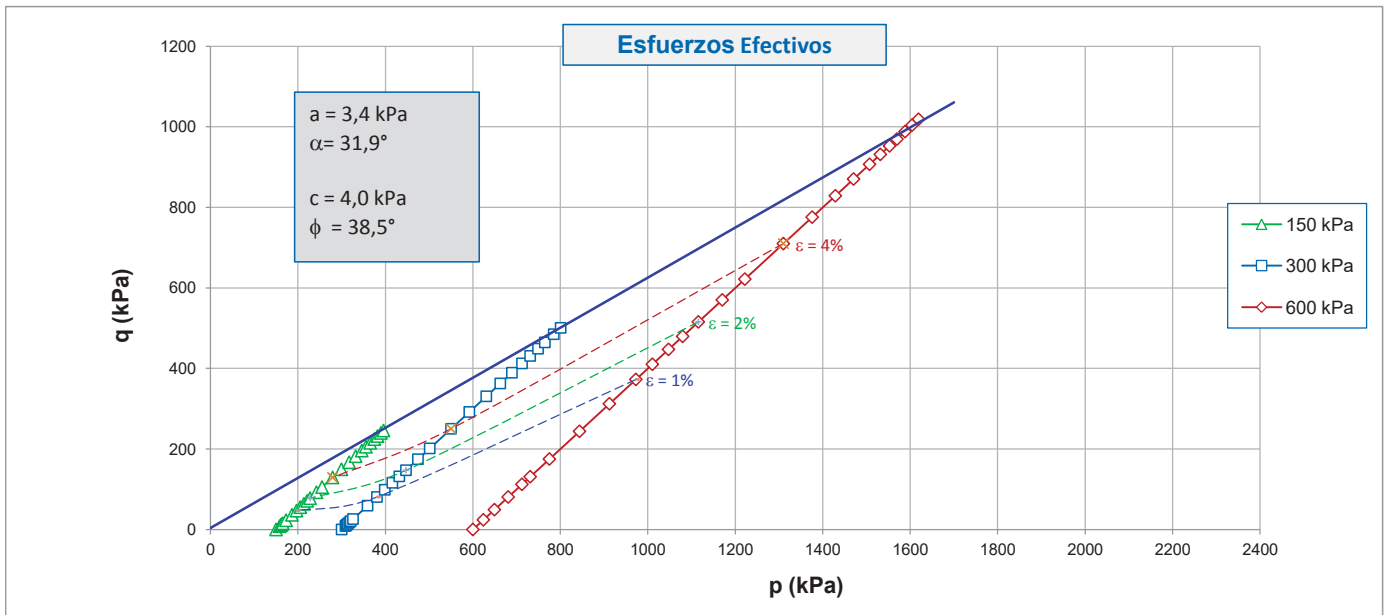
Ensayos de Laboratorio

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-306, 307, 308, 08)**
 Profundidad (m): **0,2-3,5**
 Zona: **Presa de Agua**
 Descripción: **Morrena**

Nº de Muestra: **M-1, DN01**

Clasificación SUCS: **GW**

Estado : Remoldeado y compactado a una densidad de 1,75 gr/cm³ y una humedad de 10,0 %.



Panel Fotográfico



Especímen 150, 300 y 600 kPa

Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

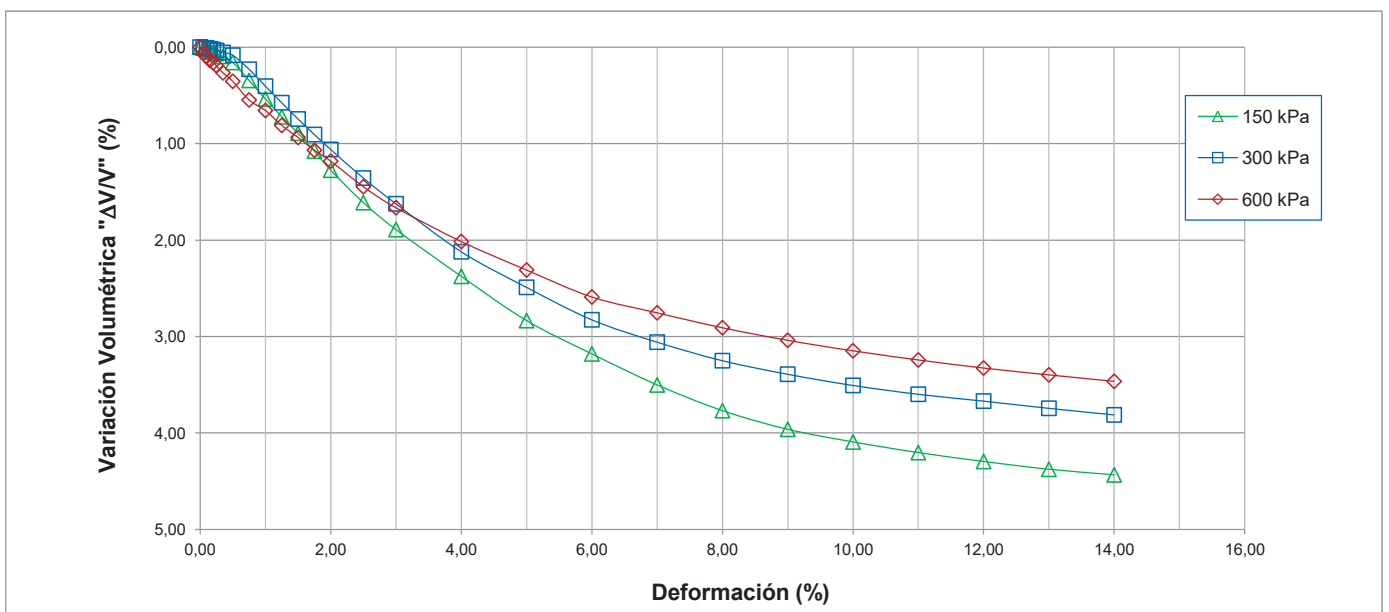
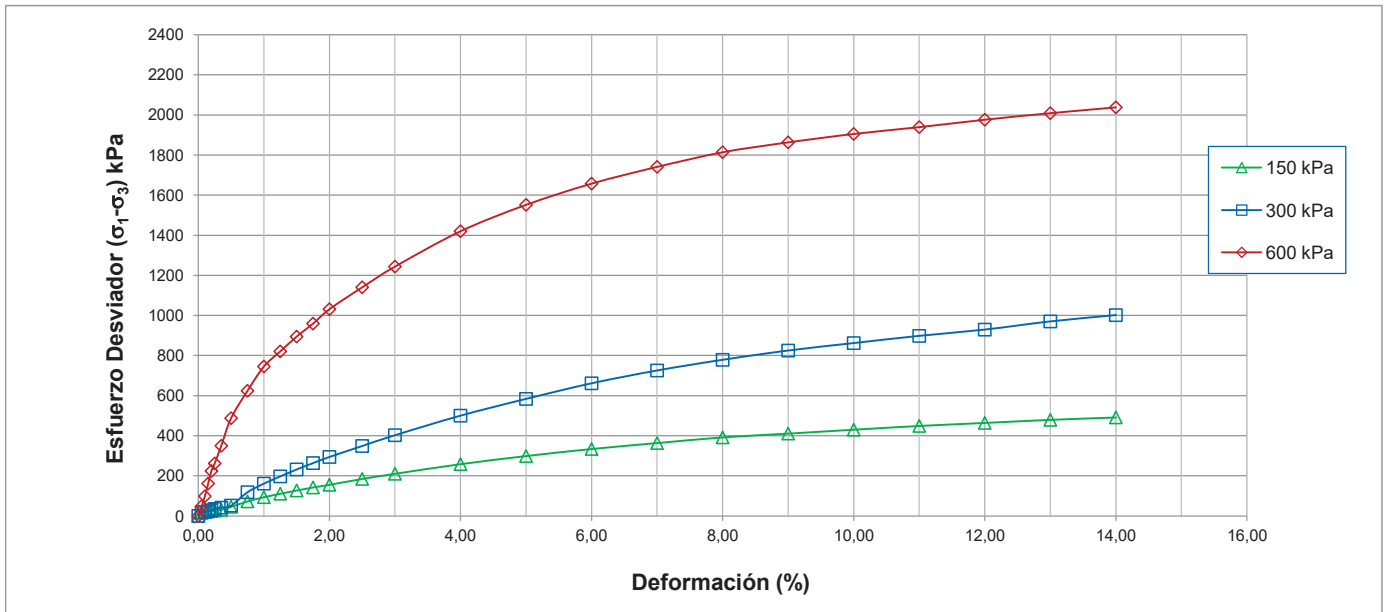
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-306, 307, 308, 08)**
 Profundidad (m): **0,2-3,5**
 Zona: **Presa de Agua**
 Descripción: **Morrena**

Nº de Muestra: **M-1, DN01**

Clasificación SUCS: **GW**

Estado : Remoldeado y compactado a una densidad de 1,75 gr/cm³ y una humedad de 10,0 %.



Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-306, 307, 308, 08)**

Nº de Muestra: **M-1, DN01**

Profundidad (m): **0,2-3,5**

Zona: **Presa de Agua**

Descripción: **Morrena**

Clasificación SUCS:

GW

Estado : Remoldeado y compactado a una densidad de 1,75 gr/cm³ y una humedad de 10,0 %.

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,33
Diámetro (cm)	10,04	9,77
Humedad (%)	10,00	8,27
Densidad seca (g/cm ³)	1,750	1,901

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,93	
Presión de celda	753	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	600	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	600,0	0,0	600,00	0,0	0,00	1,00
0,05	48	624,0	24,0	624,68	24,0	0,04	1,08
0,10	98	649,2	49,2	649,90	49,2	0,08	1,16
0,15	161	680,7	80,7	681,41	80,7	0,12	1,27
0,20	224	712,2	112,2	712,88	112,2	0,16	1,37
0,25	262	731,0	131,0	731,04	131,0	0,18	1,44
0,35	350	775,0	175,0	774,96	175,0	0,23	1,58
0,50	488	843,8	243,8	843,13	243,8	0,29	1,81
0,75	624	912,2	312,2	910,78	312,2	0,34	2,04
1,00	745	972,6	372,6	971,27	372,6	0,38	2,25
1,25	821	1010,4	410,4	1008,30	410,4	0,41	2,37
1,50	895	1047,3	447,3	1044,52	447,3	0,43	2,50
1,75	959	1079,7	479,7	1076,89	479,7	0,45	2,61
2,00	1031	1115,6	515,6	1112,12	515,6	0,46	2,73
2,50	1140	1170,2	570,2	1170,20	570,2	0,49	2,90
3,00	1244	1221,8	621,8	1221,11	621,8	0,51	3,08
4,00	1420	1310,0	710,0	1307,90	710,0	0,54	3,37
5,00	1552	1375,8	775,8	1373,02	775,8	0,57	3,60
6,00	1658	1428,8	828,8	1425,31	828,8	0,58	3,78
7,00	1741	1470,5	870,5	1466,31	870,5	0,59	3,92
8,00	1814	1507,0	907,0	1506,99	907,0	0,60	4,02
9,00	1863	1531,6	931,6	1531,62	931,6	0,61	4,11
10,00	1905	1552,6	952,6	1552,64	952,6	0,61	4,18
11,00	1939	1569,6	969,6	1568,91	969,6	0,62	4,24
12,00	1976	1588,2	988,2	1587,47	988,2	0,62	4,30
13,00	2009	1604,4	1004,4	1603,71	1004,4	0,63	4,35
14,00	2038	1618,9	1018,9	1618,24	1018,9	0,63	4,40

Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-306, 307, 308, 08)**

Nº de Muestra: **M-1, DN01**

Profundidad (m): **0,2-3,5**

Zona: **Presa de Agua**

Descripción: **Morrena**

Clasificación SUCS:

GW

Estado : Remoldeado y compactado a una densidad de 1,75 gr/cm³ y una humedad de 10,0 %.

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,50
Diámetro (cm)	10,04	9,82
Humedad (%)	10,00	9,18
Densidad seca (g/cm ³)	1,750	1,866

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,91	
Presión de celda	452	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	300	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	300,0	0,0	300,00	0,0	0,00	1,00
0,05	17	308,6	8,6	308,65	8,6	0,03	1,06
0,10	20	310,0	10,0	310,03	10,0	0,03	1,07
0,15	23	311,6	11,6	310,91	11,6	0,04	1,08
0,20	28	314,2	14,2	313,49	14,2	0,05	1,09
0,25	35	317,5	17,5	316,82	17,5	0,06	1,12
0,35	41	320,7	20,7	320,02	20,7	0,06	1,14
0,50	52	325,9	25,9	325,20	25,9	0,08	1,17
0,75	118	359,2	59,2	357,79	59,2	0,17	1,40
1,00	161	380,7	80,7	378,59	80,7	0,21	1,54
1,25	197	398,6	98,6	395,84	98,6	0,25	1,66
1,50	232	416,0	116,0	412,51	116,0	0,28	1,78
1,75	264	431,9	131,9	427,72	131,9	0,31	1,89
2,00	294	447,1	147,1	446,43	147,1	0,33	1,98
2,50	349	474,4	174,4	472,38	174,4	0,37	2,17
3,00	403	501,4	201,4	497,92	201,4	0,40	2,36
4,00	500	550,1	250,1	547,34	250,1	0,46	2,68
5,00	584	591,9	291,9	587,75	291,9	0,50	2,97
6,00	661	630,7	330,7	628,66	330,7	0,53	3,22
7,00	725	662,7	362,7	659,93	362,7	0,55	3,44
8,00	779	689,3	389,3	685,84	389,3	0,57	3,63
9,00	825	712,4	412,4	708,28	412,4	0,58	3,79
10,00	862	731,0	431,0	726,19	431,0	0,59	3,92
11,00	898	749,0	449,0	744,17	449,0	0,60	4,04
12,00	929	764,6	464,6	759,11	464,6	0,61	4,16
13,00	970	784,9	484,9	783,57	484,9	0,62	4,25
14,00	1001	800,7	500,7	800,03	500,7	0,63	4,35

Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-306, 307, 308, 08)**

Nº de Muestra: **M-1, DN01**

Profundidad (m): **0,2-3,5**

Zona: **Presa de Agua**

Descripción: **Morrena**

Clasificación SUCS:

GW

Estado : Remoldeado y compactado a una densidad de 1,75 gr/cm³ y una humedad de 10,0 %.

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,68
Diámetro (cm)	10,04	9,80
Humedad (%)	10,00	10,06
Densidad seca (g/cm ³)	1,750	1,857

Velocidad	0,125	(cm/min)
Parámetro "B"	0,90	
Presión de celda	302	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	150	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	150,0	0,0	150,00	0,0	0,00	1,00
0,05	16	158,2	8,2	157,52	8,2	0,05	1,11
0,10	21	160,5	10,5	159,78	10,5	0,07	1,14
0,15	23	161,5	11,5	160,79	11,5	0,07	1,15
0,20	25	162,5	12,5	161,10	12,5	0,08	1,17
0,25	26	163,2	13,2	161,79	13,2	0,08	1,18
0,35	31	165,4	15,4	163,98	15,4	0,09	1,21
0,50	46	172,8	22,8	171,43	22,8	0,13	1,31
0,75	73	186,4	36,4	184,28	36,4	0,20	1,49
1,00	94	196,8	46,8	194,07	46,8	0,24	1,64
1,25	111	205,4	55,4	201,99	55,4	0,27	1,76
1,50	127	213,6	63,6	209,43	63,6	0,30	1,87
1,75	142	221,1	71,1	215,58	71,1	0,33	1,98
2,00	155	227,7	77,7	222,21	77,7	0,35	2,08
2,50	185	242,3	92,3	240,28	92,3	0,38	2,25
3,00	210	255,2	105,2	251,77	105,2	0,42	2,44
4,00	258	279,2	129,2	273,70	129,2	0,47	2,79
5,00	299	299,4	149,4	296,69	149,4	0,50	3,03
6,00	334	317,0	167,0	312,89	167,0	0,53	3,29
7,00	364	331,9	181,9	326,38	181,9	0,56	3,52
8,00	392	345,9	195,9	343,88	195,9	0,57	3,65
9,00	411	355,5	205,5	352,70	205,5	0,58	3,79
10,00	430	365,2	215,2	361,71	215,2	0,59	3,94
11,00	449	374,5	224,5	371,09	224,5	0,61	4,06
12,00	464	382,0	232,0	377,90	232,0	0,61	4,18
13,00	479	389,7	239,7	384,91	239,7	0,62	4,30
14,00	491	395,7	245,7	390,86	245,7	0,63	4,38

Observaciones:

Los datos de densidad y humedad fueron indicados por el solicitante.

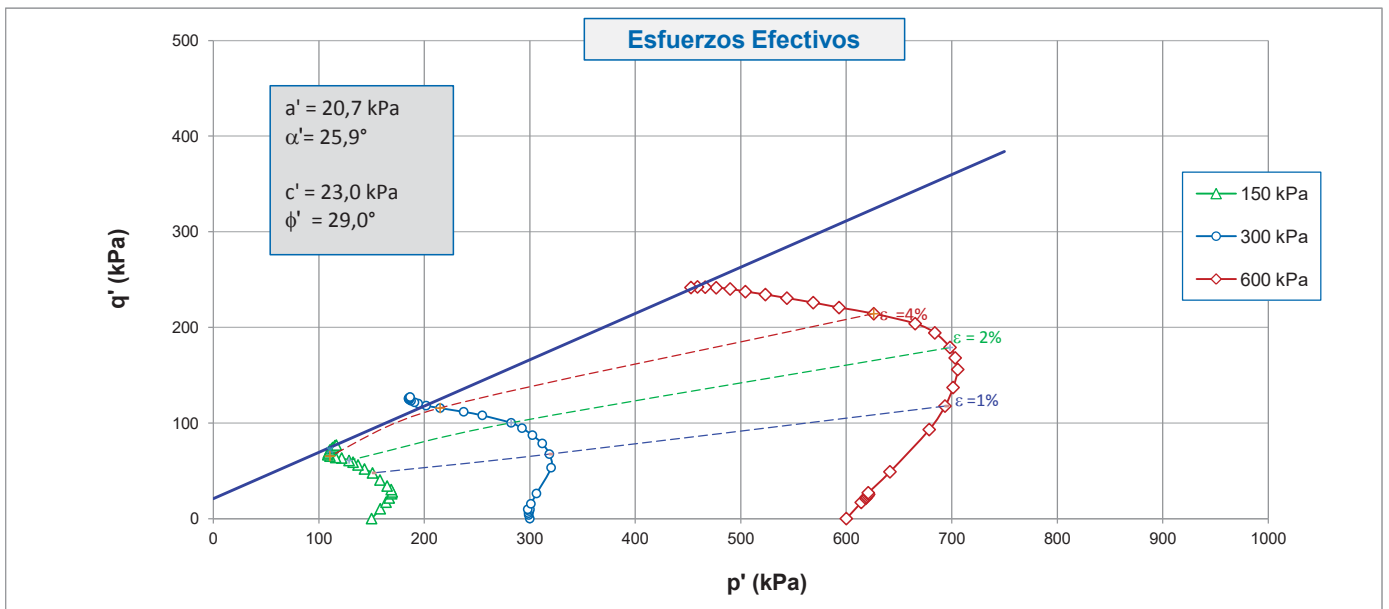
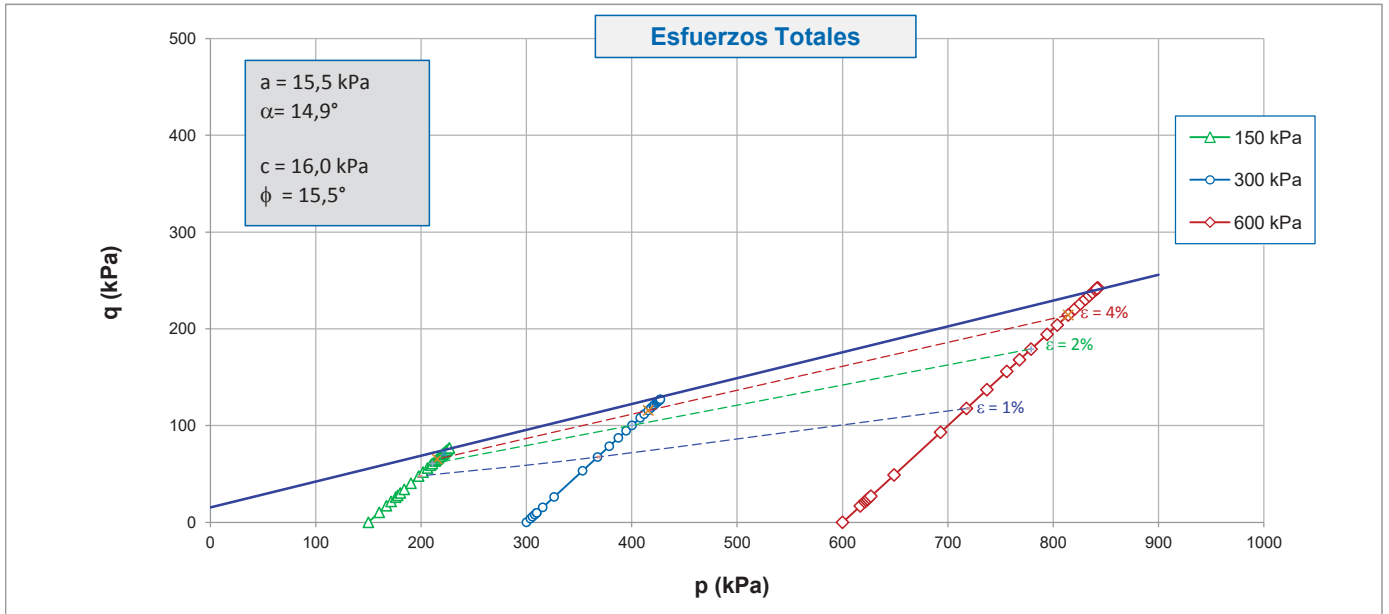
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
 Profundidad (m): **0,7**
 Zona: **Cantera CH**
 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Nº de Muestra: **M-1**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)



Observaciones:

Los datos de densidad seca y humedad fueron indicados por el solicitante.

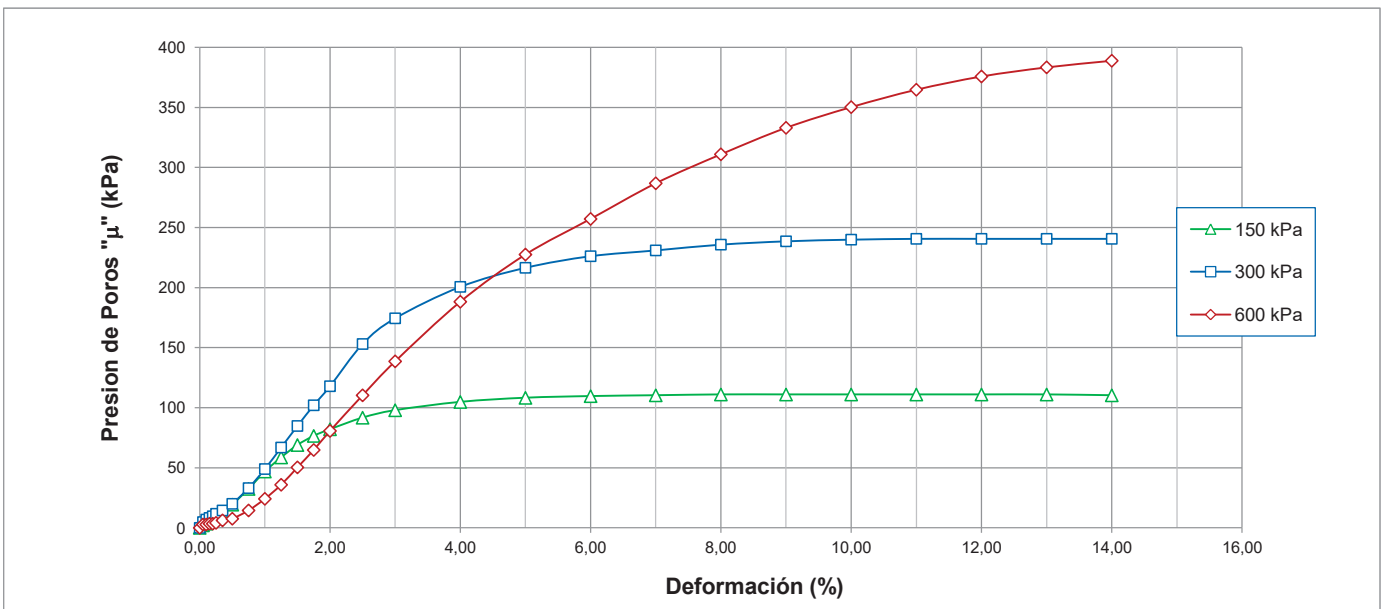
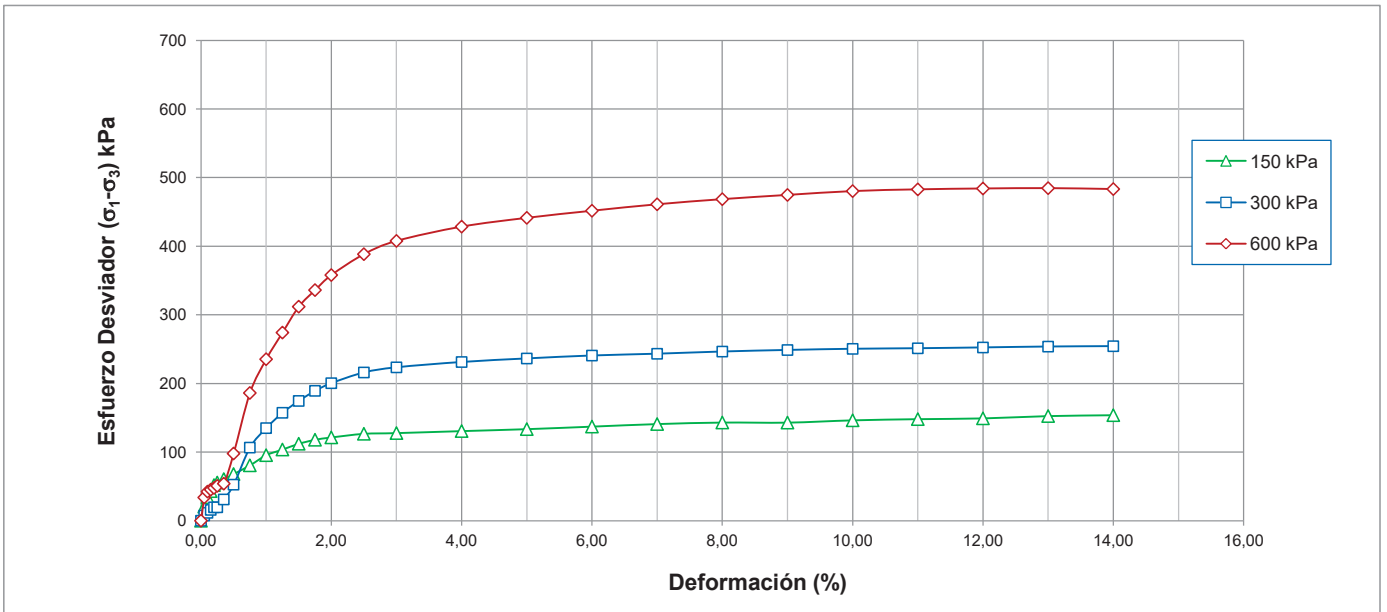
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
 Profundidad (m): **0,7**
 Zona: **Cantera CH**
 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Nº de Muestra: **M-1**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)



Observaciones:

Los datos de densidad seca y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
 Profundidad (m): **0,7**
 Zona: **Cantera CH**
 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

 N° de Muestra: **M-1**
Clasificación SUCS: CL
Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,33
Diámetro (cm)	10,04	9,75
Humedad (%)	17,00	17,41
Densidad seca (g/cm³)	1,660	1,810

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,93	
Presión de celda	753	kPa
Contra presión	153	kPa
Esf. Efect. Inicial	600	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	600,0	0,0	600,00	0,0	0,00	1,00
0,05	34	3	616,9	16,9	614,16	16,9	0,03	1,06
0,10	42	3	621,2	21,2	618,44	21,2	0,03	1,07
0,15	45	3	622,6	22,6	619,19	22,6	0,04	1,08
0,20	48	3	623,9	23,9	620,44	23,9	0,04	1,08
0,25	51	4	625,4	25,4	621,25	25,4	0,04	1,09
0,35	54	6	627,0	27,0	620,79	27,0	0,04	1,09
0,50	98	8	649,0	49,0	641,37	49,0	0,08	1,17
0,75	186	14	693,1	93,1	678,60	93,1	0,14	1,32
1,00	235	24	717,7	117,7	693,54	117,7	0,17	1,41
1,25	274	36	737,1	137,1	701,23	137,1	0,20	1,49
1,50	312	50	756,0	156,0	705,62	156,0	0,22	1,57
1,75	336	65	768,0	168,0	703,22	168,0	0,24	1,63
2,00	358	81	779,0	179,0	698,32	179,0	0,26	1,69
2,50	388	110	794,2	194,2	683,90	194,2	0,28	1,79
3,00	408	139	803,9	203,9	665,29	203,9	0,31	1,88
4,00	429	188	814,3	214,3	626,04	214,3	0,34	2,04
5,00	441	228	820,7	220,7	593,14	220,7	0,37	2,18
6,00	452	257	825,8	225,8	568,65	225,8	0,40	2,32
7,00	461	287	830,5	230,5	543,71	230,5	0,42	2,47
8,00	469	311	834,3	234,3	523,32	234,3	0,45	2,62
9,00	475	333	837,4	237,4	504,34	237,4	0,47	2,78
10,00	480	350	840,1	240,1	489,89	240,1	0,49	2,92
11,00	483	365	841,4	241,4	476,68	241,4	0,51	3,05
12,00	484	376	842,0	242,0	466,27	242,0	0,52	3,16
13,00	485	383	842,3	242,3	458,96	242,3	0,53	3,24
14,00	483	389	841,6	241,6	452,78	241,6	0,53	3,29

Observaciones:

Los datos de densidad seca y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
 Profundidad (m): **0,7**
 Zona: **Cantera CH**
 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Nº de Muestra: **M-1**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,54
Diámetro (cm)	10,04	9,83
Humedad (%)	17,00	18,27
Densidad seca (g/cm ³)	1,660	1,761

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,92	
Presión de celda	452	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	300	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	300,0	0,0	300,00	0,0	0,00	1,00
0,05	8	5	303,8	3,8	298,96	3,8	0,01	1,03
0,10	11	7	305,7	5,7	298,85	5,7	0,02	1,04
0,15	16	8	307,9	7,9	299,61	7,9	0,03	1,05
0,20	20	10	309,8	9,8	300,12	9,8	0,03	1,07
0,25	20	12	309,8	9,8	298,04	9,8	0,03	1,07
0,35	31	14	315,5	15,5	301,00	15,5	0,05	1,11
0,50	53	20	326,3	26,3	306,27	26,3	0,09	1,19
0,75	107	33	353,3	53,3	320,18	53,3	0,17	1,40
1,00	135	49	367,5	67,5	318,51	67,5	0,21	1,54
1,25	157	67	378,6	78,6	311,76	78,6	0,25	1,67
1,50	175	85	387,3	87,3	302,47	87,3	0,29	1,81
1,75	189	102	394,6	94,6	292,58	94,6	0,32	1,96
2,00	200	118	400,2	100,2	282,30	100,2	0,35	2,10
2,50	216	153	408,0	108,0	254,94	108,0	0,42	2,47
3,00	223	174	411,7	111,7	237,30	111,7	0,47	2,78
4,00	231	201	415,6	115,6	214,98	115,6	0,54	3,33
5,00	236	216	418,2	118,2	201,70	118,2	0,59	3,83
6,00	241	226	420,3	120,3	194,19	120,3	0,62	4,26
7,00	243	231	421,6	121,6	190,66	121,6	0,64	4,52
8,00	246	236	423,2	123,2	187,43	123,2	0,66	4,84
9,00	249	239	424,4	124,4	185,81	124,4	0,67	5,05
10,00	250	240	425,2	125,2	185,28	125,2	0,68	5,17
11,00	251	241	425,6	125,6	185,00	125,6	0,68	5,23
12,00	252	241	426,2	126,2	185,59	126,2	0,68	5,25
13,00	254	241	426,9	126,9	186,24	126,9	0,68	5,27
14,00	254	241	427,1	127,1	186,52	127,1	0,68	5,28

Observaciones:

Los datos de densidad seca y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
 Profundidad (m): **0,7**
 Zona: **Cantera CH**
 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

 N° de Muestra: **M-1**

 Clasificación SUCS: **CL**

 Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Etapa de consolidación	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,62
Diámetro (cm)	10,04	9,90
Humedad (%)	17,00	36,37
Densidad seca (g/cm ³)	1,660	1,730

Velocidad	0,025	(cm/min)
Parámetro "B"	0,92	
Presión de celda	302	kPa
Contra presión	152	kPa
Esf. Efect. Inicial	150	kPa

Deformación (%)	σ_{desv} (kPa)	μ (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	p' (kPa)	q' (kPa)	q'/p'	(σ'_1/σ'_3)
0,00	0	0	150,0	0,0	150,00	0,0	0,00	1,00
0,05	21	2	160,3	10,3	158,22	10,3	0,07	1,14
0,10	34	3	167,2	17,2	163,71	17,2	0,10	1,23
0,15	43	5	171,6	21,6	166,74	21,6	0,13	1,30
0,20	52	7	176,0	26,0	169,07	26,0	0,15	1,36
0,25	56	8	177,8	27,8	169,57	27,8	0,16	1,39
0,35	61	12	180,3	30,3	168,61	30,3	0,18	1,44
0,50	68	19	184,1	34,1	164,75	34,1	0,21	1,52
0,75	81	32	190,4	40,4	157,96	40,4	0,26	1,69
1,00	96	47	197,8	47,8	150,88	47,8	0,32	1,93
1,25	104	59	201,9	51,9	143,28	51,9	0,36	2,14
1,50	112	69	206,1	56,1	137,16	56,1	0,41	2,38
1,75	118	77	209,0	59,0	132,47	59,0	0,45	2,61
2,00	121	82	210,7	60,7	128,66	60,7	0,47	2,79
2,50	127	92	213,4	63,4	121,66	63,4	0,52	3,17
3,00	128	98	213,9	63,9	115,98	63,9	0,55	3,45
4,00	131	105	215,3	65,3	110,55	65,3	0,59	3,89
5,00	134	108	216,8	66,8	108,52	66,8	0,62	4,20
6,00	137	110	218,6	68,6	108,98	68,6	0,63	4,40
7,00	141	110	220,5	70,5	110,14	70,5	0,64	4,55
8,00	143	111	221,6	71,6	110,55	71,6	0,65	4,67
9,00	143	111	221,5	71,5	110,52	71,5	0,65	4,67
10,00	146	111	223,2	73,2	112,17	73,2	0,65	4,75
11,00	148	111	224,0	74,0	113,04	74,0	0,66	4,80
12,00	149	111	224,6	74,6	113,59	74,6	0,66	4,83
13,00	153	111	226,3	76,3	115,27	76,3	0,66	4,91
14,00	154	110	226,9	76,9	116,60	76,9	0,66	4,88

Observaciones:

Los datos de densidad seca y humedad fueron indicados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

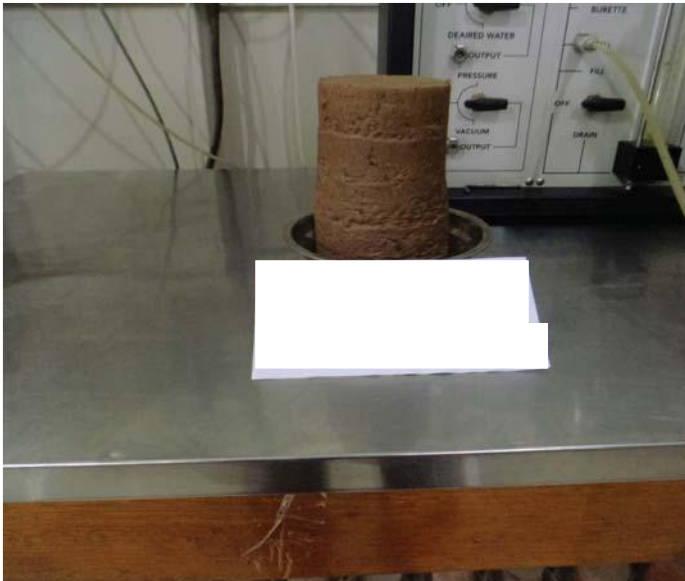
Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
Profundidad (m): **0,7**
Zona: **Cantera CH**
Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Nº de Muestra: **M-1**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Panel Fotográfico



Espécimen 150 kPa



Espécimen 300 kPa



Espécimen 600 kPa



Espécimen 150, 300 y 600 kPa

Observaciones:

Los datos de densidad seca y humedad fueron indicados por el solicitante.

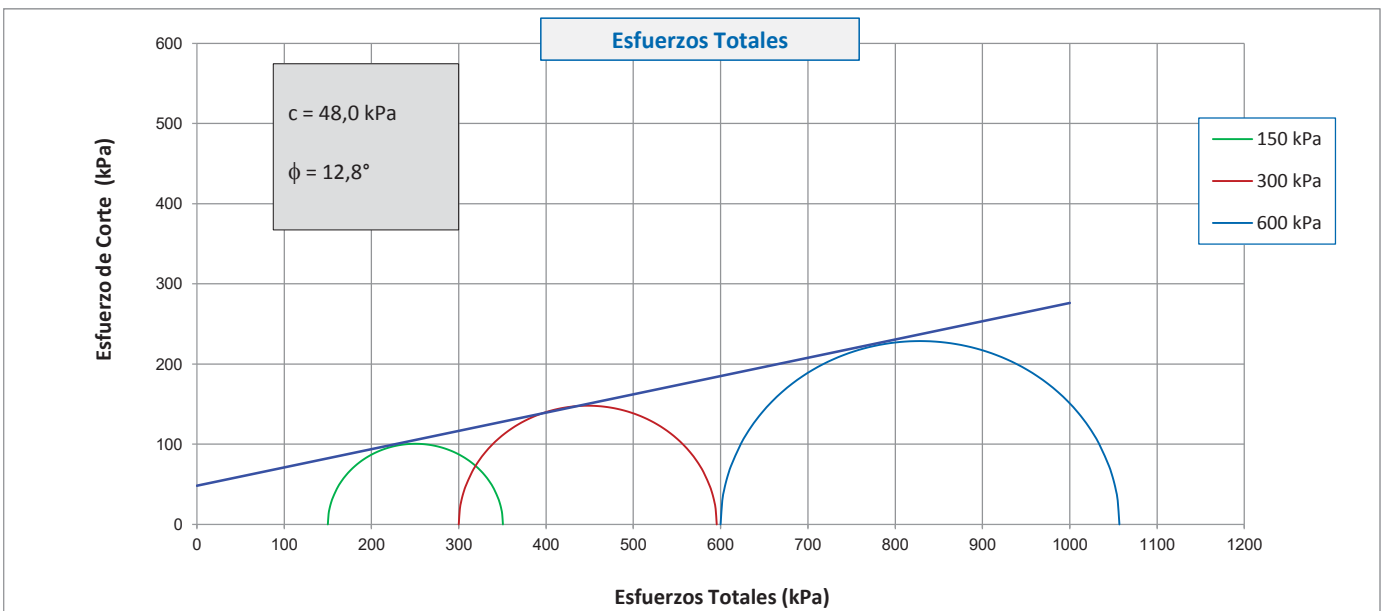
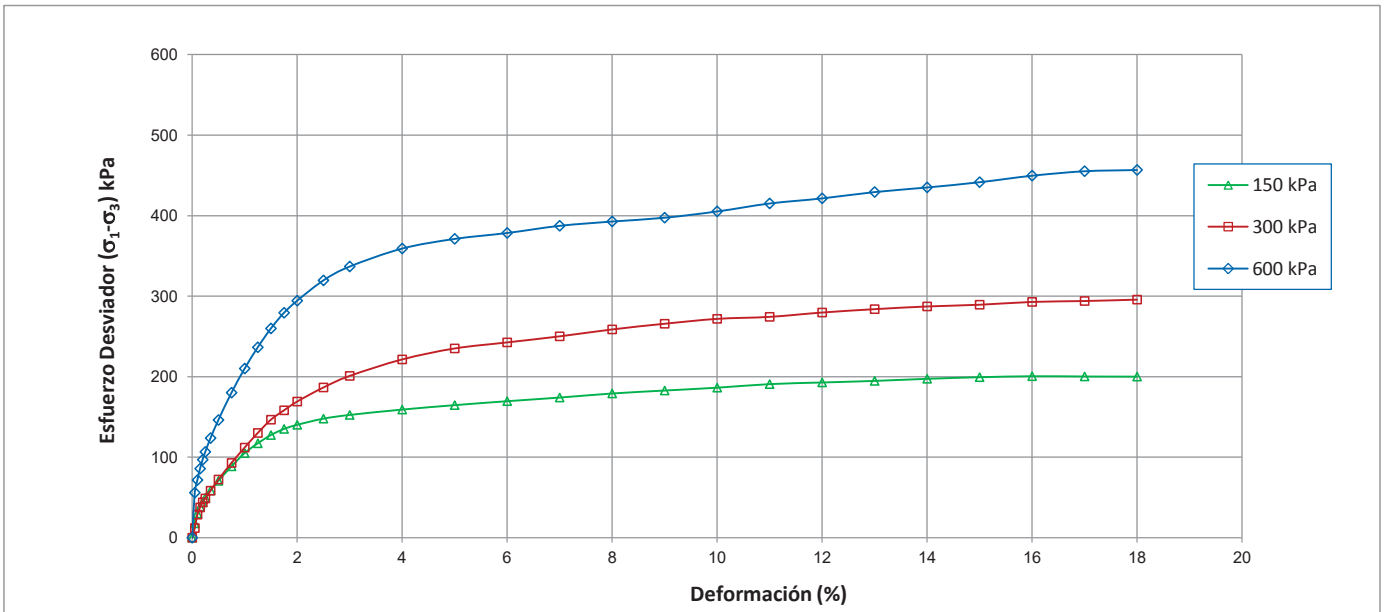
Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 114)**
 Profundidad (m): **0,7**
 Zona: **Cantera CH**
 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Nº de Muestra: **M-1**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)



Observaciones:

Los datos de densidad 1,66 g/cm³ y humedad de 17,0%, fueron proporcionados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 314)**

Nº de Muestra: **M-1**

Profundidad (m): **0,7**

Zona: **Cantera CH**

Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Asentamiento Inmediato		Inicio	Final
Altura	(cm)	20,90	20,26
Diámetro	(cm)	10,04	10,20
Humedad	(%)	17,00	16,98
Densidad seca	(g/cm ³)	1,660	1,660

Velocidad	0,050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	600	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	600	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{desv} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0,00	0	0	600,0	0,0	600,00	600,0	0,00	1,00
0,05	0,443	55,9	628,0	28,0	655,93	600,0	0,04	1,09
0,10	0,568	71,7	635,8	35,8	671,67	600,0	0,06	1,12
0,15	0,680	85,8	642,9	42,9	685,76	600,0	0,07	1,14
0,20	0,769	96,9	648,5	48,5	696,94	600,0	0,07	1,16
0,25	0,846	106,6	653,3	53,3	706,59	600,0	0,08	1,18
0,35	0,983	123,7	661,9	61,9	723,73	600,0	0,09	1,21
0,50	1,163	146,2	673,1	73,1	746,20	600,0	0,11	1,24
0,75	1,437	180,1	690,1	90,1	780,15	600,0	0,13	1,30
1,00	1,680	210,1	705,0	105,0	810,08	600,0	0,15	1,35
1,25	1,896	236,5	718,2	118,2	836,49	600,0	0,16	1,39
1,50	2,089	259,9	730,0	130,0	859,91	600,0	0,18	1,43
1,75	2,251	279,4	739,7	139,7	879,35	600,0	0,19	1,47
2,00	2,378	294,4	747,2	147,2	894,36	600,0	0,20	1,49
2,50	2,595	319,6	759,8	159,8	919,58	600,0	0,21	1,53
3,00	2,749	336,8	768,4	168,4	936,81	600,0	0,22	1,56
4,00	2,962	359,2	779,6	179,6	959,17	600,0	0,23	1,60
5,00	3,093	371,1	785,6	185,6	971,15	600,0	0,24	1,62
6,00	3,188	378,5	789,3	189,3	978,52	600,0	0,24	1,63
7,00	3,298	387,4	793,7	193,7	987,41	600,0	0,24	1,65
8,00	3,380	392,8	796,4	196,4	992,78	600,0	0,25	1,65
9,00	3,458	397,5	798,7	198,7	997,47	600,0	0,25	1,66
10,00	3,565	405,3	802,6	202,6	1005,27	600,0	0,25	1,68
11,00	3,693	415,2	807,6	207,6	1015,16	600,0	0,26	1,69
12,00	3,792	421,5	810,7	210,7	1021,50	600,0	0,26	1,70
13,00	3,907	429,3	814,7	214,7	1029,34	600,0	0,26	1,72
14,00	4,005	435,1	817,5	217,5	1035,05	600,0	0,27	1,73
15,00	4,113	441,6	820,8	220,8	1041,59	600,0	0,27	1,74
16,00	4,238	449,7	824,8	224,8	1049,66	600,0	0,27	1,75
17,00	4,342	455,2	827,6	227,6	1055,21	600,0	0,28	1,76
18,00	4,410	456,8	828,4	228,4	1056,77	600,0	0,28	1,76

Observaciones:

Los datos de densidad 1,66 g/cm³ y humedad de 17,0%, fueron proporcionados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 314)**

 N° de Muestra: **M-1**

 Profundidad (m): **0,7**

 Zona: **Cantera CH**

 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**
Clasificación SUCS: CL
Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Asentamiento Inmediato	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,53
Diámetro (cm)	10,04	10,13
Humedad (%)	17,00	16,99
Densidad seca (g/cm ³)	1,660	1,660

Velocidad	0,050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	300	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	300	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{desv} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0,00	0	0	300,0	0,0	300,00	300,0	0,00	1,00
0,05	0,095	12	306,0	6,0	311,99	300,0	0,02	1,04
0,10	0,227	29	314,3	14,3	328,64	300,0	0,05	1,10
0,15	0,298	38	318,8	18,8	337,58	300,0	0,06	1,13
0,20	0,348	44	321,9	21,9	343,87	300,0	0,07	1,15
0,25	0,387	49	324,4	24,4	348,76	300,0	0,08	1,16
0,35	0,464	58	329,2	29,2	358,40	300,0	0,09	1,19
0,50	0,575	72	336,1	36,1	372,27	300,0	0,11	1,24
0,75	0,741	93	346,4	46,4	392,89	300,0	0,13	1,31
1,00	0,895	112	356,0	56,0	411,92	300,0	0,16	1,37
1,25	1,043	130	365,0	65,0	430,10	300,0	0,18	1,43
1,50	1,178	147	373,3	73,3	446,56	300,0	0,20	1,49
1,75	1,275	158	379,1	79,1	458,23	300,0	0,21	1,53
2,00	1,366	169	384,5	84,5	469,09	300,0	0,22	1,56
2,50	1,515	187	393,3	93,3	486,58	300,0	0,24	1,62
3,00	1,640	201	400,5	100,5	500,94	300,0	0,25	1,67
4,00	1,826	221	410,7	110,7	521,42	300,0	0,27	1,74
5,00	1,959	235	417,5	117,5	535,07	300,0	0,28	1,78
6,00	2,043	243	421,3	121,3	542,57	300,0	0,29	1,81
7,00	2,129	250	425,0	125,0	550,09	300,0	0,29	1,83
8,00	2,226	259	429,3	129,3	558,68	300,0	0,30	1,86
9,00	2,312	266	432,9	132,9	565,75	300,0	0,31	1,89
10,00	2,391	272	435,9	135,9	571,81	300,0	0,31	1,91
11,00	2,440	274	437,1	137,1	574,30	300,0	0,31	1,91
12,00	2,516	280	439,8	139,8	579,66	300,0	0,32	1,93
13,00	2,583	284	441,9	141,9	583,85	300,0	0,32	1,95
14,00	2,644	287	443,6	143,6	587,21	300,0	0,32	1,96
15,00	2,695	289	444,7	144,7	589,35	300,0	0,33	1,96
16,00	2,760	293	446,4	146,4	592,84	300,0	0,33	1,98
17,00	2,804	294	447,0	147,0	593,97	300,0	0,33	1,98
18,00	2,855	296	447,9	147,9	595,71	300,0	0,33	1,99

Observaciones:

 Los datos de densidad 1,66 g/cm³ y humedad de 17,0%, fueron proporcionados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 314)**

 N° de Muestra: **M-1**

 Profundidad (m): **0,7**

 Zona: **Cantera CH**

 Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**
Clasificación SUCS: CL
Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Asentamiento Inmediato	Inicio	Final
Altura (cm)	20,90	20,73
Diámetro (cm)	10,04	10,08
Humedad (%)	17,00	16,99
Densidad seca (g/cm ³)	1,660	1,660

Velocidad	0,050	(cm/min)
Parámetro "B"	NA	
Presión de celda	150	kPa
Contra presión	0	kPa
Esf. Efect. Inicial	150	kPa

Deformación (%)	F (kN)	σ_{desv} (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	q/p	(σ_1/σ_3)
0,00	0	0	150,0	0,0	150,00	150,0	0,00	1,00
0,05	0,141	18	158,9	8,9	167,80	150,0	0,06	1,12
0,10	0,238	30	165,0	15,0	180,03	150,0	0,09	1,20
0,15	0,305	38	169,2	19,2	188,47	150,0	0,11	1,26
0,20	0,349	44	172,0	22,0	193,99	150,0	0,13	1,29
0,25	0,394	50	174,8	24,8	199,64	150,0	0,14	1,33
0,35	0,466	59	179,3	29,3	208,65	150,0	0,16	1,39
0,50	0,562	71	185,3	35,3	220,63	150,0	0,19	1,47
0,75	0,707	89	194,3	44,3	238,63	150,0	0,23	1,59
1,00	0,840	105	202,5	52,5	255,03	150,0	0,26	1,70
1,25	0,940	117	208,6	58,6	267,23	150,0	0,28	1,78
1,50	1,025	128	213,8	63,8	277,51	150,0	0,30	1,85
1,75	1,089	135	217,6	67,6	285,12	150,0	0,31	1,90
2,00	1,133	140	220,1	70,1	290,22	150,0	0,32	1,93
2,50	1,201	148	223,9	73,9	297,87	150,0	0,33	1,99
3,00	1,245	152	226,2	76,2	302,49	150,0	0,34	2,02
4,00	1,313	159	229,6	79,6	309,15	150,0	0,35	2,06
5,00	1,373	165	232,3	82,3	314,67	150,0	0,35	2,10
6,00	1,429	170	234,8	84,8	319,56	150,0	0,36	2,13
7,00	1,483	174	237,0	87,0	324,08	150,0	0,37	2,16
8,00	1,543	179	239,6	89,6	329,16	150,0	0,37	2,19
9,00	1,592	183	241,4	91,4	332,82	150,0	0,38	2,22
10,00	1,641	186	243,2	93,2	336,35	150,0	0,38	2,24
11,00	1,699	191	245,4	95,4	340,77	150,0	0,39	2,27
12,00	1,737	193	246,4	96,4	342,82	150,0	0,39	2,29
13,00	1,775	195	247,4	97,4	344,77	150,0	0,39	2,30
14,00	1,820	197	248,7	98,7	347,39	150,0	0,40	2,32
15,00	1,860	199	249,7	99,7	349,36	150,0	0,40	2,33
16,00	1,894	201	250,3	100,3	350,59	150,0	0,40	2,34
17,00	1,914	200	250,1	100,1	350,26	150,0	0,40	2,34
18,00	1,936	200	250,0	100,0	350,10	150,0	0,40	2,33

Observaciones:

 Los datos de densidad 1,66 g/cm³ y humedad de 17,0%, fueron proporcionados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

Cód. de Muestra: **Mezcla (CA-S616-113, 314)**
Profundidad (m): **0,7 / 0,6**
Zona: **Cantera CH**
Descripción: **Suelo de baja permeabilidad**

Nº de Muestra: **M-1**

Clasificación SUCS: **CL**

Estado : Remoldeado al 95% de la Max. Densidad Seca (1,747 g/cm³), y Opt. Contenido Humedad (17,0 %)

Panel Fotográfico



Espécimen 150 kPa



Espécimen 300 kPa



Espécimen 600 kPa



Espécimen 150, 300 y 600 kPa

Observaciones:

Los datos de densidad 1,66 g/cm³ y humedad de 17,0%, fueron proporcionados por el solicitante.

Los parámetros de resistencia cortante reportados podrían ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional competente en geotecnia.

Las muestras han sido proporcionadas e identificadas por el solicitante

DESCRIPCION GENERAL

Cód. de Muestra: **200-513P-161121** Nº de Muestra: **M-1**
Profundidad (m): **2.0 - 5.0**
Zona: **Cantera B**
Descripción: **Suelo de Baja Permeabilidad**

CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN

SUCS	SC
Masa (g)	1201.77
Diámetro (cm)	7.11
Altura (cm)	14.22
Relación de Vacíos	0.37
Densidad Húmeda (g/cm^3)	2.12
95% MDS (g/cm^3)	1.88
Contenido de Humedad (%)	12.40%
Grado de Saturación (%)	88.40%



Muestra: **M-1** CH: **12.40%**
γ: **0.00008%**

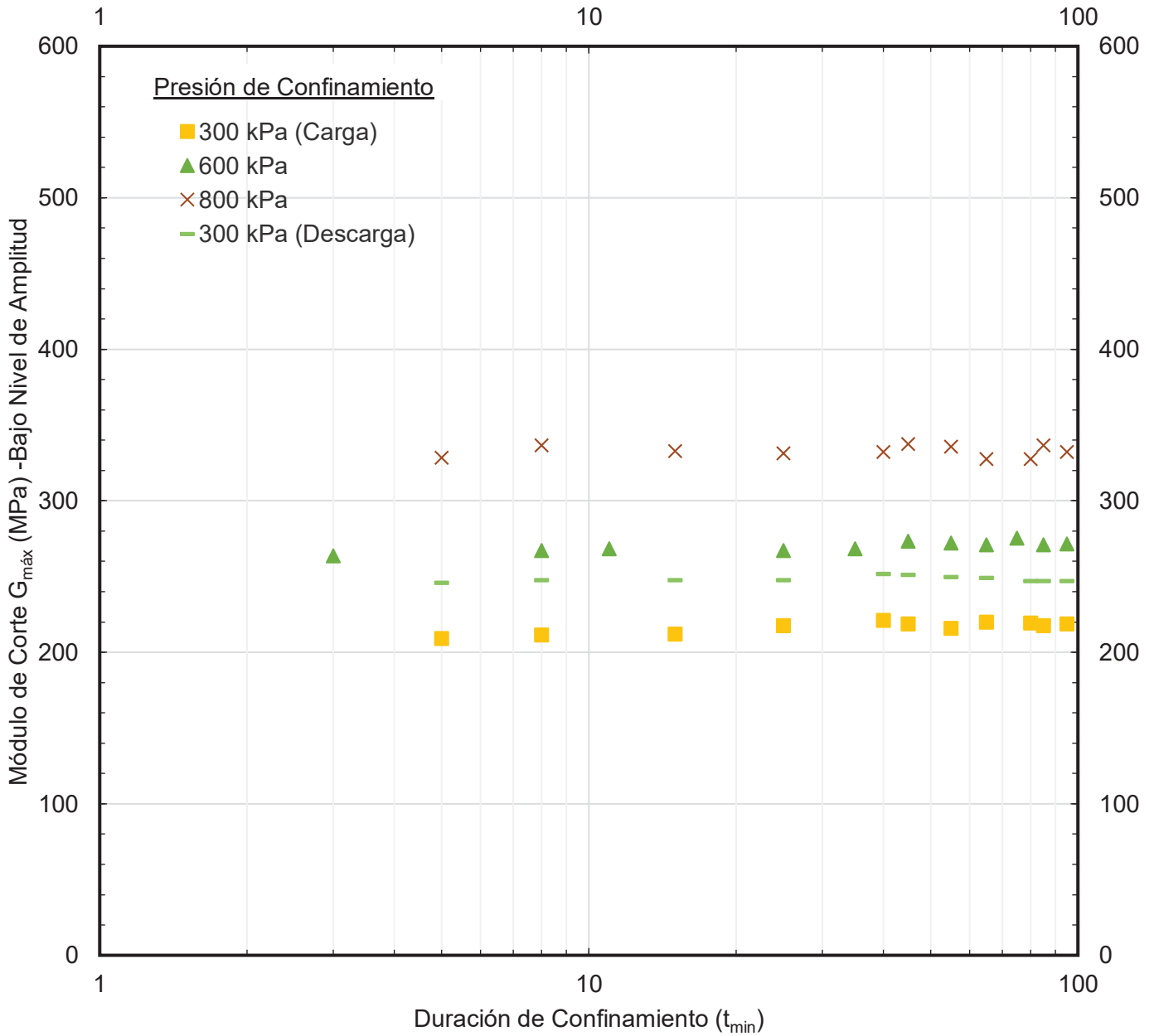


Figura 1: Gráfico entre Módulo de Corte máximo y Duración de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: **M-1** CH: **12.40%**
γ: **0.00008%**

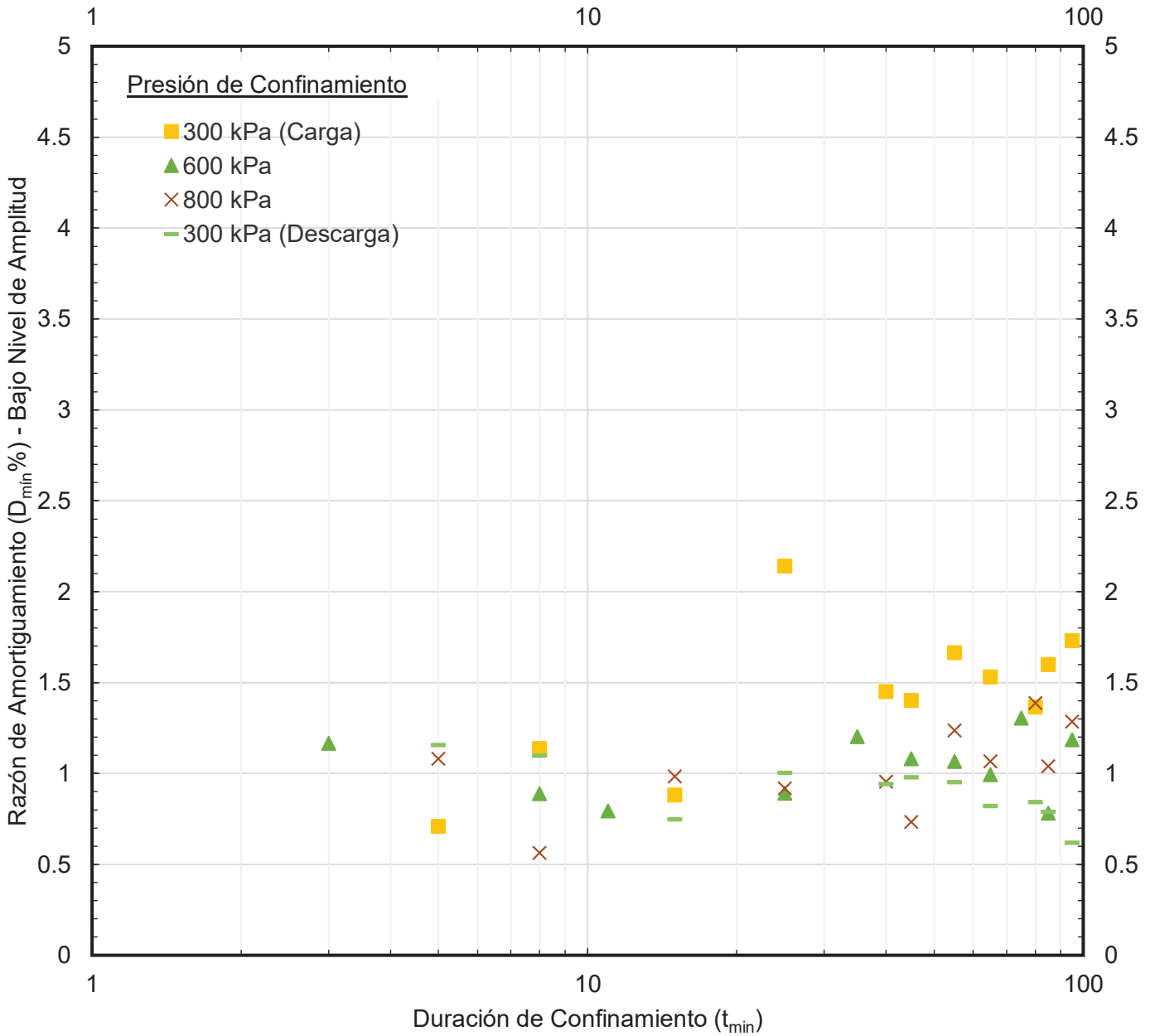


Figura 2: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento mínimo y Duración de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: **M-1** CH: **12.40%**
γ: **0.00008%**

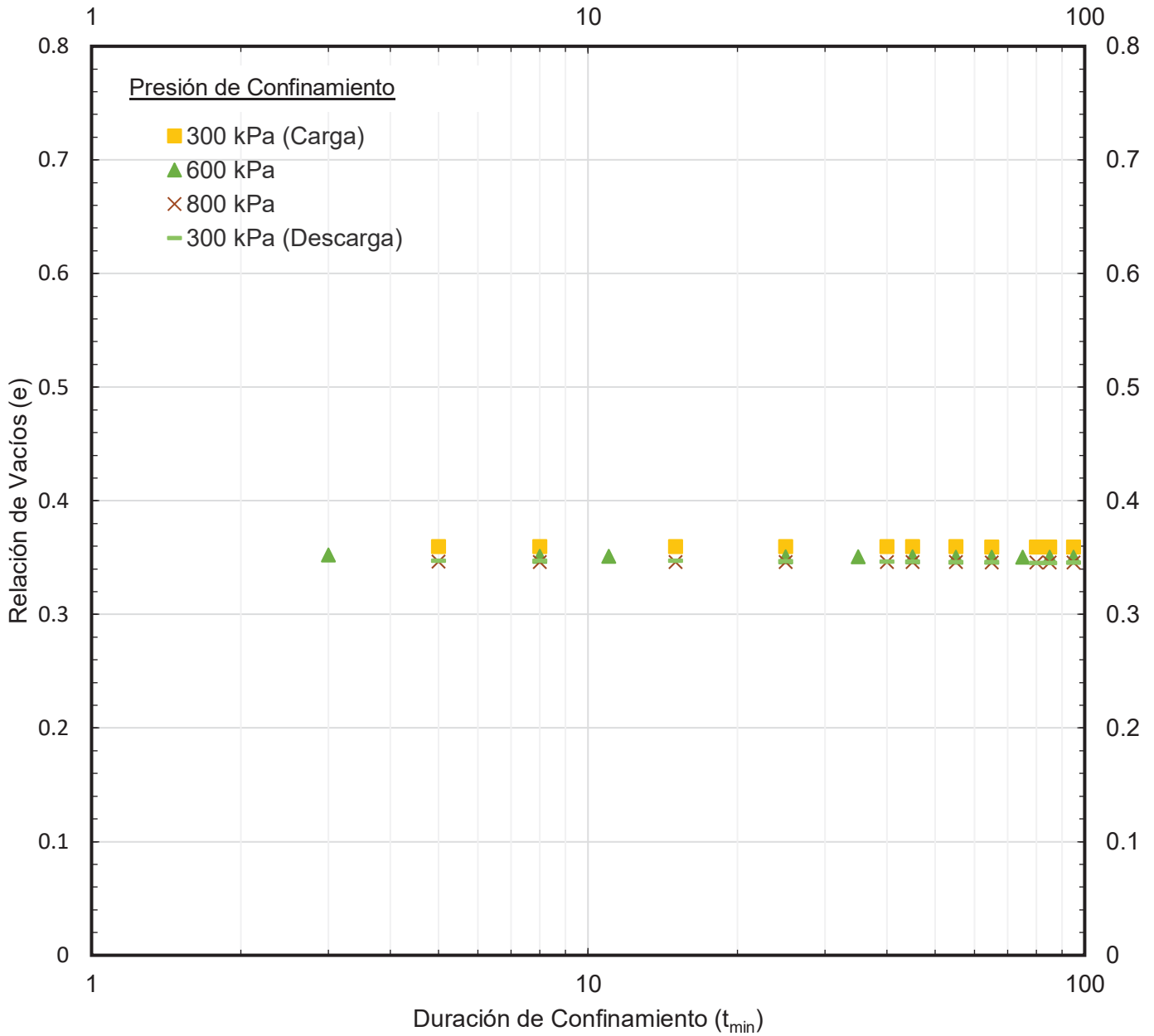


Figura 3: Gráfico entre Relación de Vacíos y Duración de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: M-1	CH: 12.40%
Tiempo 100 min /σ	γ: 0.00008%

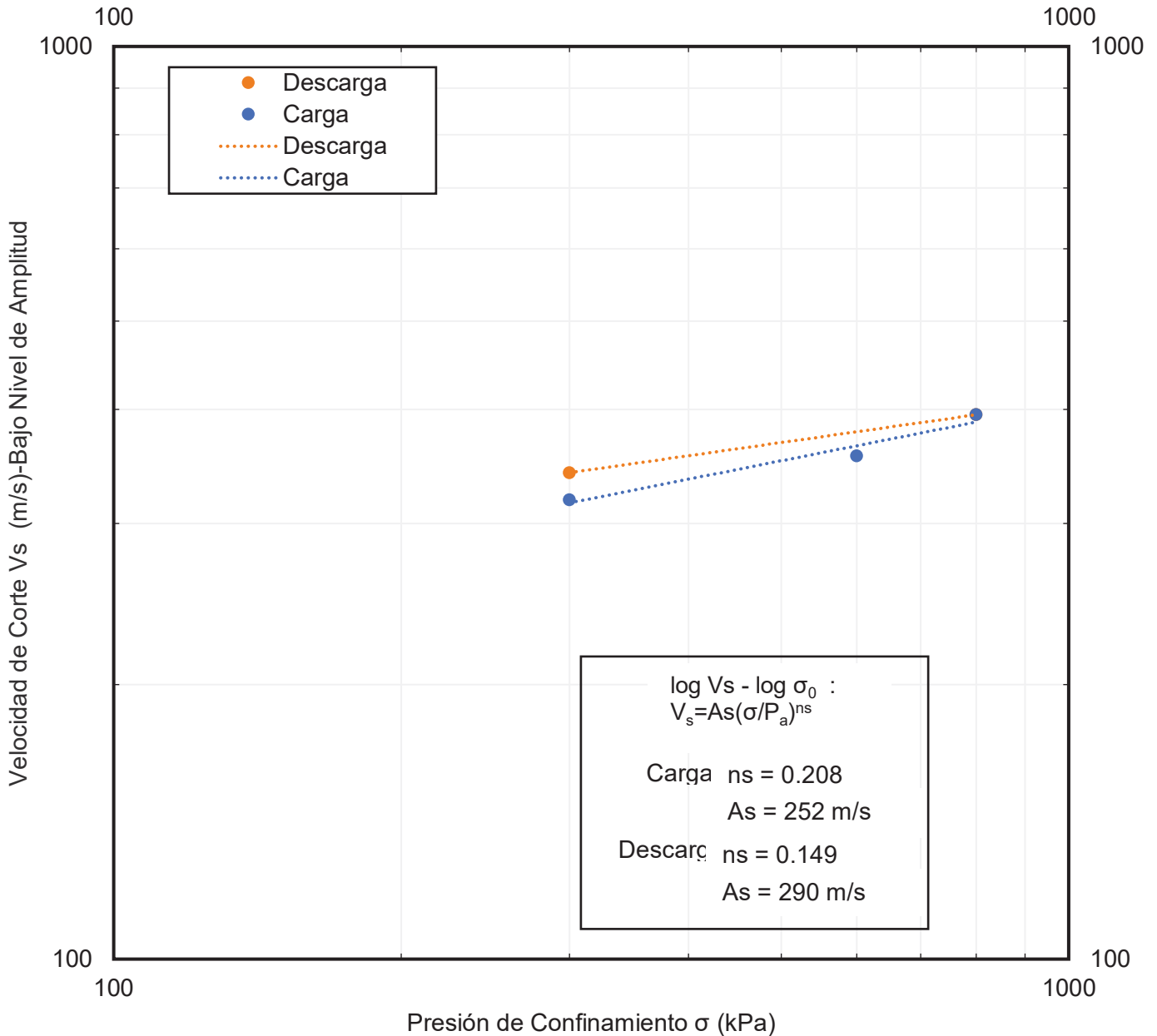


Figura 4: Gráfico entre Velocidad de Corte a bajo nivel de amplitud y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: M-1	CH: 12.40%
Tiempo 100 min /σ	γ: 0.00008%

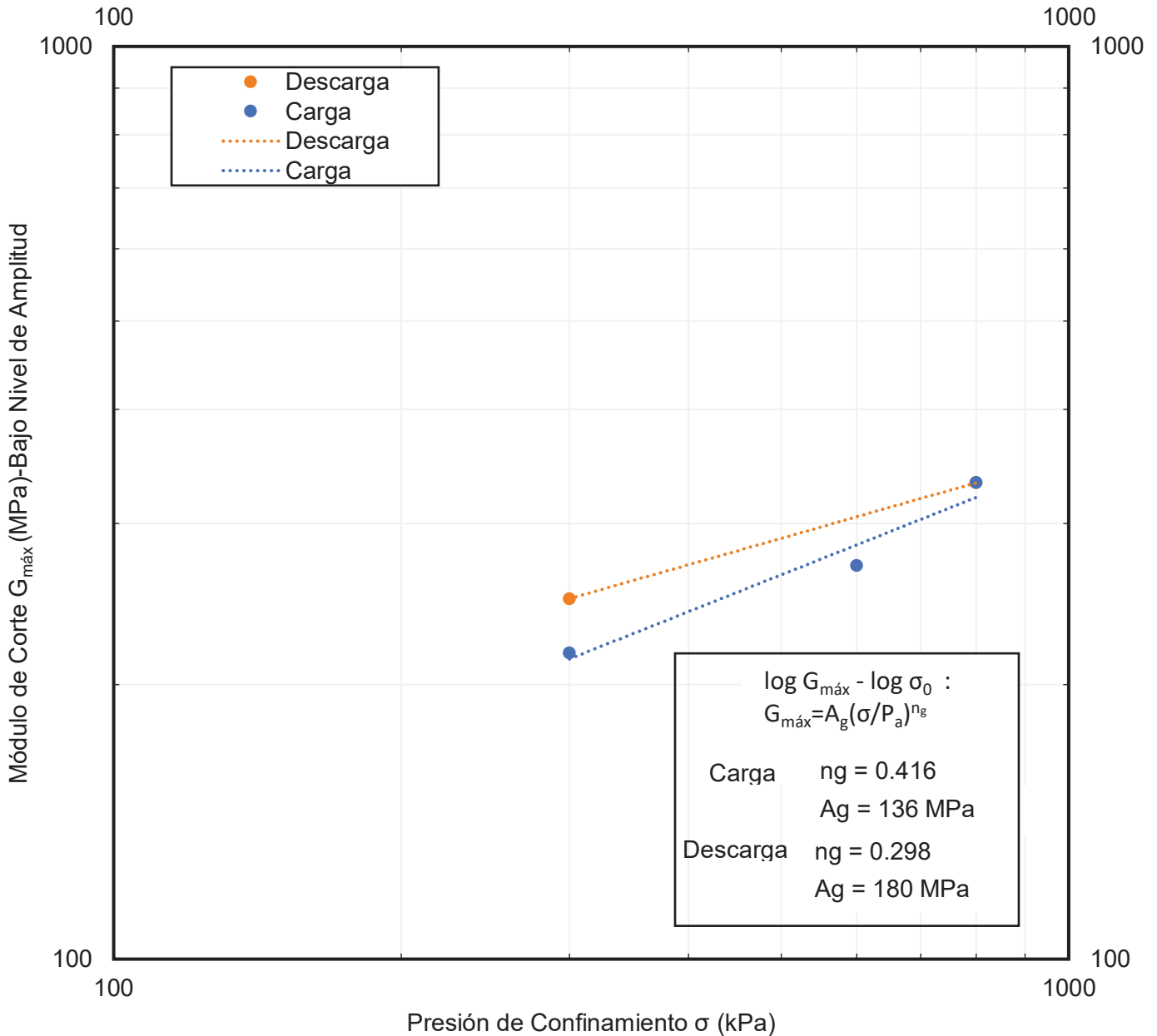


Figura 5: Gráfico entre Módulo de Corte máximo y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: M-1	CH: 12.40%
Tiempo 100 min /σ	γ : 0.00008%

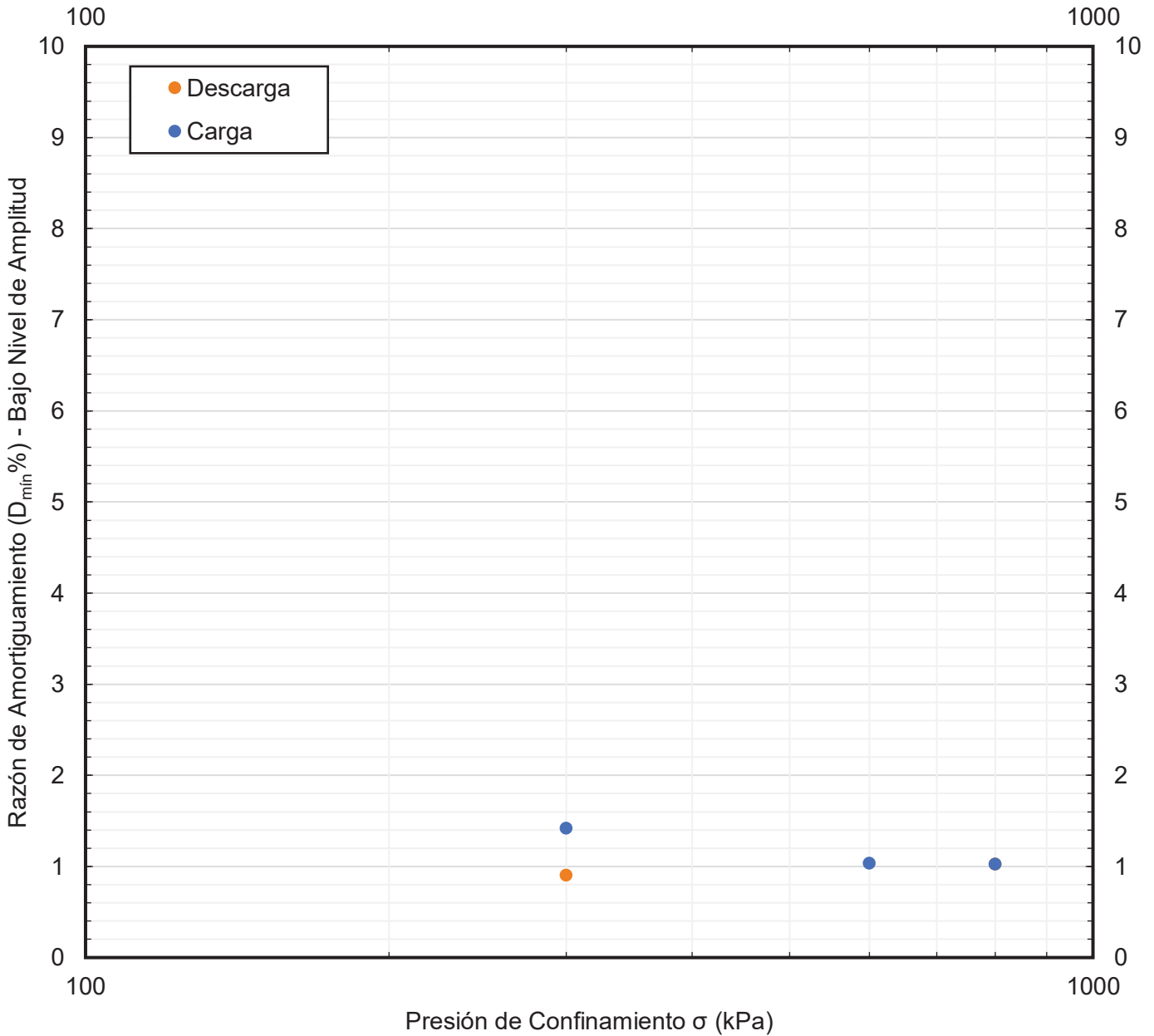


Figura 6: Gráfico entre Razon de Amortiguamiento mínimo y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: M-1	CH: 12.40%
Tiempo 100 min /σ	γ : 0.00008%

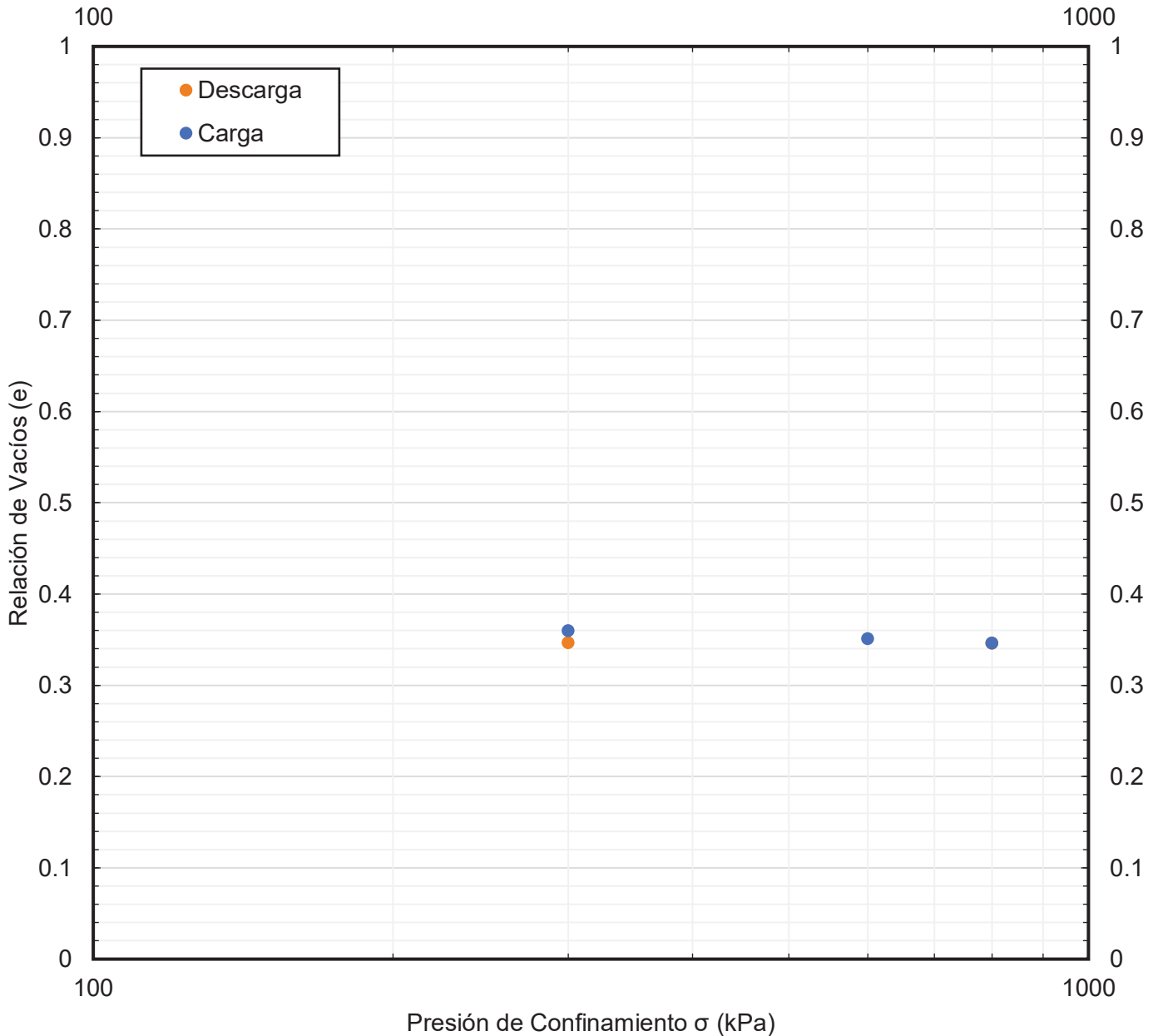


Figura 7: Gráfico entre Relación de Vacíos y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

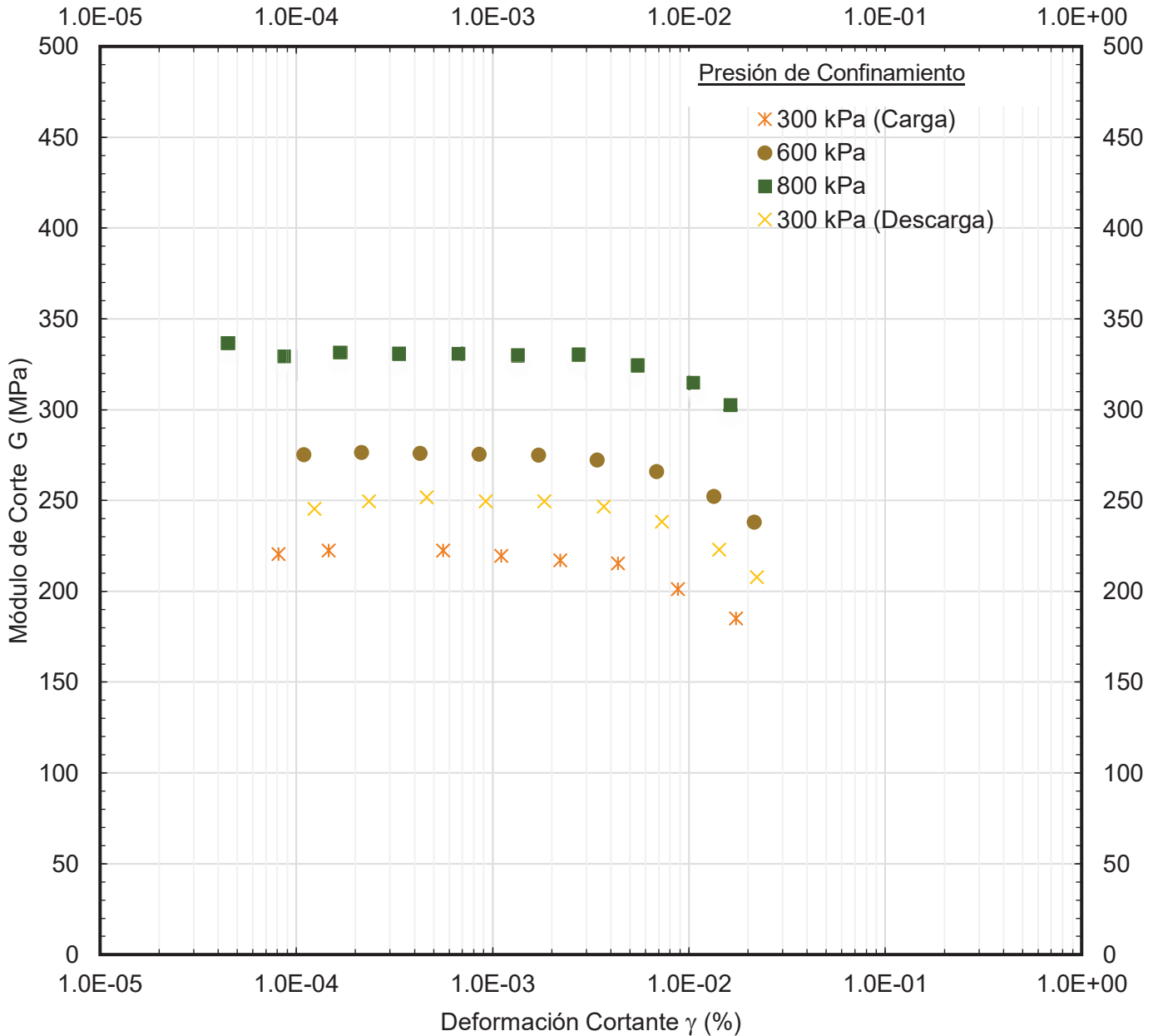


Figura 8: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante para cada nivel de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

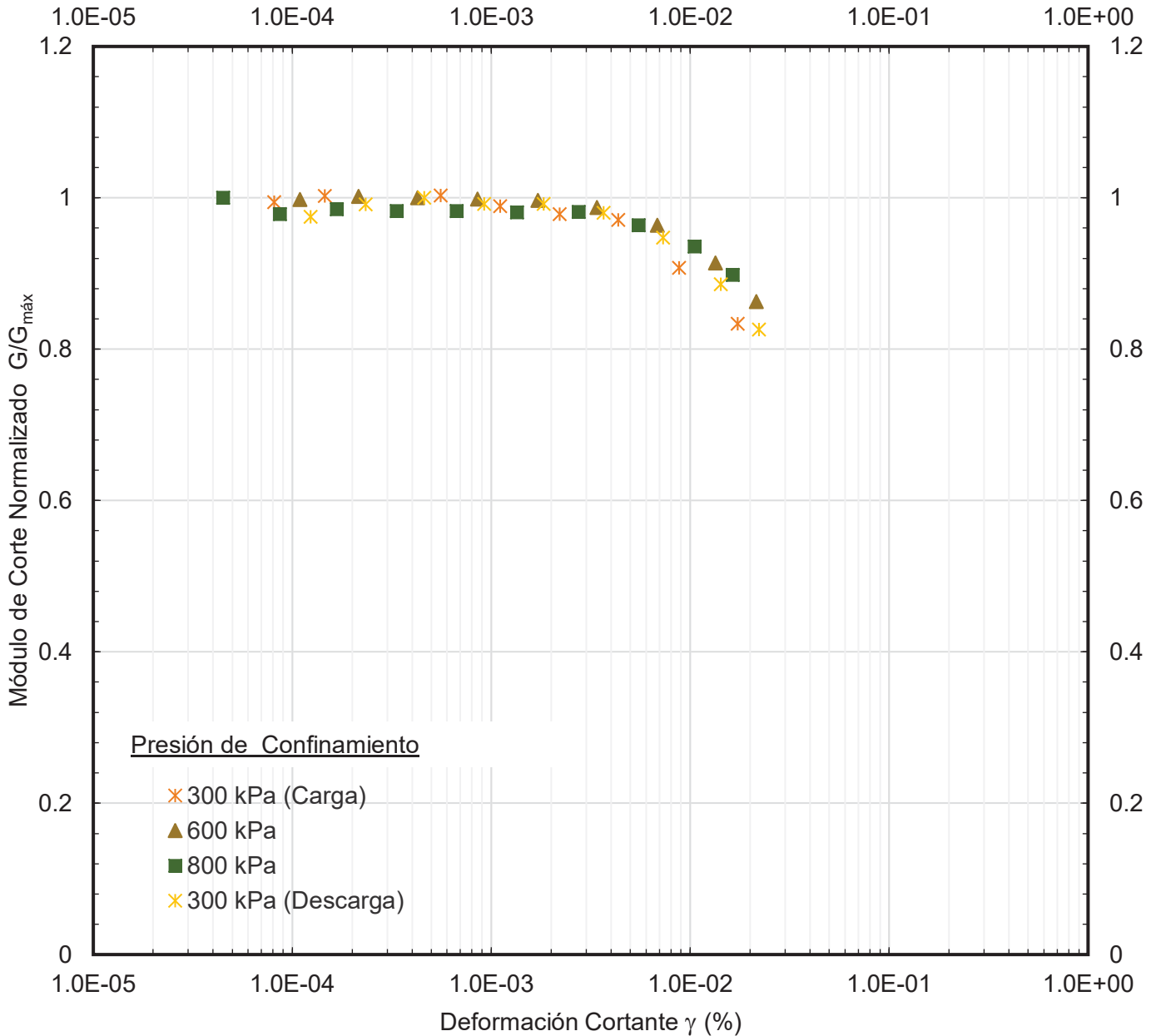


Figura 9: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante para cada nivel de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: **12.40%**

Muestra: **M-1**
Tiempo **100 min / σ**

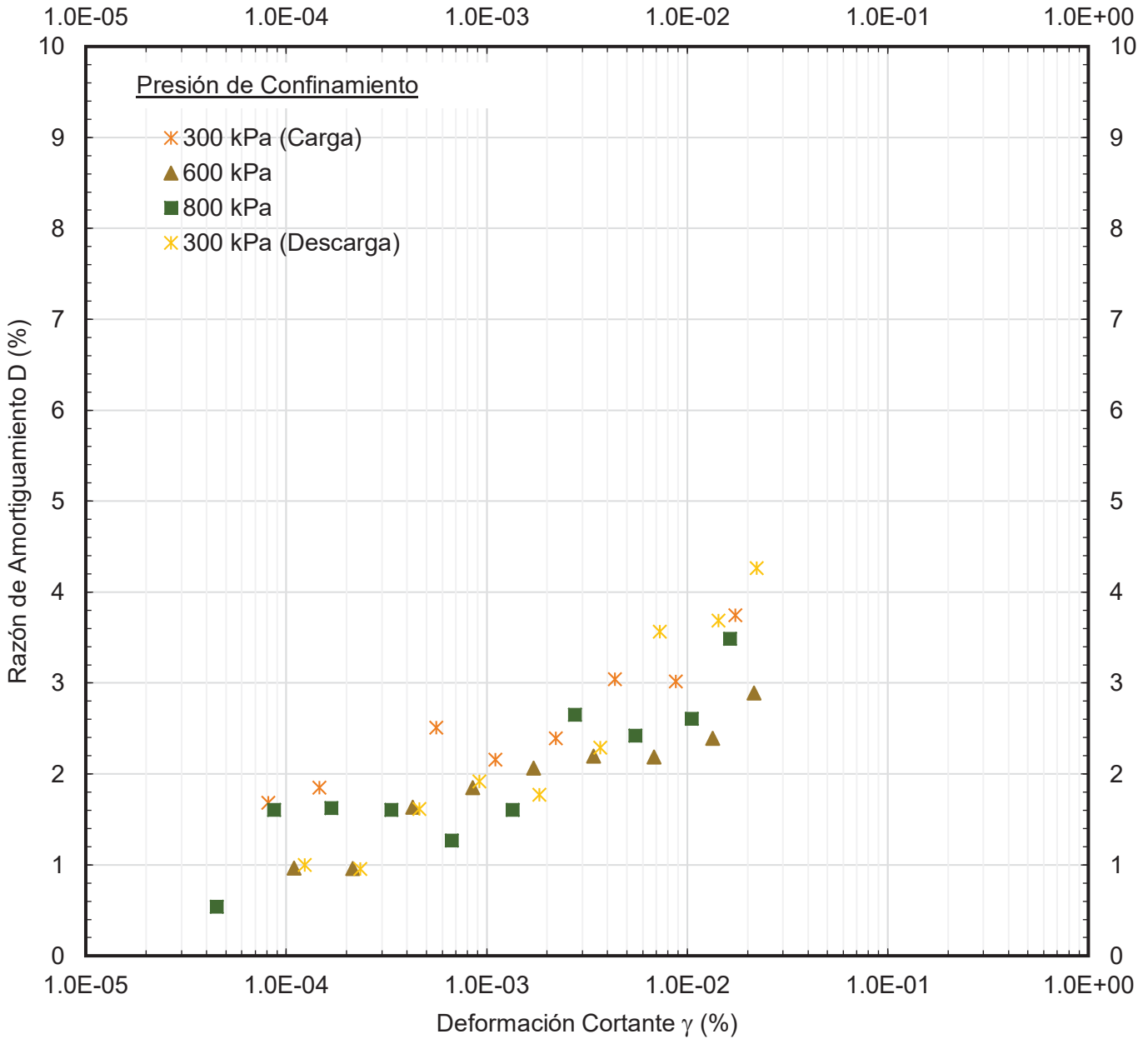


Figura 10: Gráfico entre Razon de Amortiguamiento y Deformación Cortante para cada nivel de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

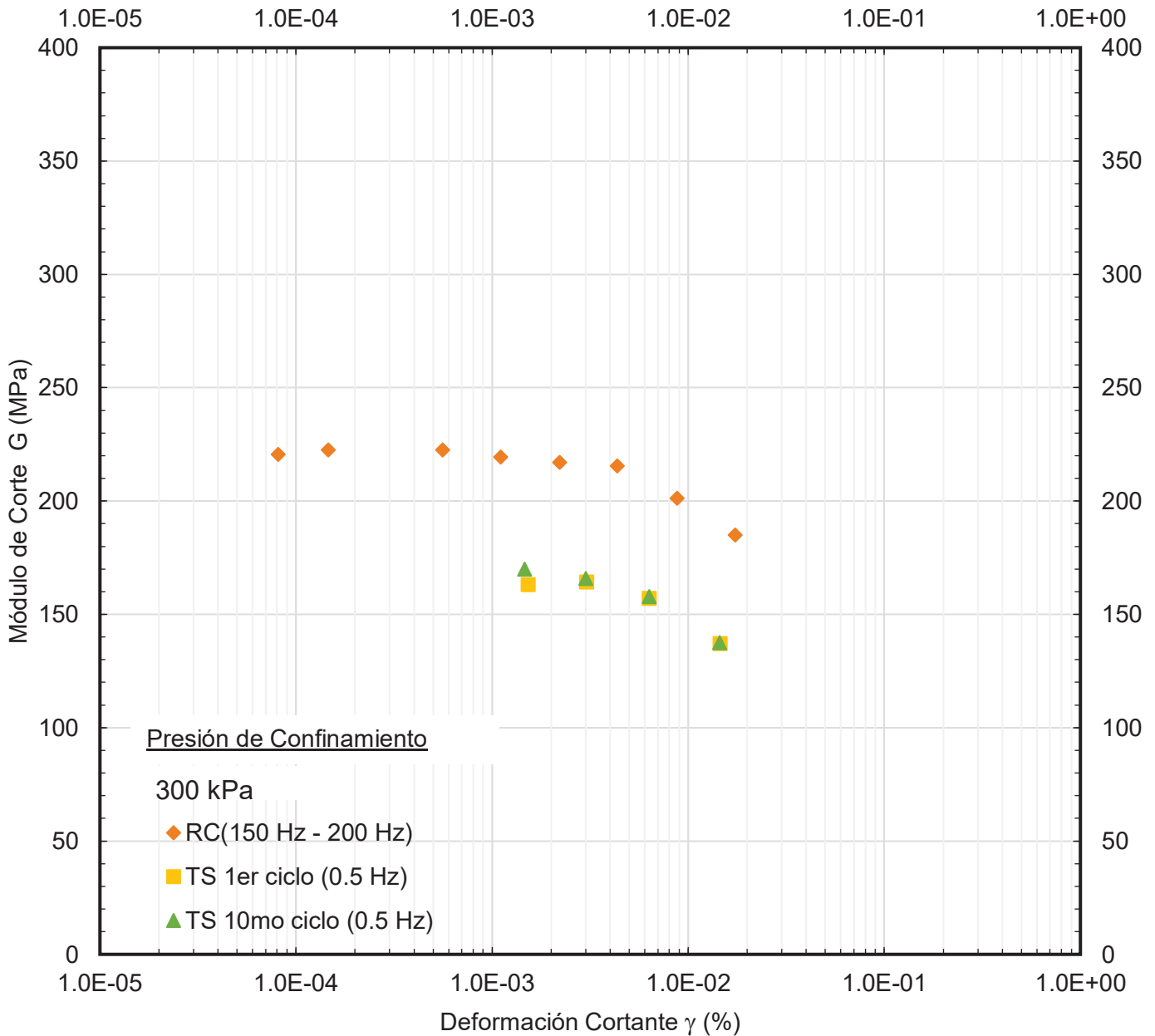


Figura 11: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 607 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

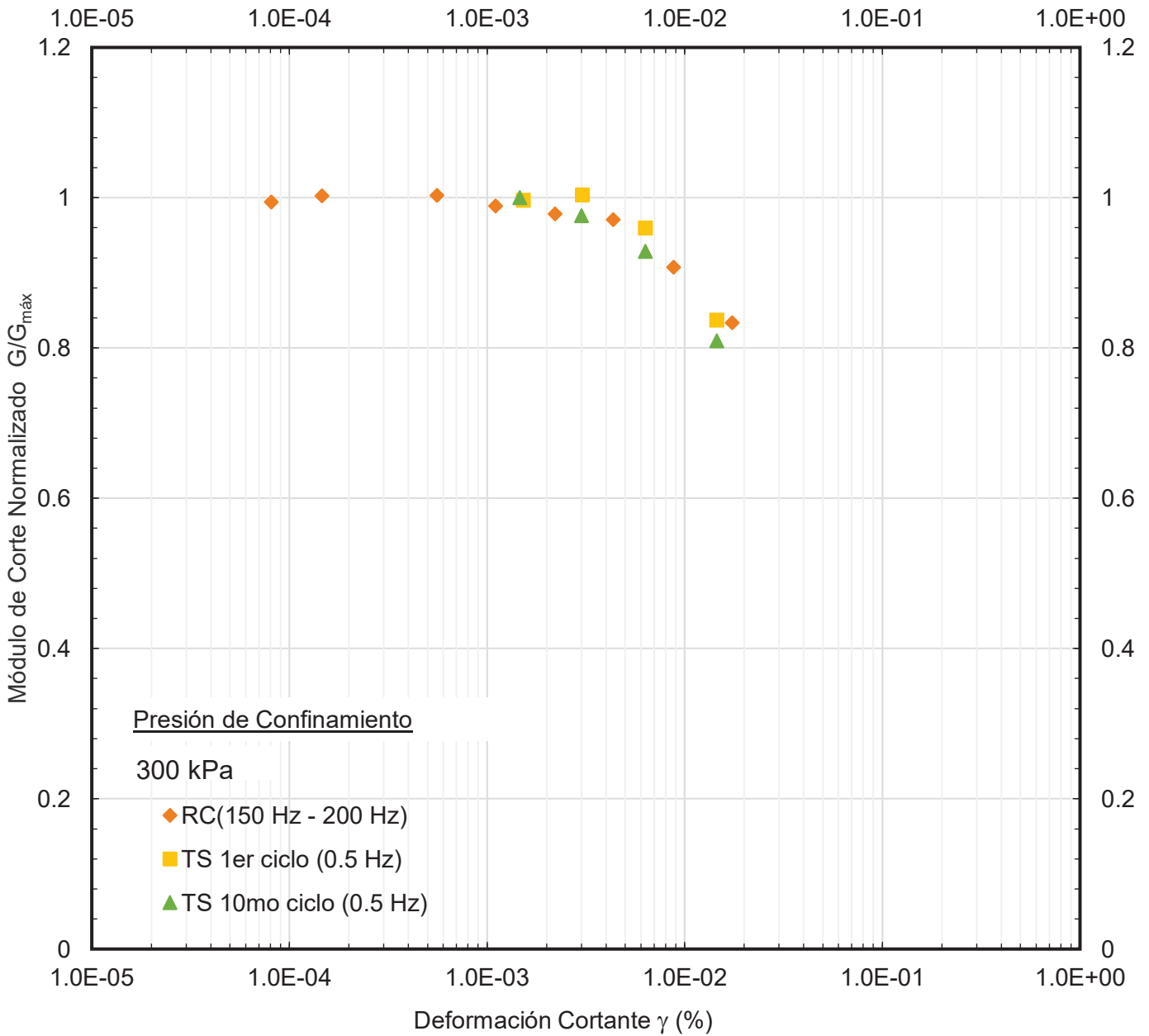


Figura 12: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 607 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

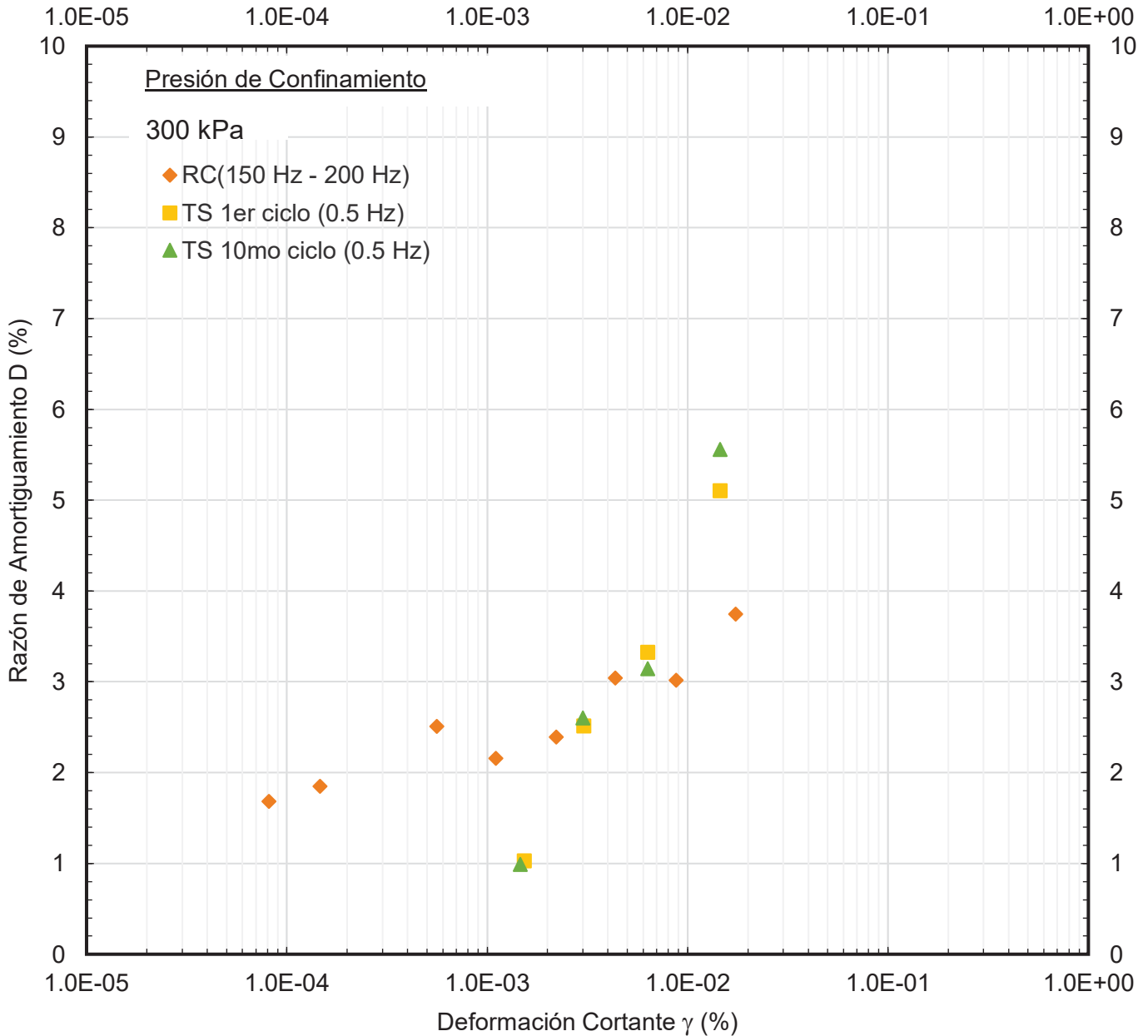


Figura 13: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 607 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

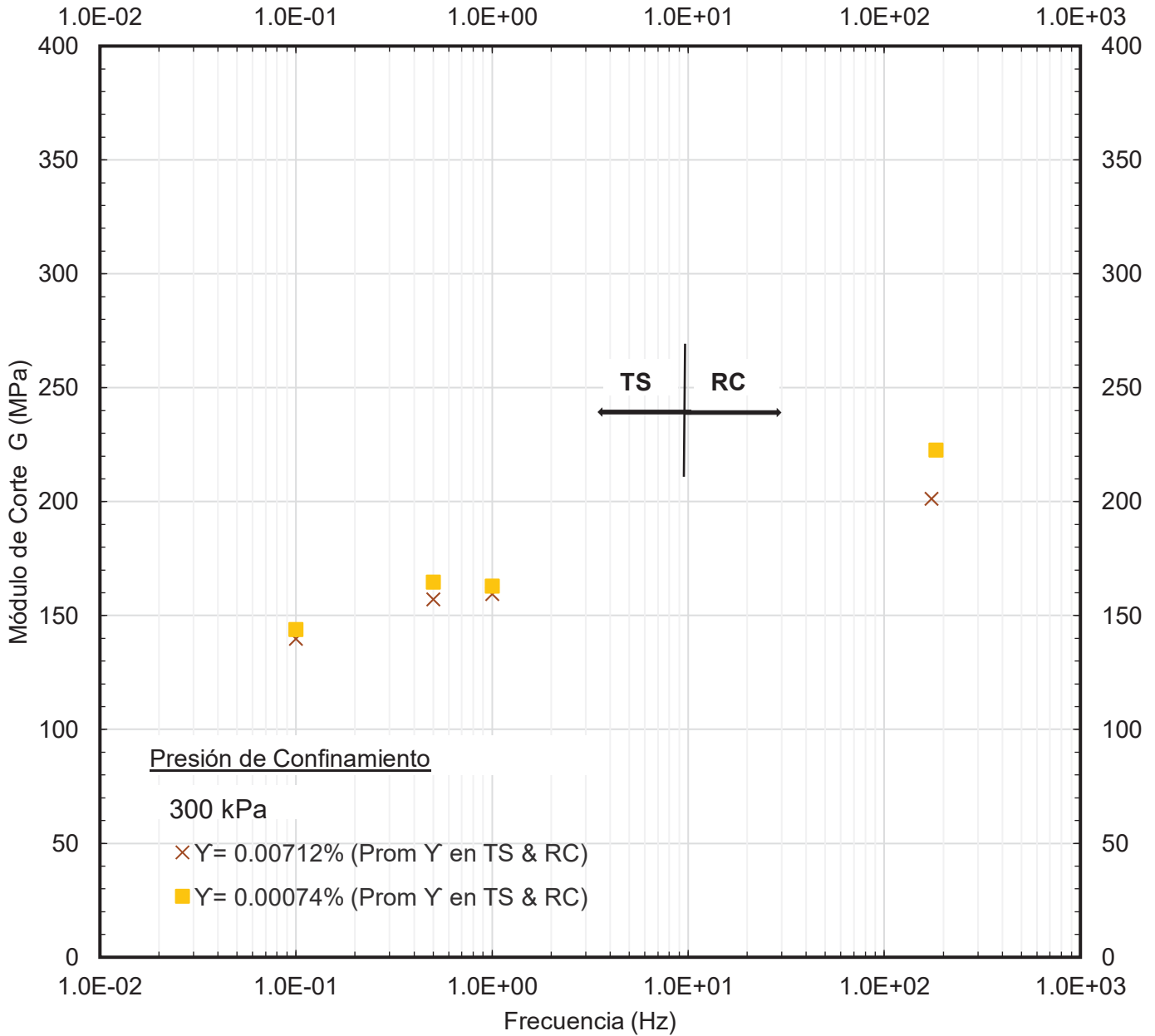


Figura 14: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 607 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

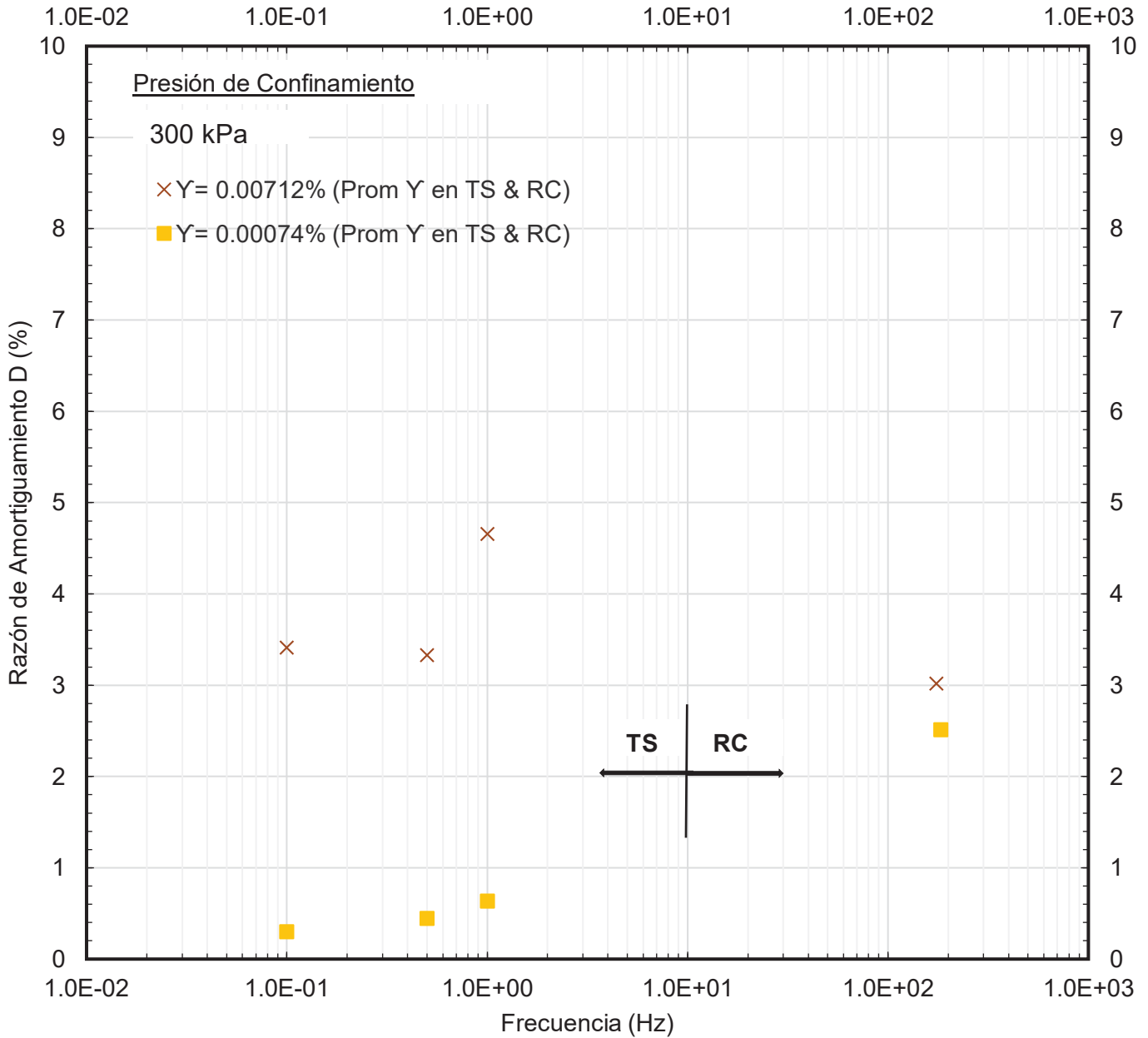


Figura 15: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 607 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

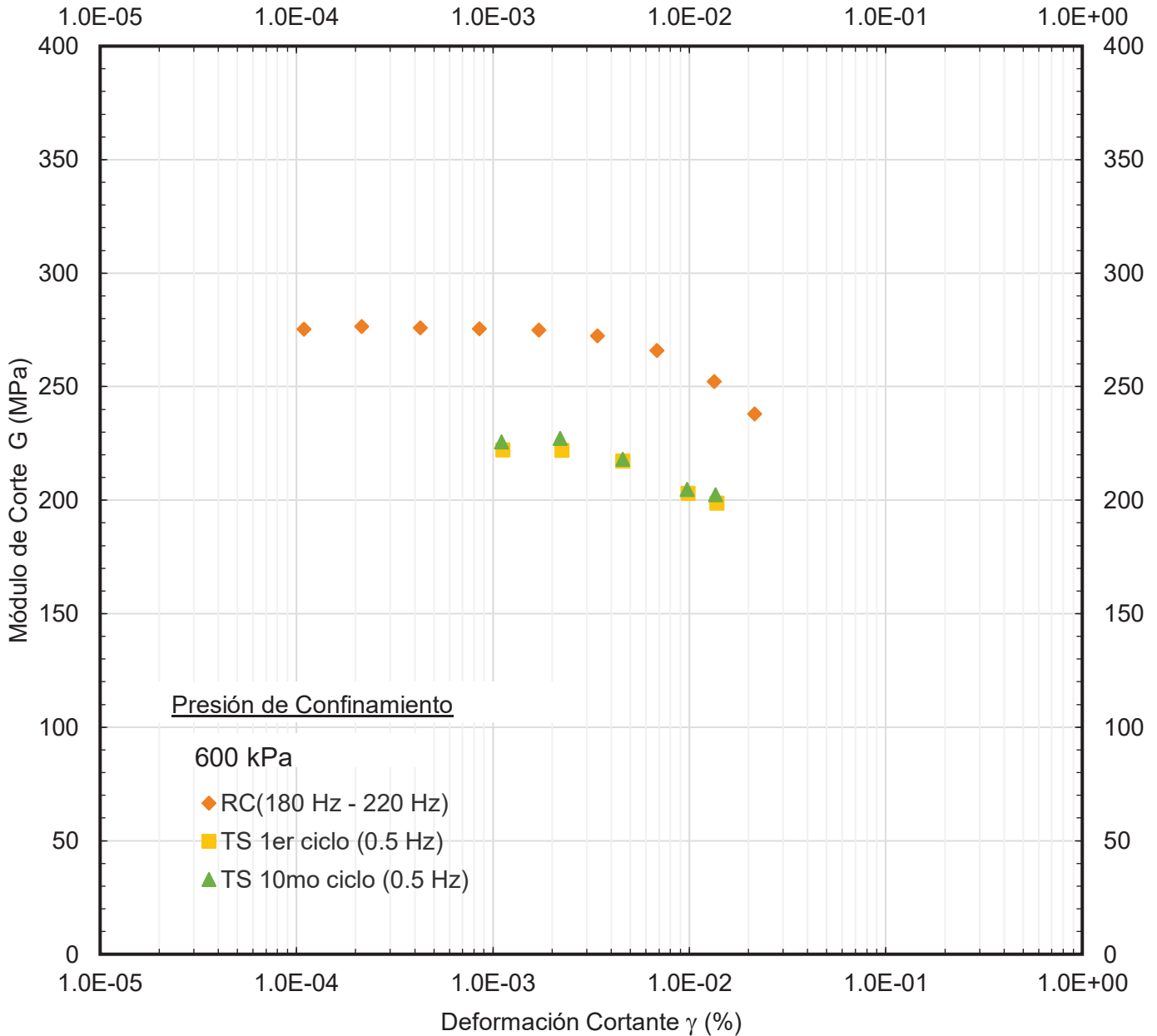


Figura 16: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

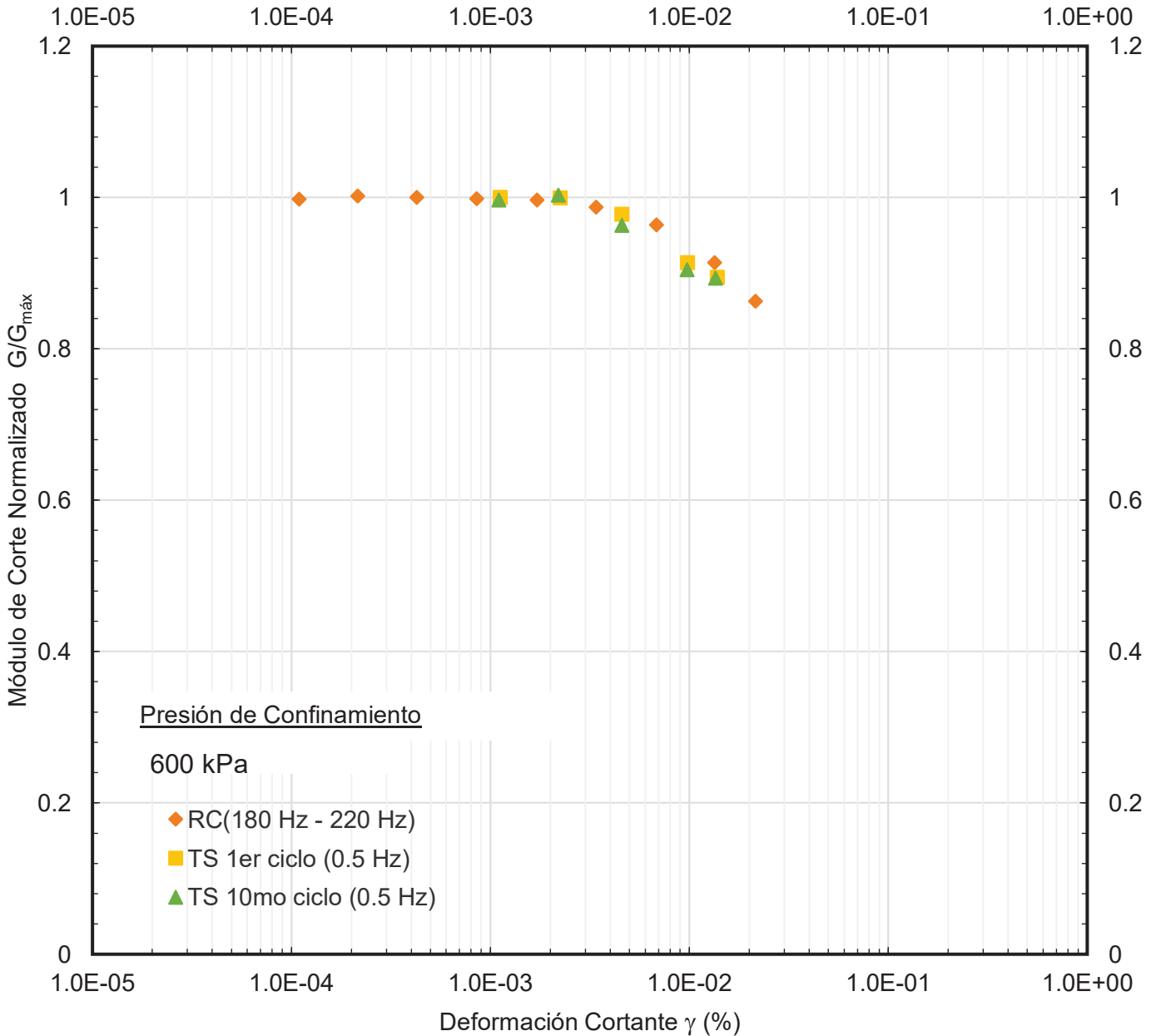


Figura 17: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

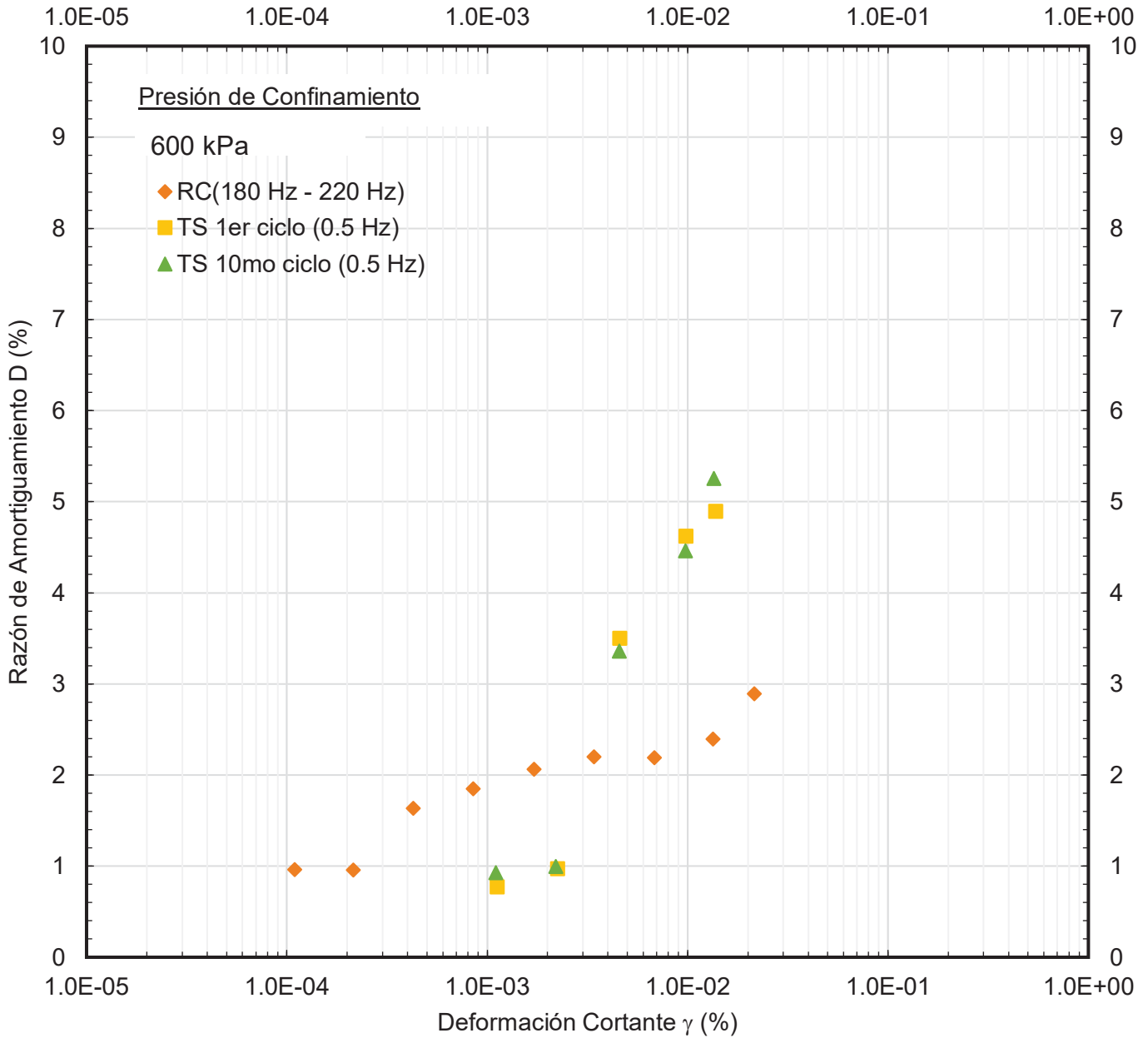


Figura 18: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

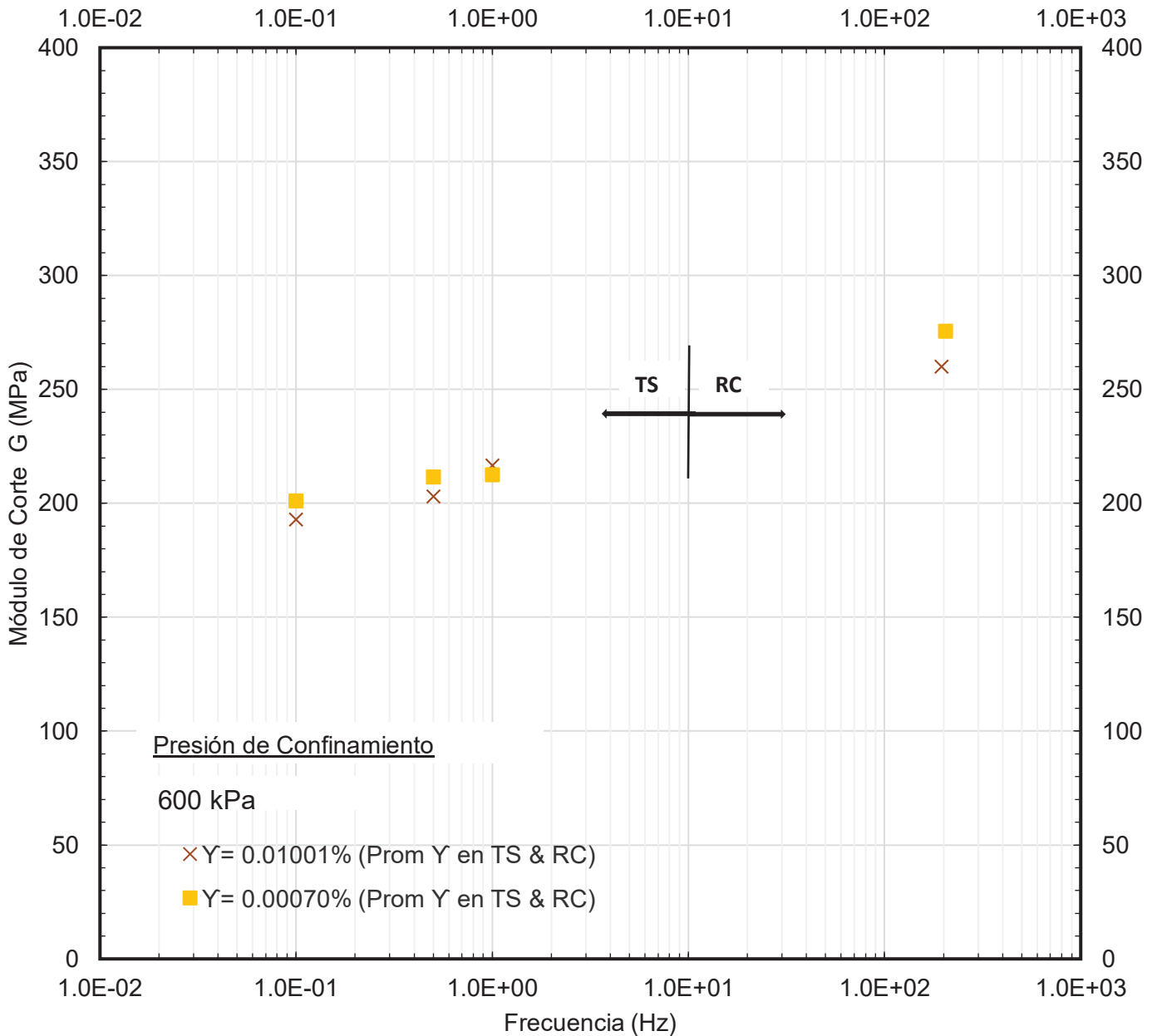


Figura 19: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

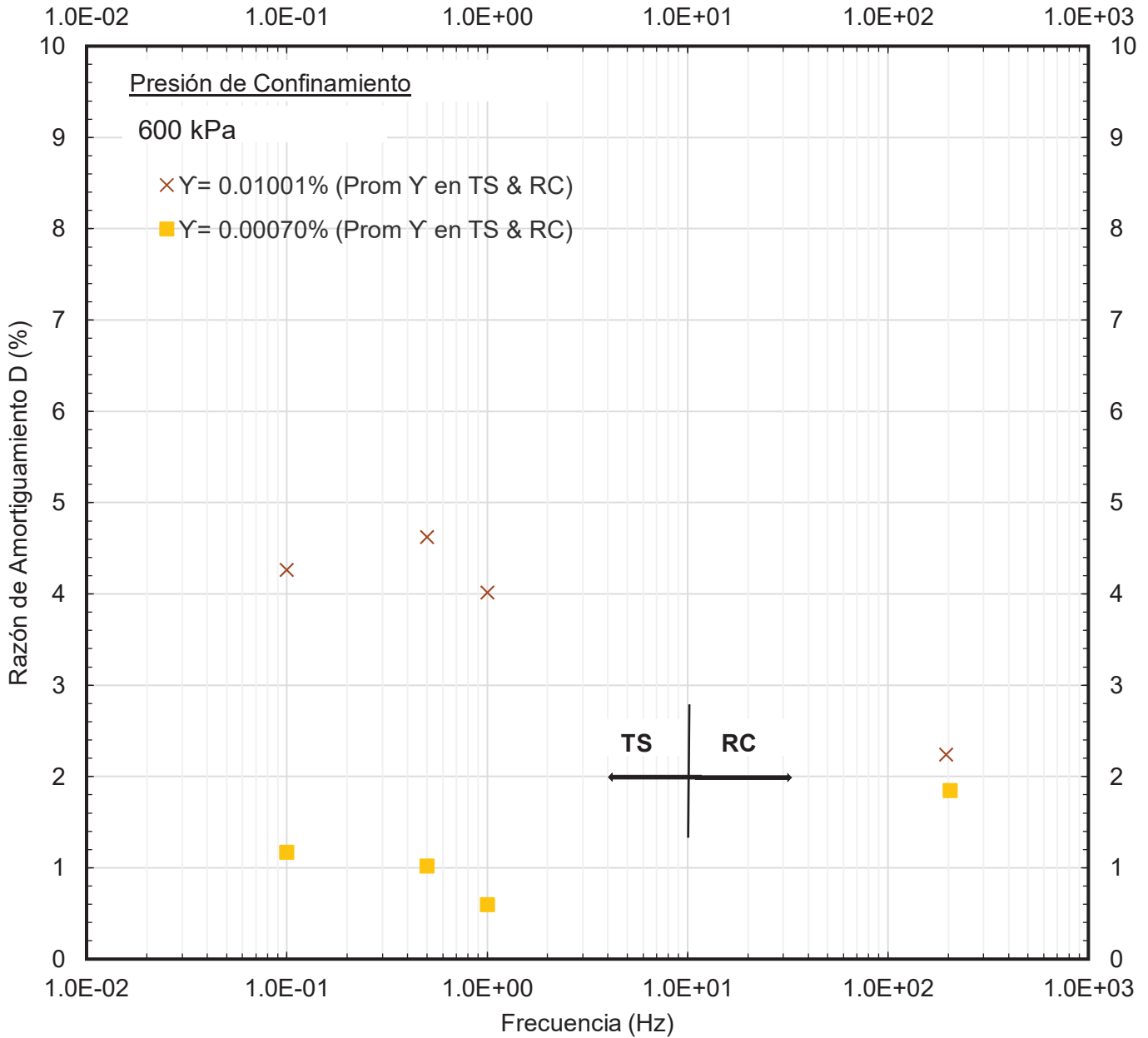


Figura 20: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

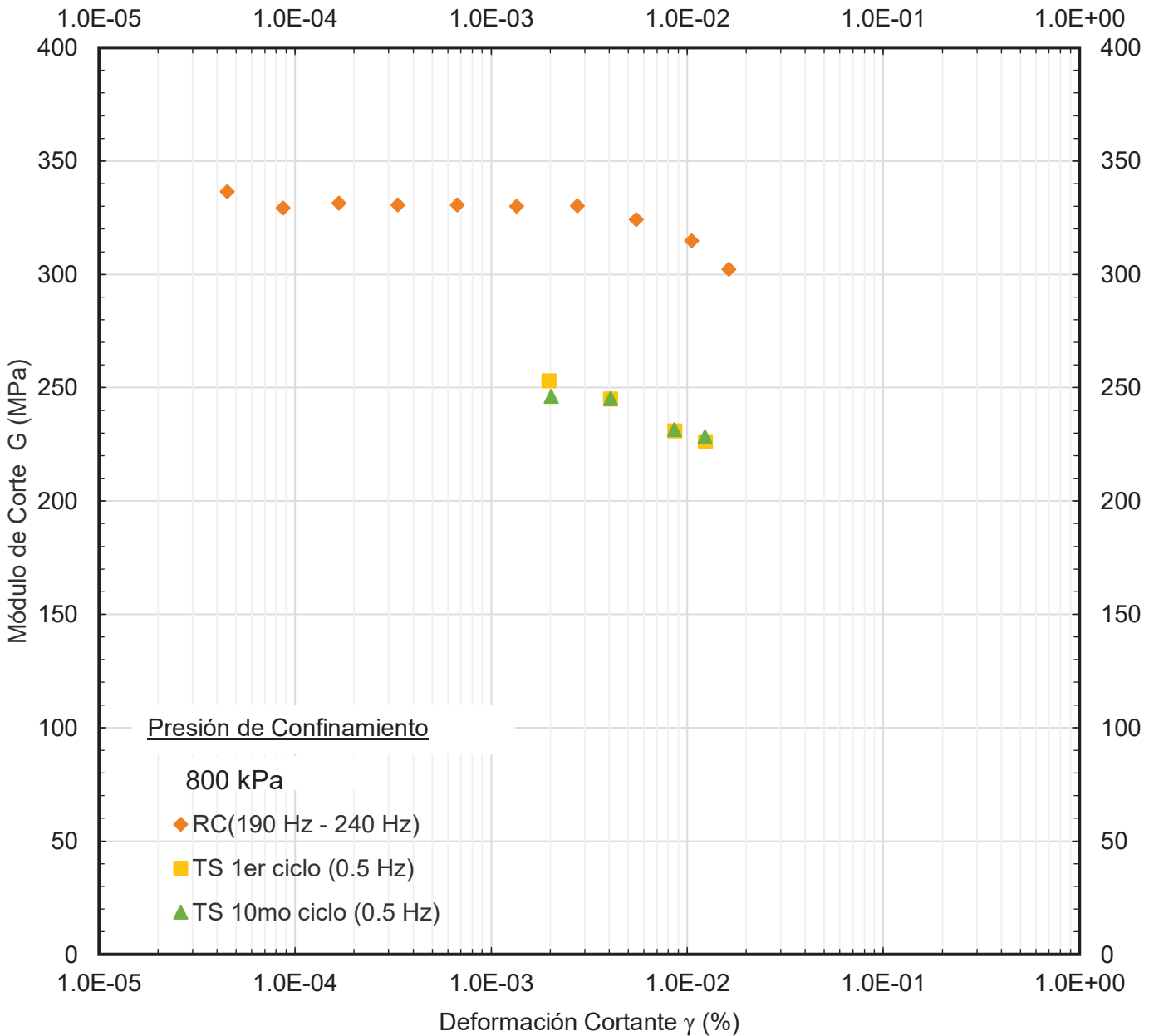


Figura 21: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

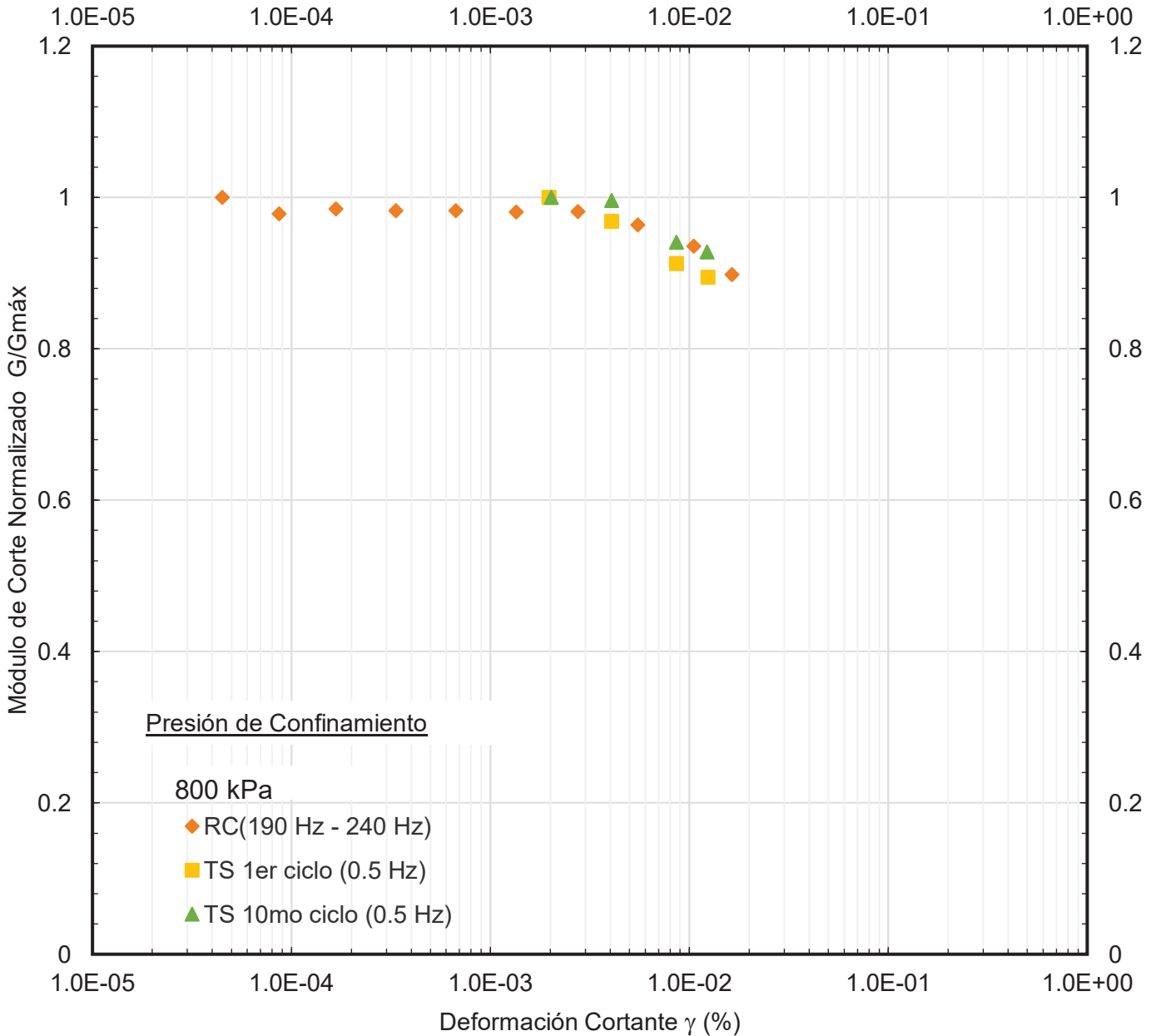


Figura 22: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

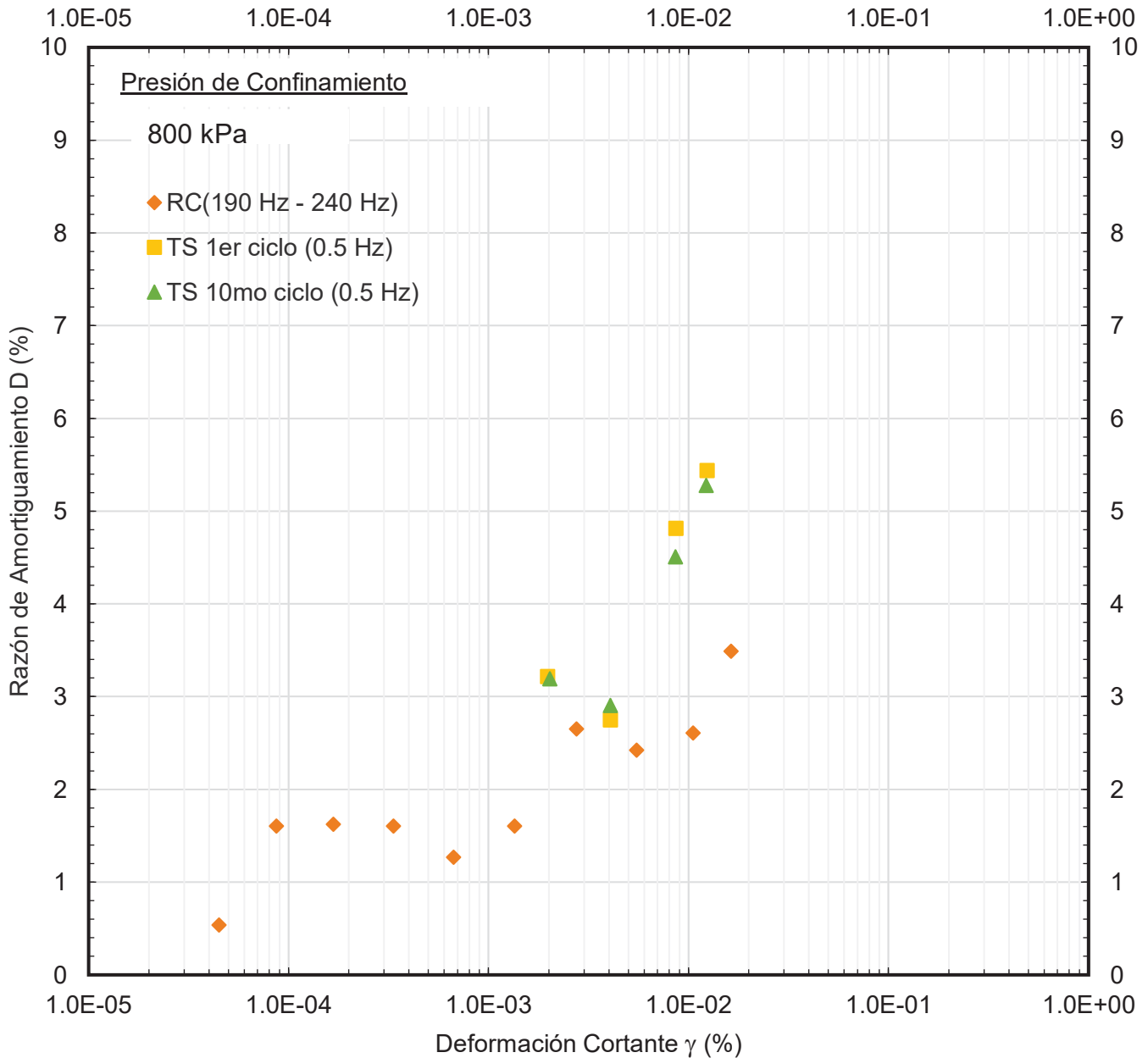


Figura 23: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

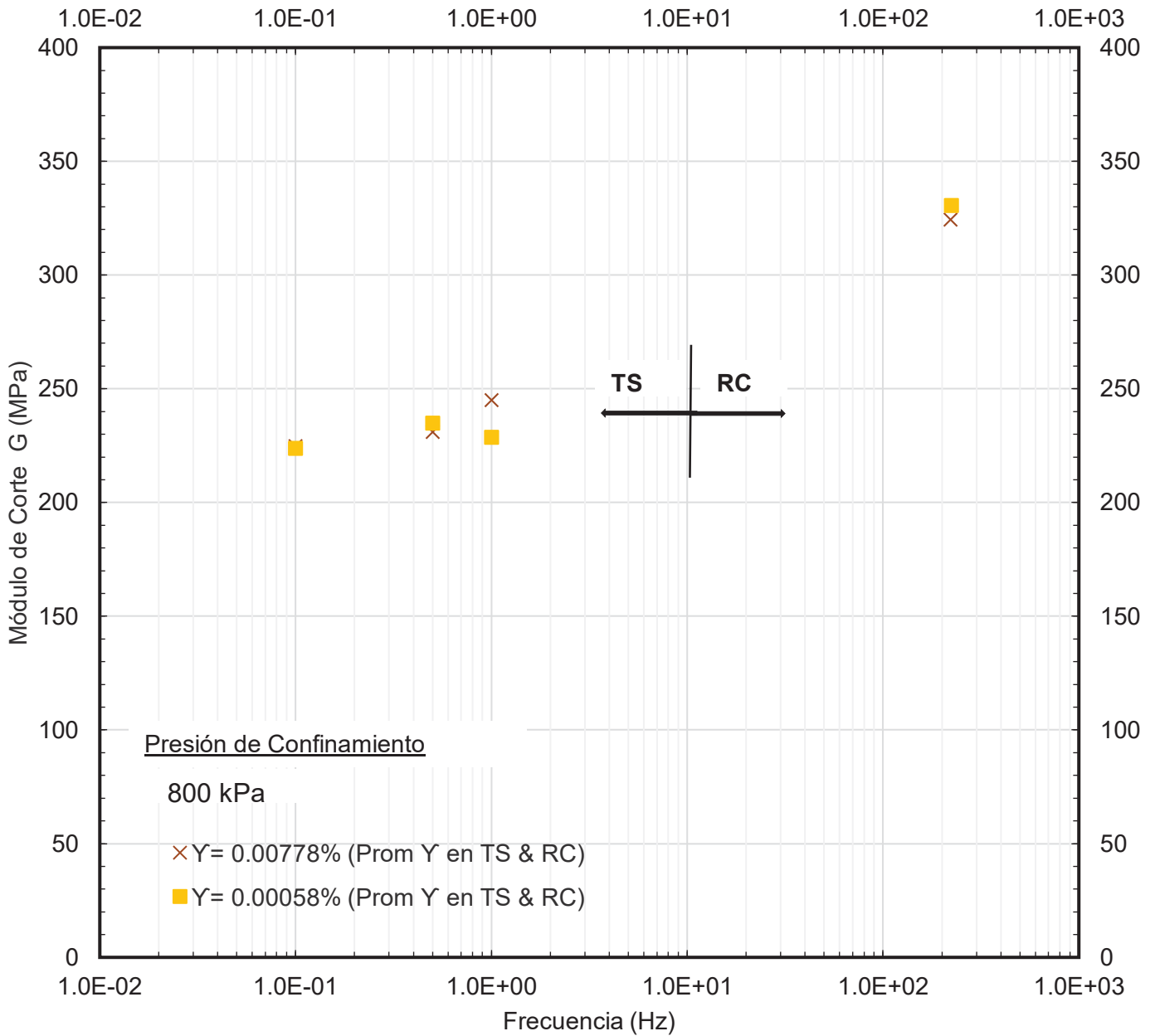


Figura 24: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

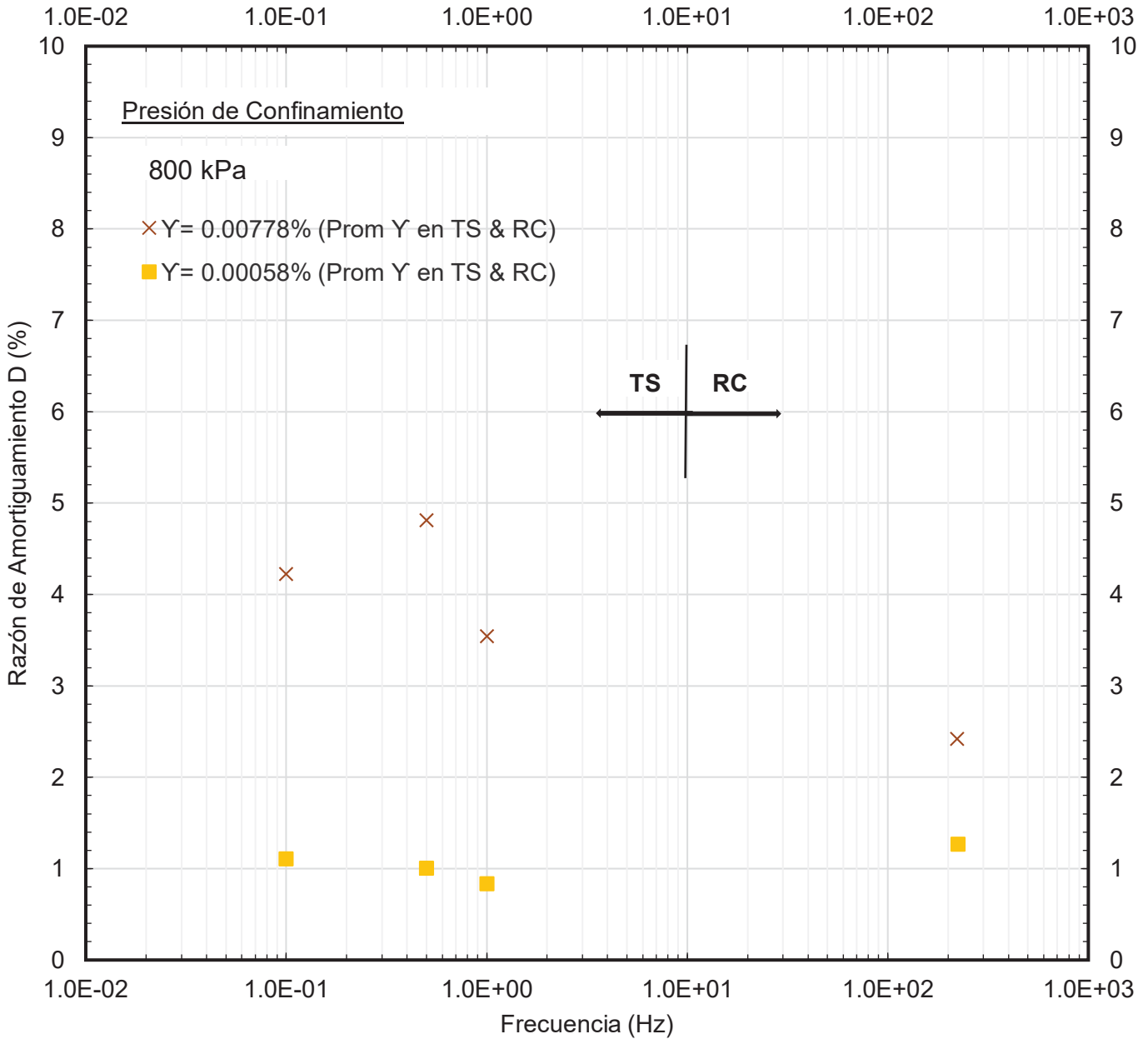


Figura 25: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

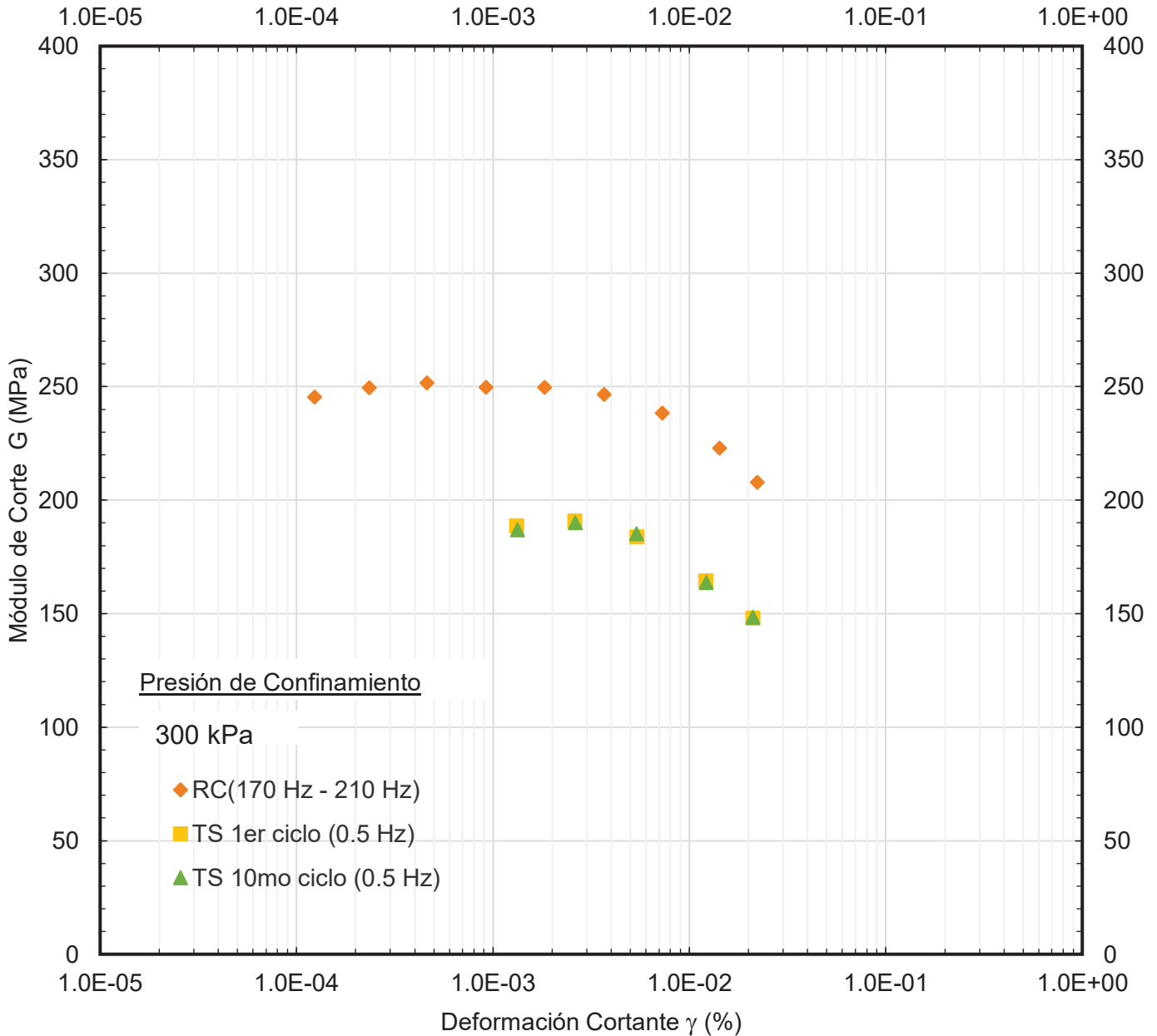


Figura 26: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 607 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

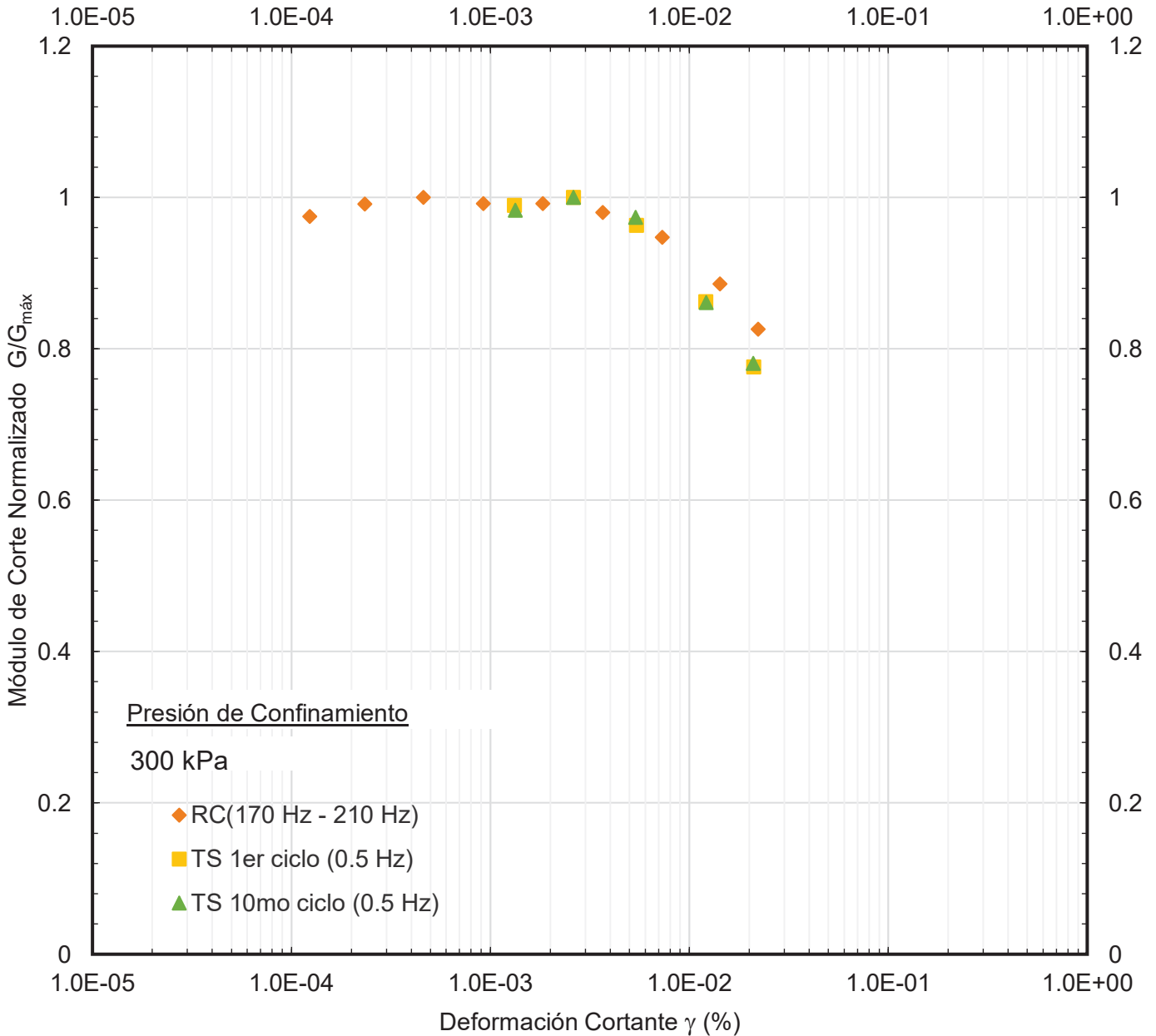


Figura 27: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 607 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de Descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

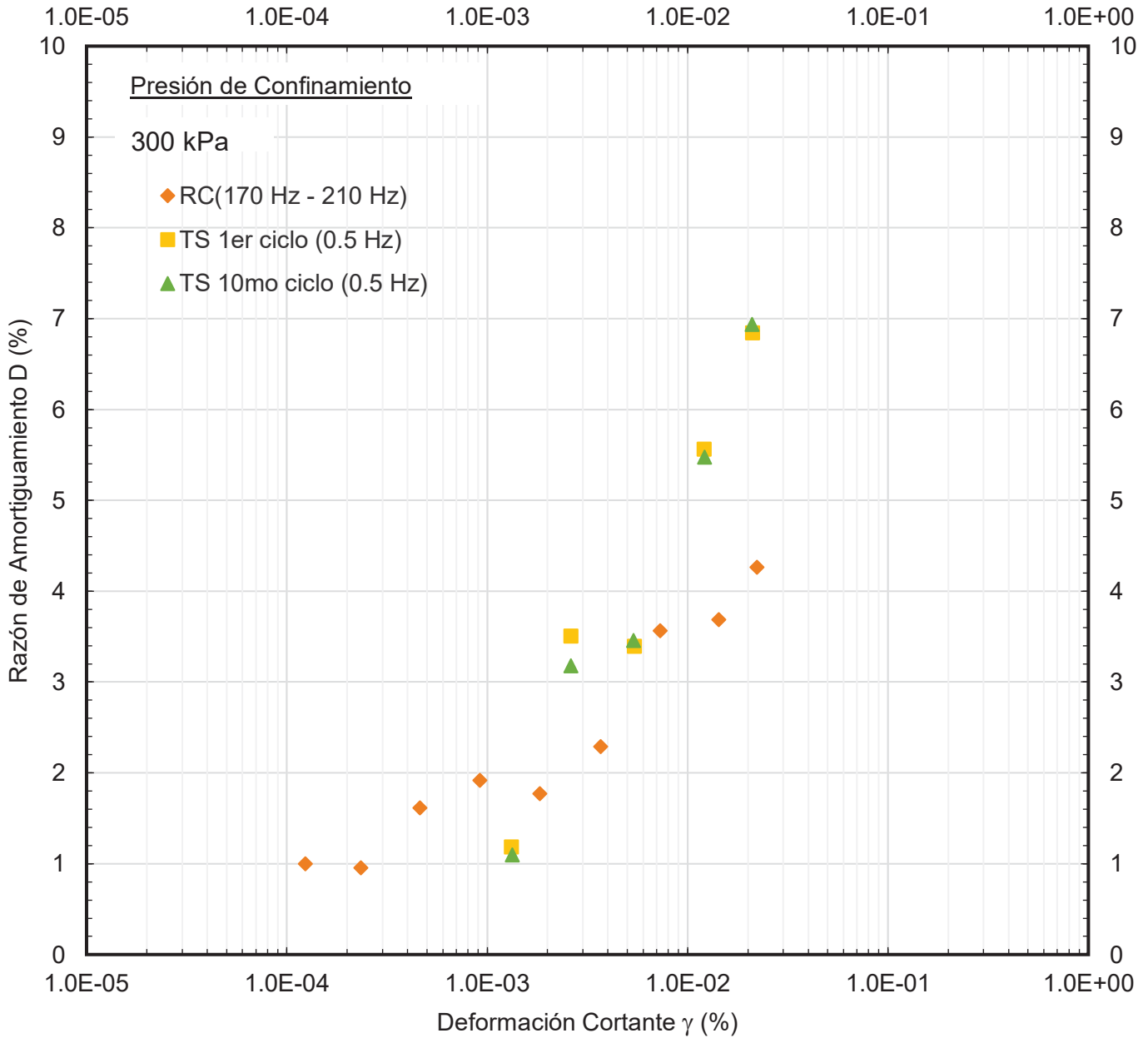


Figura 28: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 607 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

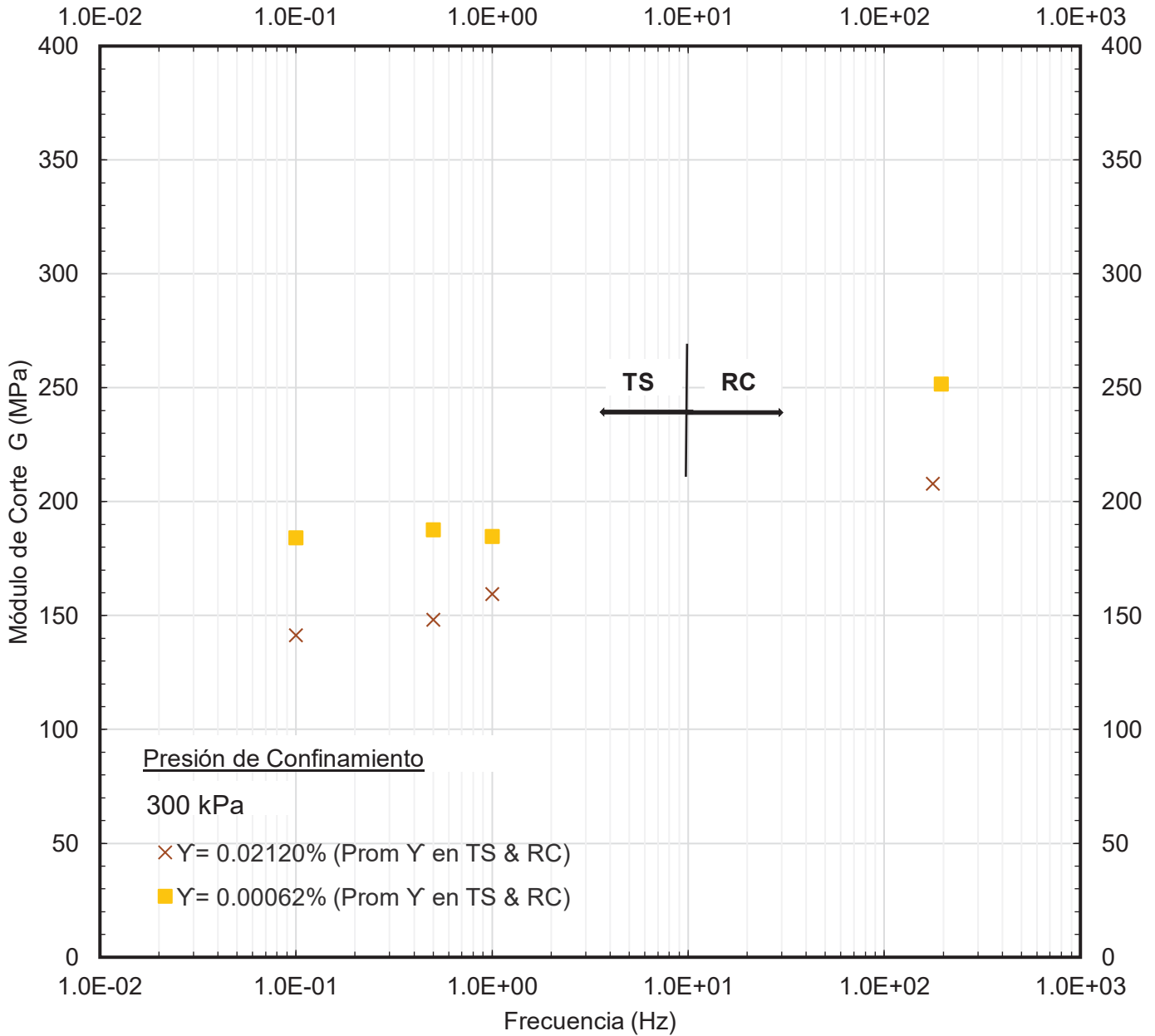


Figura 29: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 607 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 12.40%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

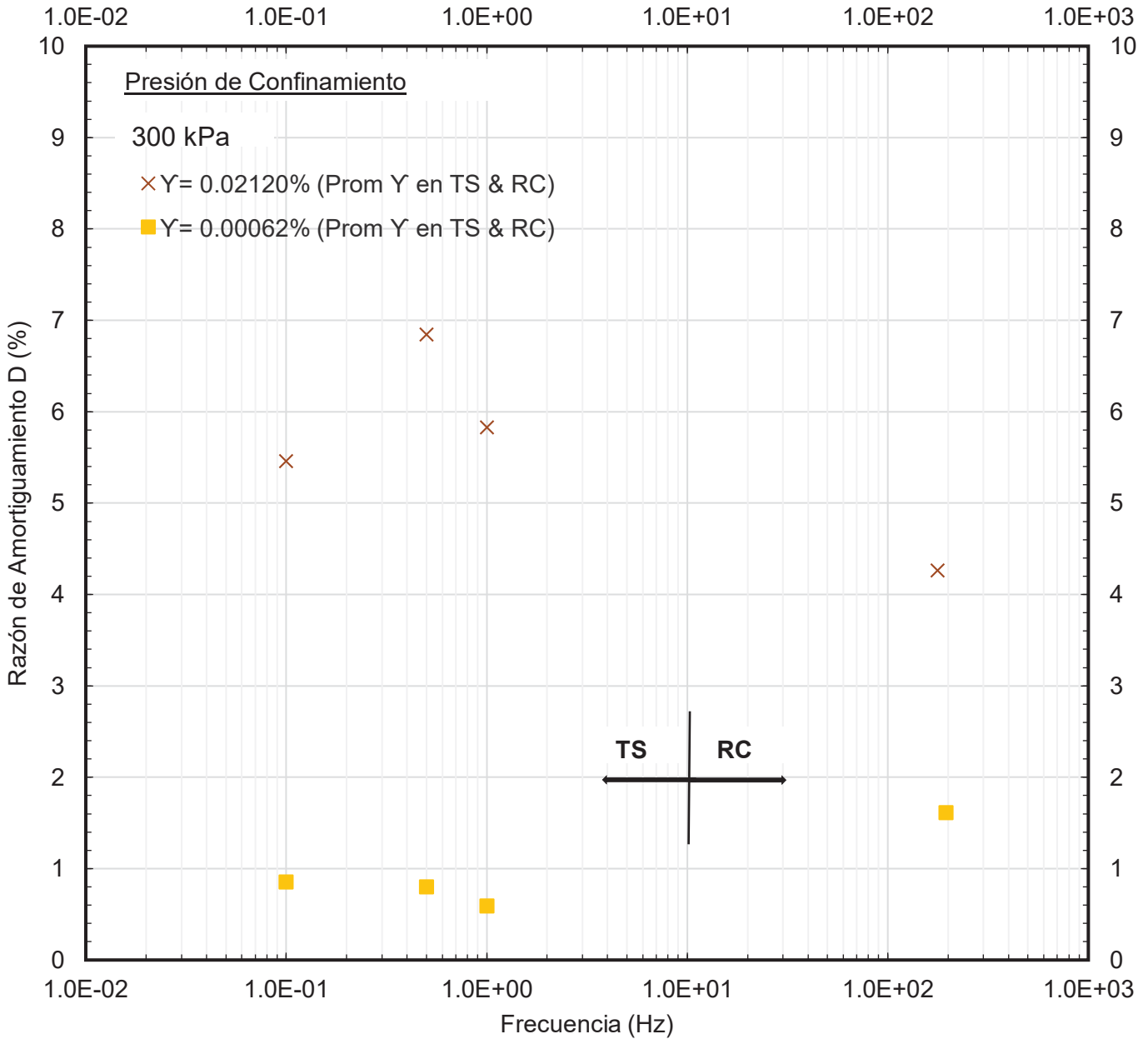


Figura 30: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 2426 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

Tabla 1:

Variación del Módulo de Corte máximo (G_{\max}), Velocidad de Corte (V_s), Razón de Amortiguamiento mínimo (D_{\min}) y Relación de Vacíos (e) respecto a la Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

σ (kPa)	V_s (kPa)	G_{\max} (MPa)	D_{\min} (%)	e
300	319	217	1.42	0.360
600	356	270	1.03	0.351
800	395	333	1.02	0.346
300*	341	248	0.90	0.346

* Descarga

Tabla 2:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 300 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
8.12E-05	221	0.99	1.68
1.46E-04	222	1.00	1.85
5.58E-04	223	1.00	2.51
1.11E-03	219	0.99	2.16
2.21E-03	217	0.98	2.39
4.36E-03	215	0.97	3.04
8.78E-03	201	0.91	3.02
1.74E-02	185	0.83	3.75

Tabla 3:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 300 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)	γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.53E-03	163	1.00	1.03	1.46E-03	170	1.00	0.99
3.03E-03	164	1.00	2.51	3.01E-03	166	0.98	2.60
6.34E-03	157	0.96	3.33	6.31E-03	158	0.93	3.15
1.45E-02	137	0.84	5.10	1.45E-02	138	0.81	5.56

Tabla 4:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 600 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)
1.09E-04	275	1.00	0.96
2.15E-04	276	1.00	0.96
4.27E-04	276	1.00	1.63
8.53E-04	275	1.00	1.85
1.71E-03	275	1.00	2.07
3.40E-03	272	0.99	2.20
6.84E-03	266	0.96	2.19
1.34E-02	252	0.91	2.39
2.15E-02	238	0.86	2.89

Tabla 5:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 600 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)	γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)
1.12E-03	222	1.00	0.77	1.10E-03	226	1.00	0.93
2.24E-03	222	1.00	0.97	2.19E-03	227	1.00	0.99
4.59E-03	217	0.98	3.50	4.57E-03	218	0.96	3.36
9.82E-03	203	0.91	4.62	9.73E-03	205	0.90	4.46
1.38E-02	199	0.89	4.89	1.36E-02	202	0.89	5.25

Tabla 6:
 Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 800 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)
4.49E-05	337	1.00	0.54
8.69E-05	329	0.98	1.60
1.68E-04	331	0.98	1.63
3.34E-04	331	0.98	1.60
6.69E-04	331	0.98	1.27
1.35E-03	330	0.98	1.60
2.75E-03	330	0.98	2.65
5.51E-03	324	0.96	2.42
1.05E-02	315	0.94	2.61
1.63E-02	302	0.90	3.49

Tabla 7:
 Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 800 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)	γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)
1.97E-03	253	1.00	3.22	2.02E-03	246	1.00	3.19
4.06E-03	245	0.97	2.75	4.06E-03	245	1.00	2.90
8.63E-03	231	0.91	4.81	8.61E-03	232	0.94	4.51
1.24E-02	226	0.89	5.44	1.23E-02	228	0.93	5.28

Tabla 8:

Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 300 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en la etapa de descarga en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)
1.24E-04	245	0.98	1.00
2.34E-04	250	0.99	0.95
4.61E-04	252	1.00	1.61
9.21E-04	250	0.99	1.92
1.83E-03	250	0.99	1.77
3.67E-03	247	0.98	2.29
7.29E-03	238	0.95	3.56
1.43E-02	223	0.89	3.68
2.22E-02	208	0.83	4.26

Tabla 9:

Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 300 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en la etapa de descarga en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)	γ (%)	G (MPa)	G/G _{máx}	D (%)
1.32E-03	189	0.99	1.19	1.33E-03	187	0.98	1.10
2.61E-03	191	1.00	3.50	2.62E-03	190	1.00	3.18
5.42E-03	184	0.96	3.39	5.38E-03	185	0.97	3.46
1.21E-02	164	0.86	5.56	1.22E-02	164	0.86	5.48
2.11E-02	148	0.78	6.84	2.10E-02	148	0.78	6.94

DESCRIPCIÓN GENERAL

Cód. de Muestra: **CA-SG17-102**
Profundidad (m): **5.0 - 6.2**
Zona: **Presa de Agua**
Descripción: **Morrena**

Nº de Muestra: **M-1**

CARACTERÍSTICAS DEL ESPECÍMEN

SUCS	GC
Masa (g)	1172.88
Diámetro (cm)	7.11
Altura (cm)	14.22
Relación de Vacíos	0.41
Densidad Húmeda (g/cm ³)	2.07
Densidad Seca (g/cm ³)	1.90
Contenido de Humedad (%)	9.00%
Grado de Saturación (%)	55.50%



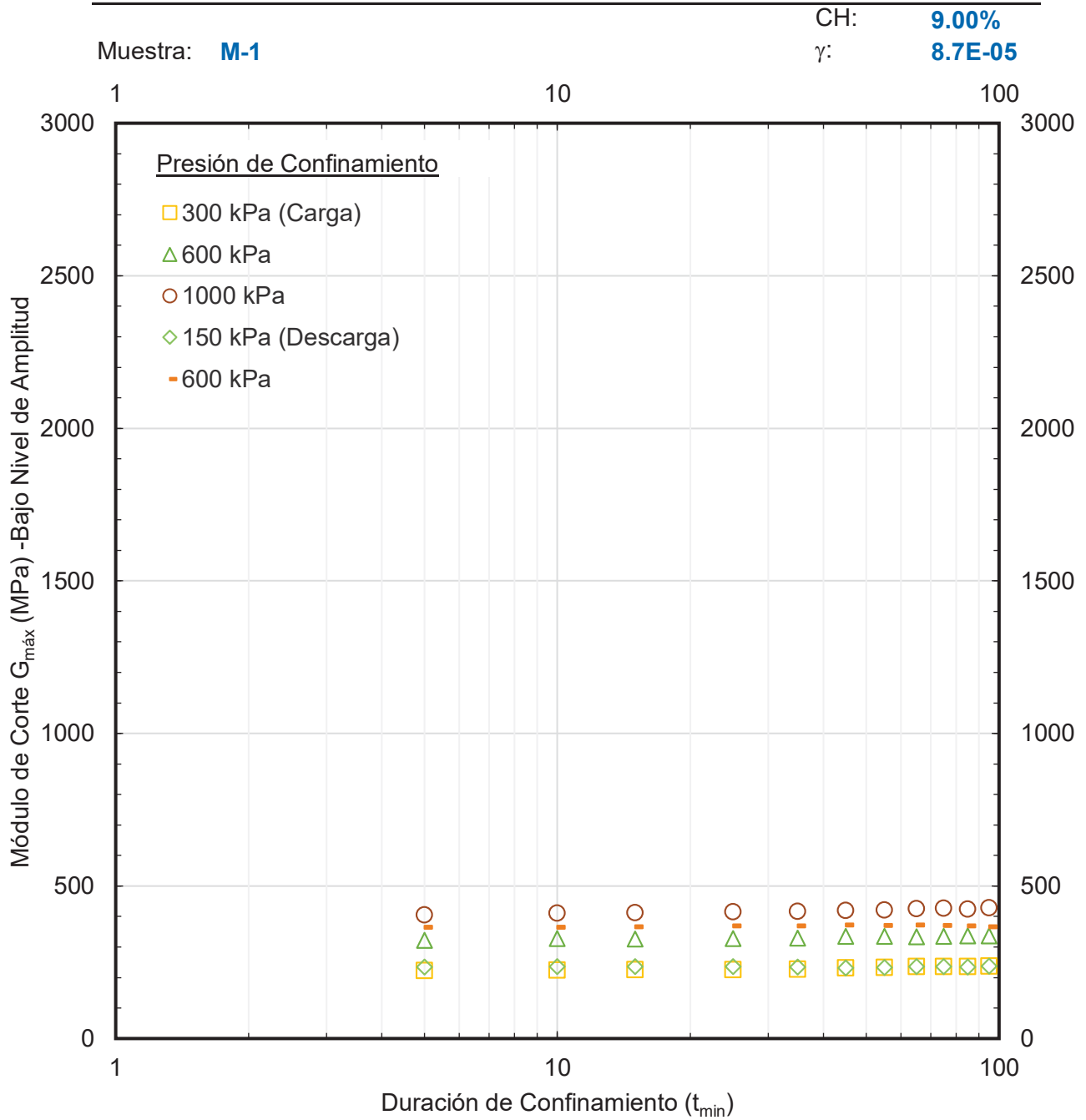


Figura 1: Gráfico entre Módulo de Corte máximo y Duración de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

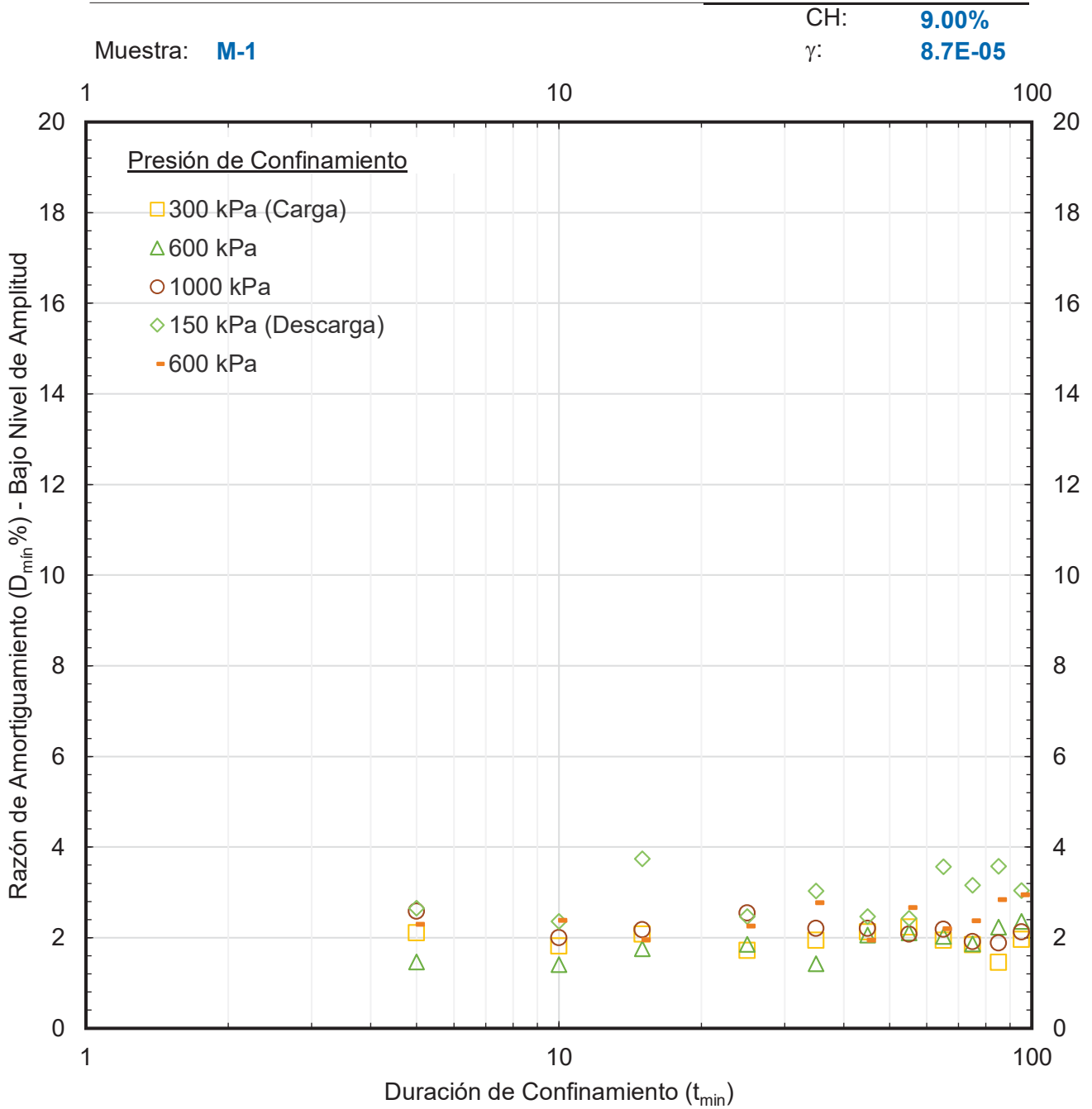


Figura 2: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento mínimo y Duración de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

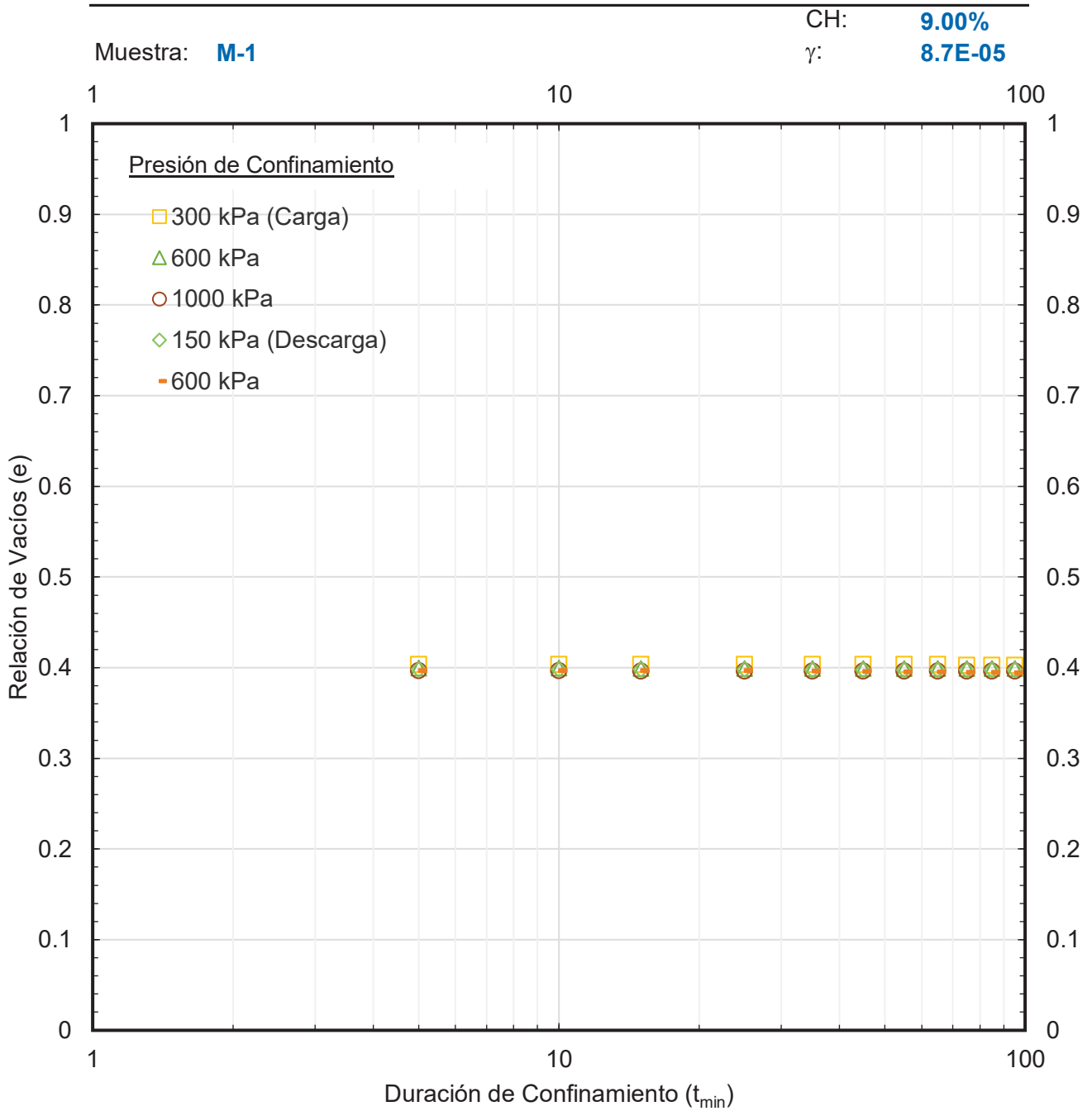


Figura 3: Gráfico entre Relación de Vacíos y Duración de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: **M-1**
Tiempo **100 min / σ**

CH: **9.00%**
 γ : **8.7E-05**

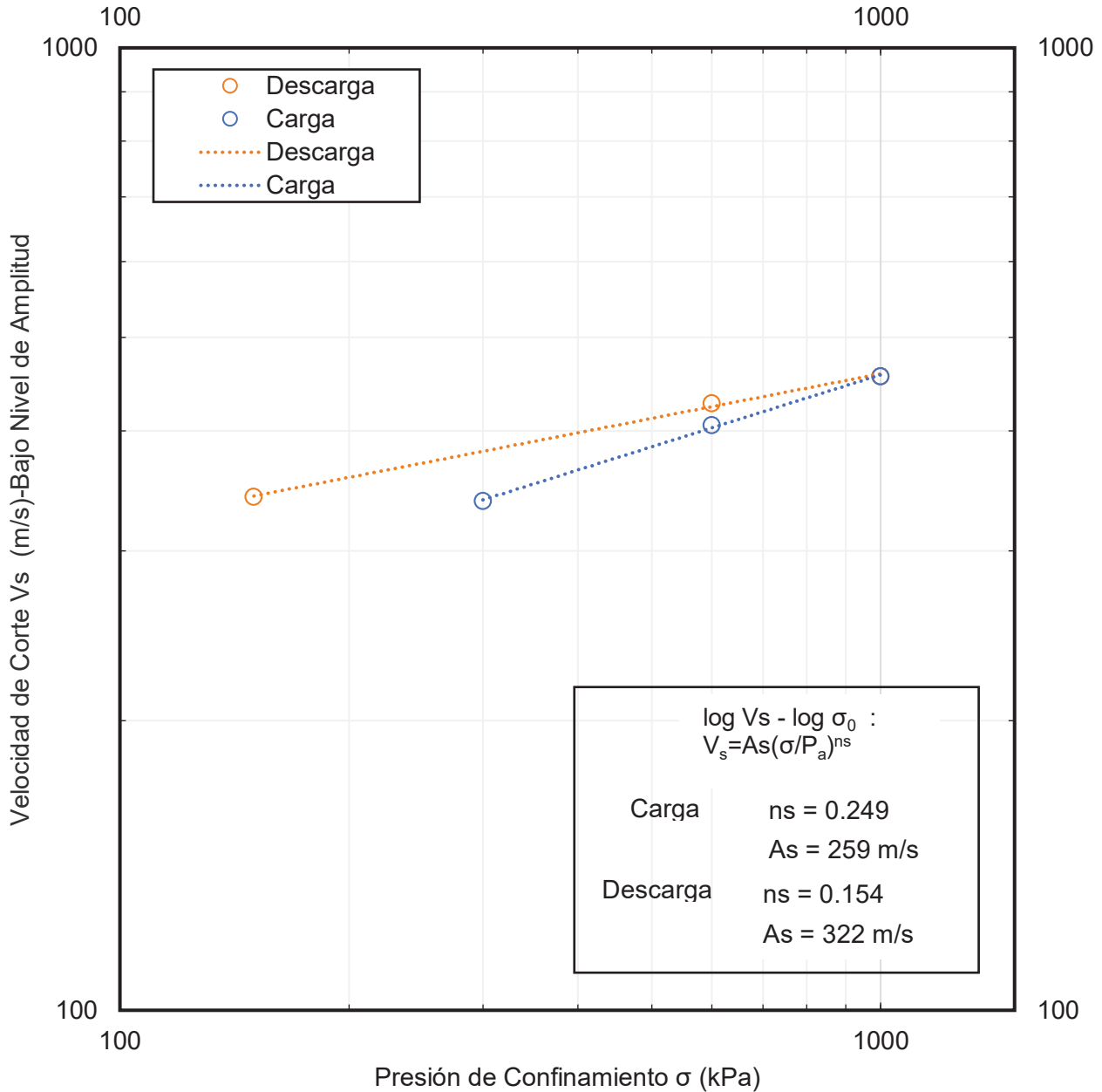


Figura 4: Gráfico entre Velocidad de Corte a bajo nivel de amplitud y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: **M-1** CH: **9.00%**
Tiempo **100 min / σ** γ : **8.7E-05**

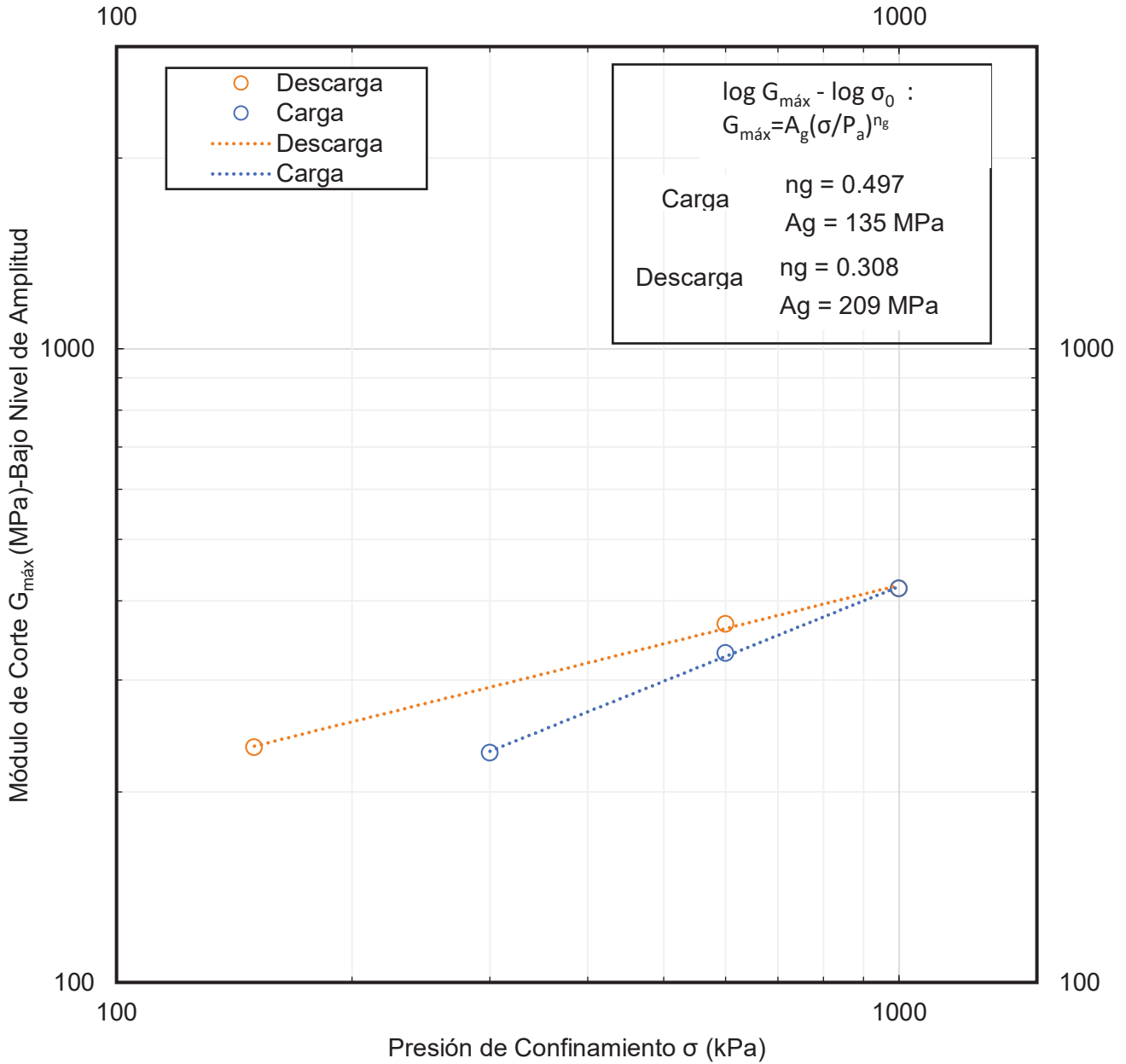


Figura 5: Gráfico entre Módulo de Corte máximo y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: **M-1**
Tiempo **100 min / σ**

CH: **9.00%**
 γ : **8.7E-05**

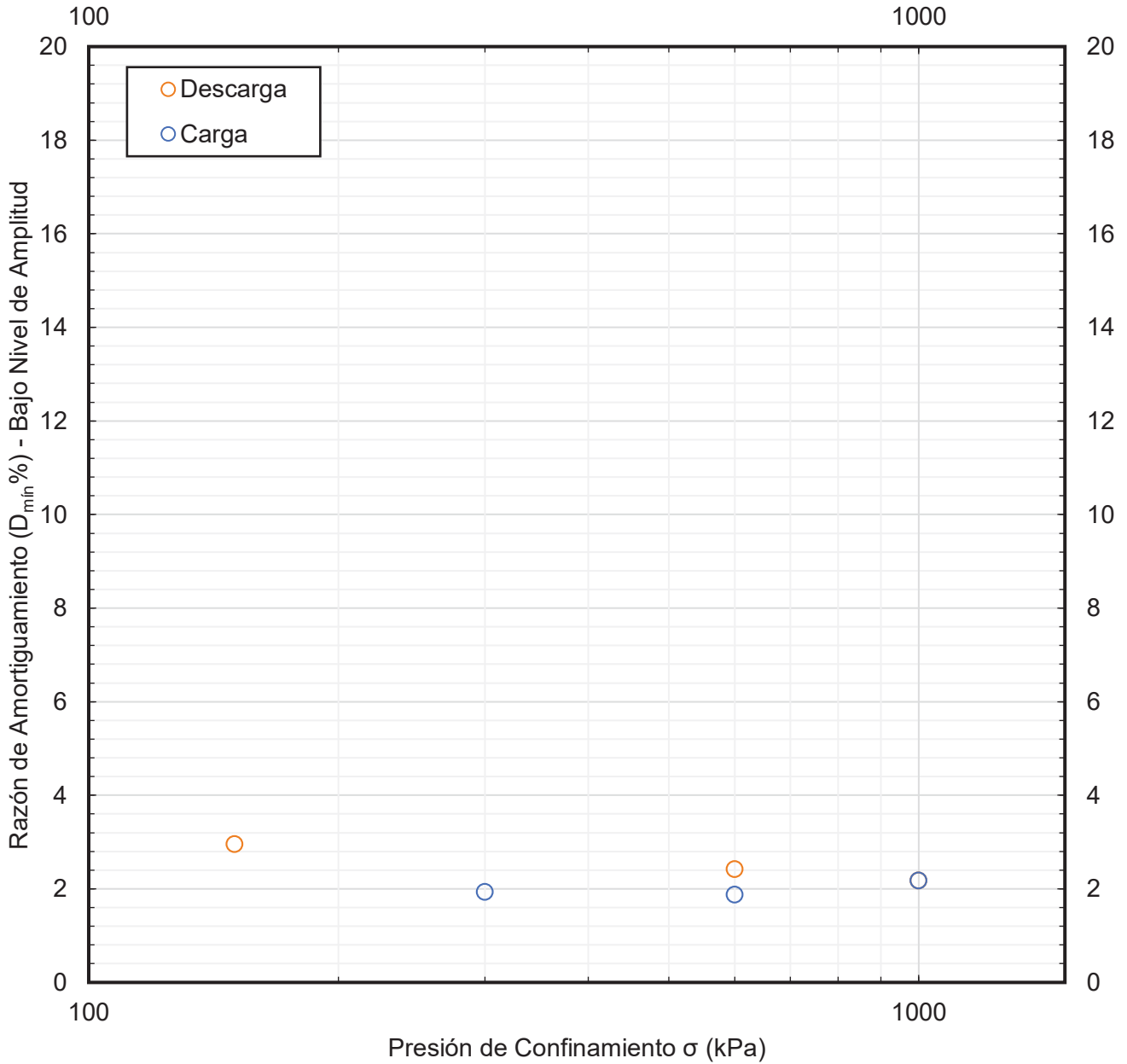


Figura 6: Gráfico entre Razon de Amortiguamiento mínimo y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

Muestra: **M-1**
Tiempo **100 min / σ**

CH: **9.00%**
 γ : **8.7E-05**

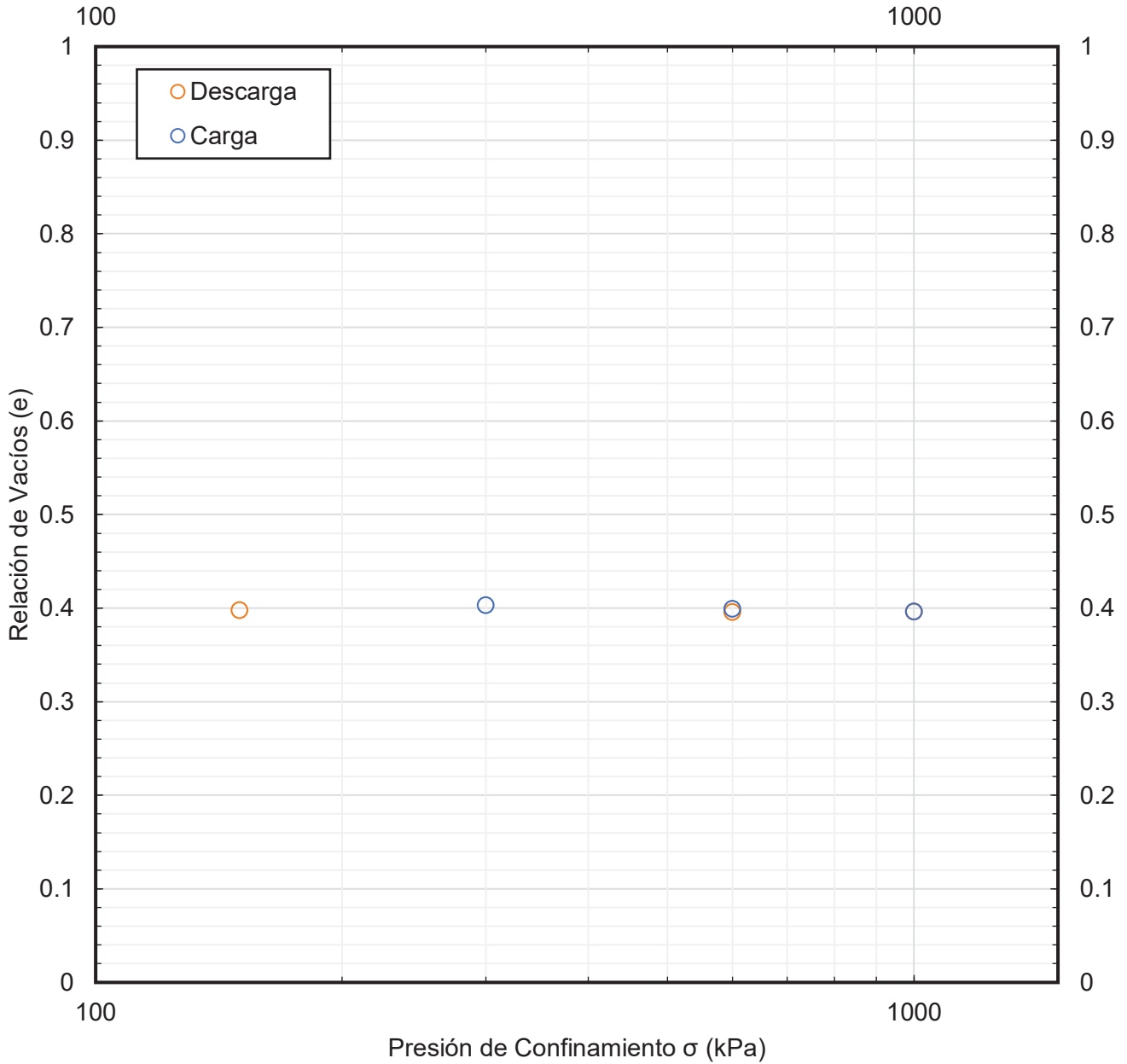


Figura 7: Gráfico entre Relación de Vacíos y Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

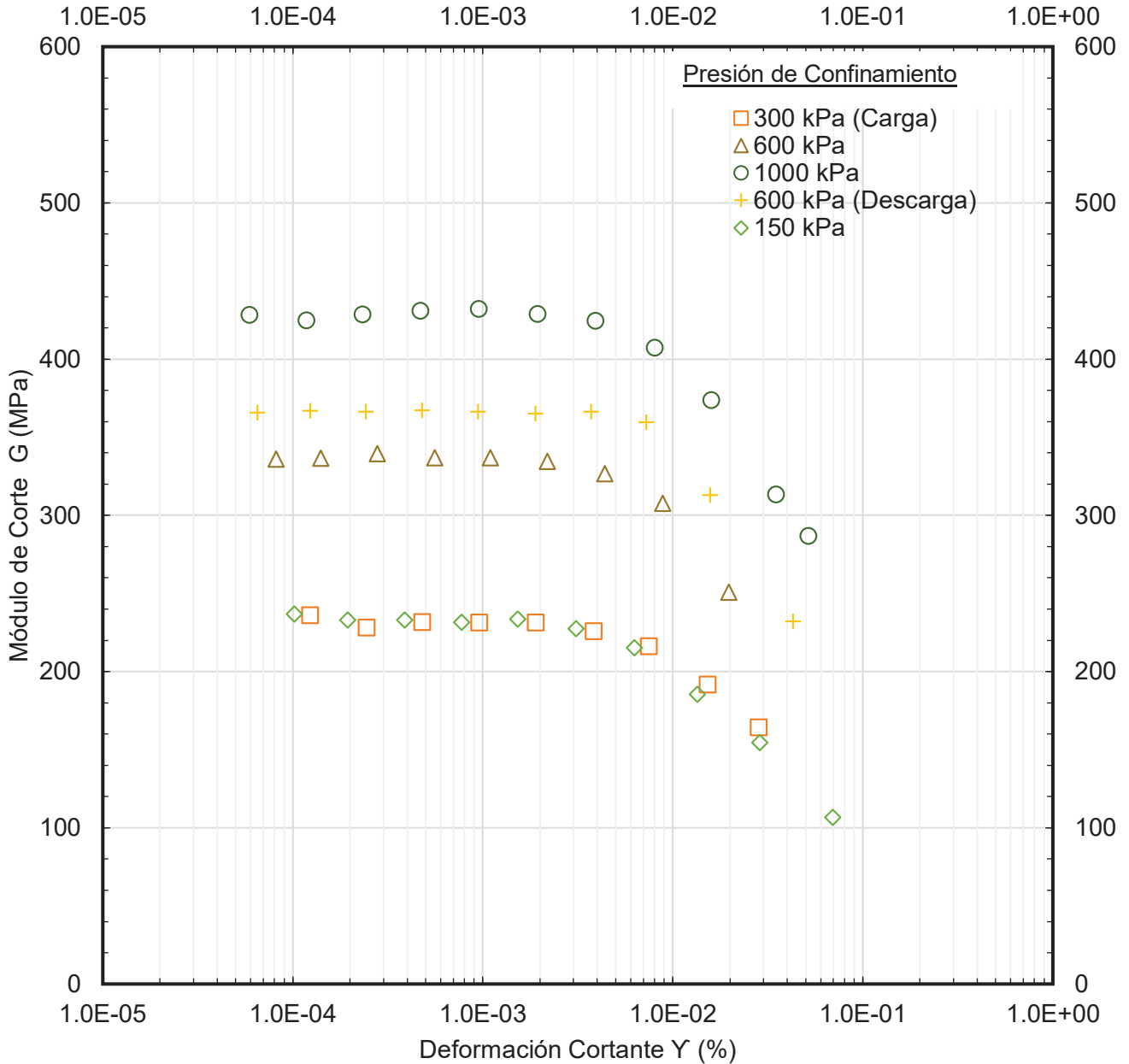


Figura 8: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante para cada nivel de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

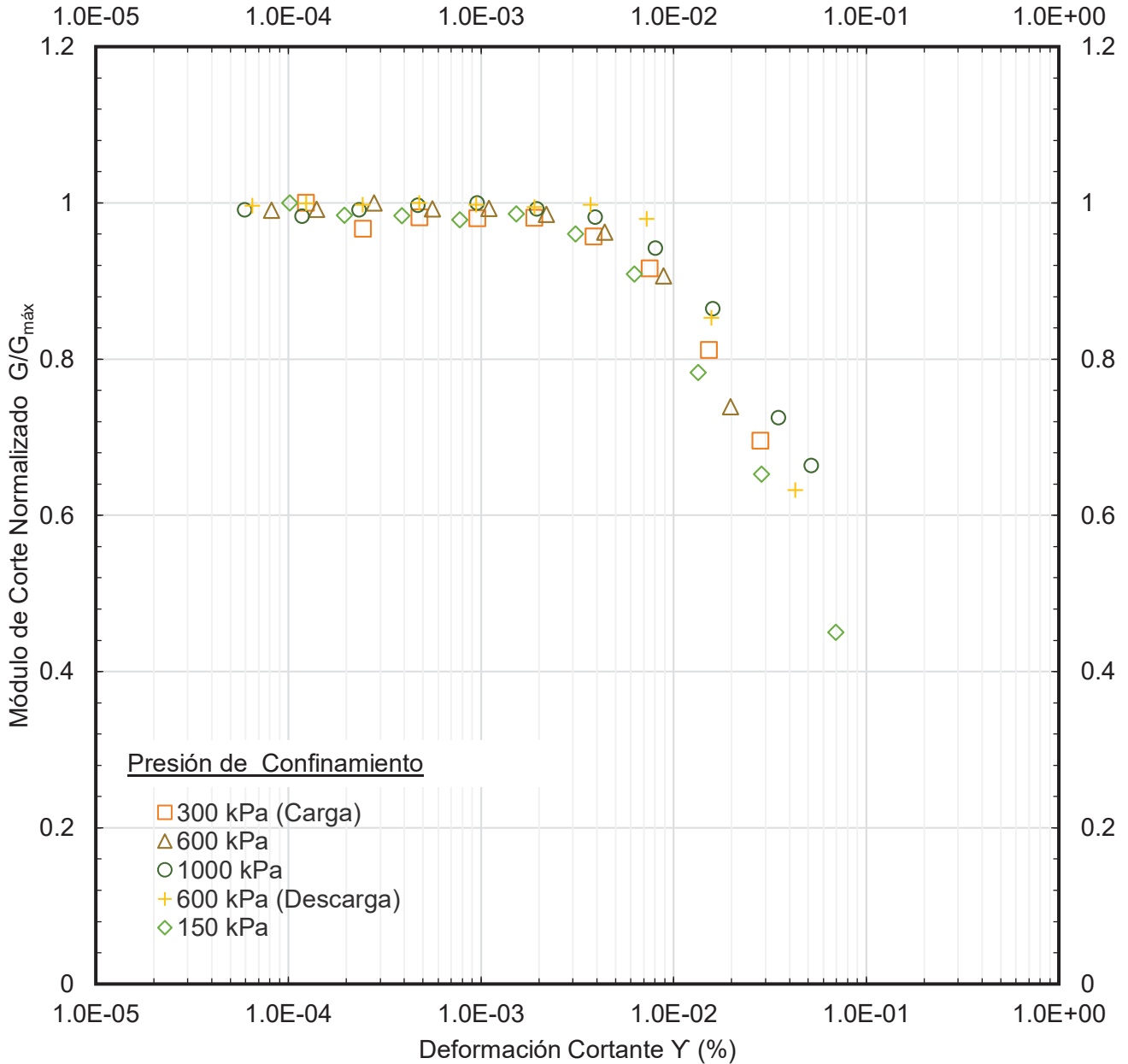


Figura 9: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante para cada nivel de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: **9.00%**

Muestra: **M-1**
Tiempo **100 min / σ**

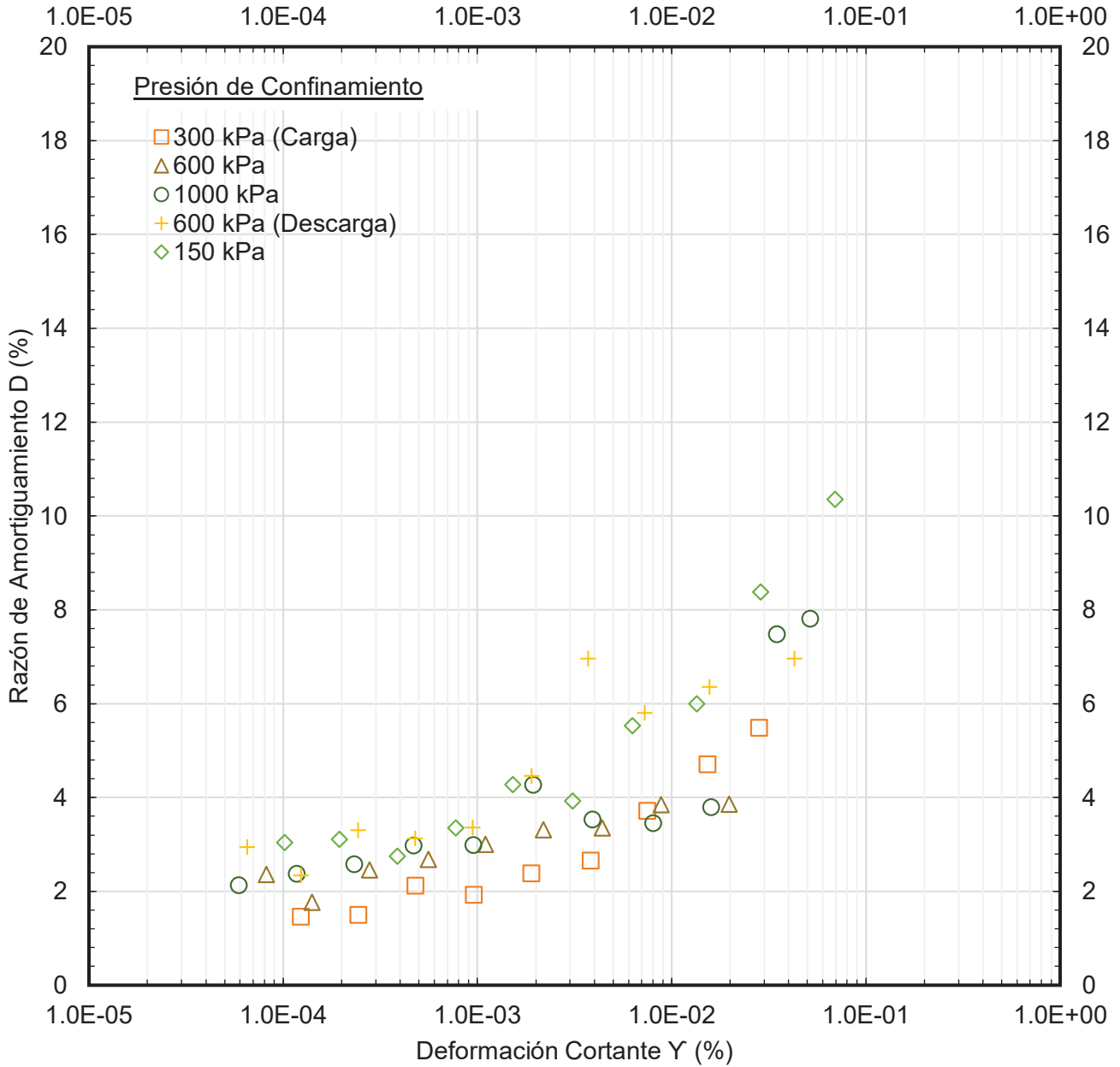


Figura 10: Gráfico entre Razon de Amortiguamiento y Deformación Cortante para cada nivel de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante (RC).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

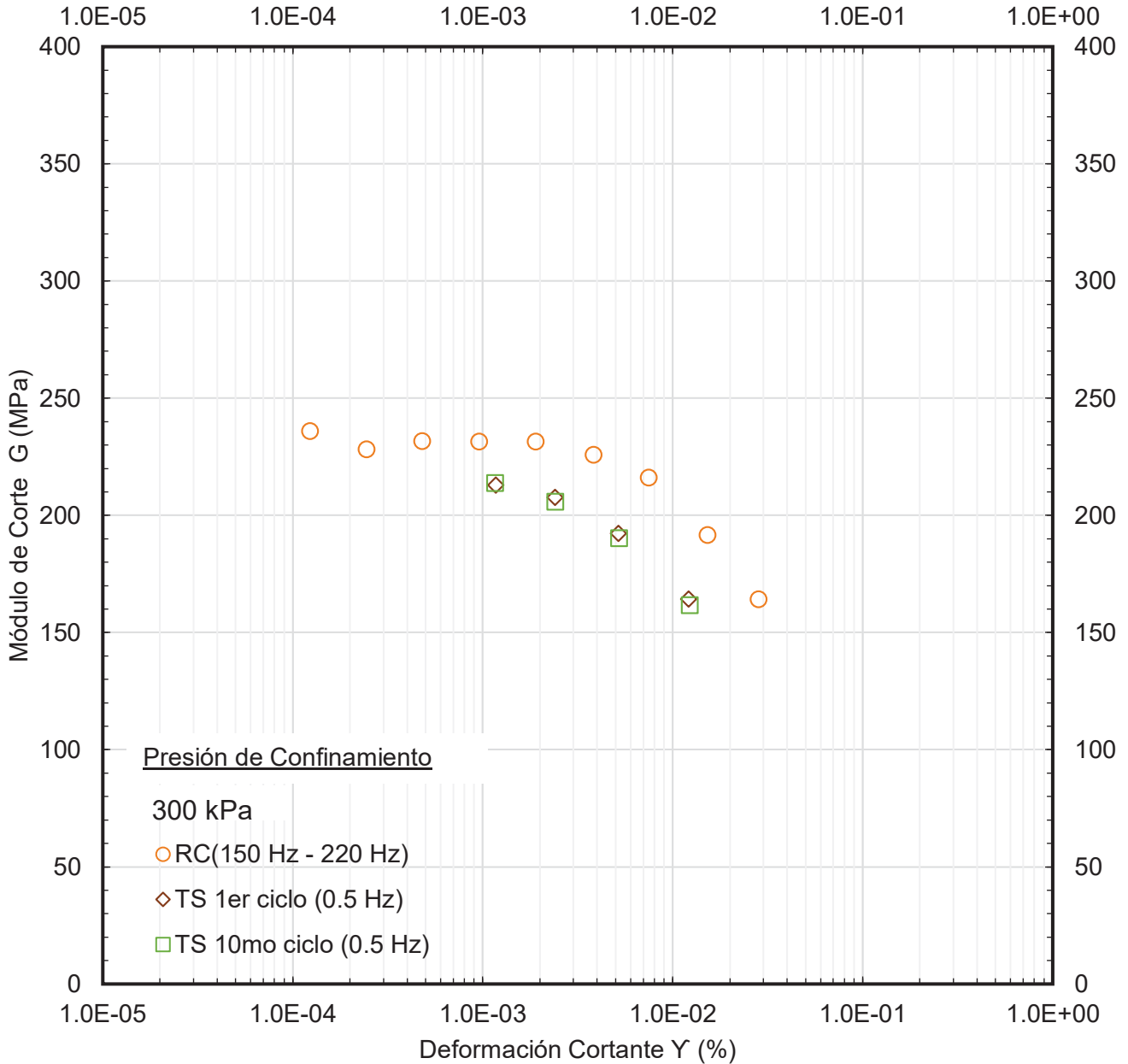


Figura 11: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 300 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

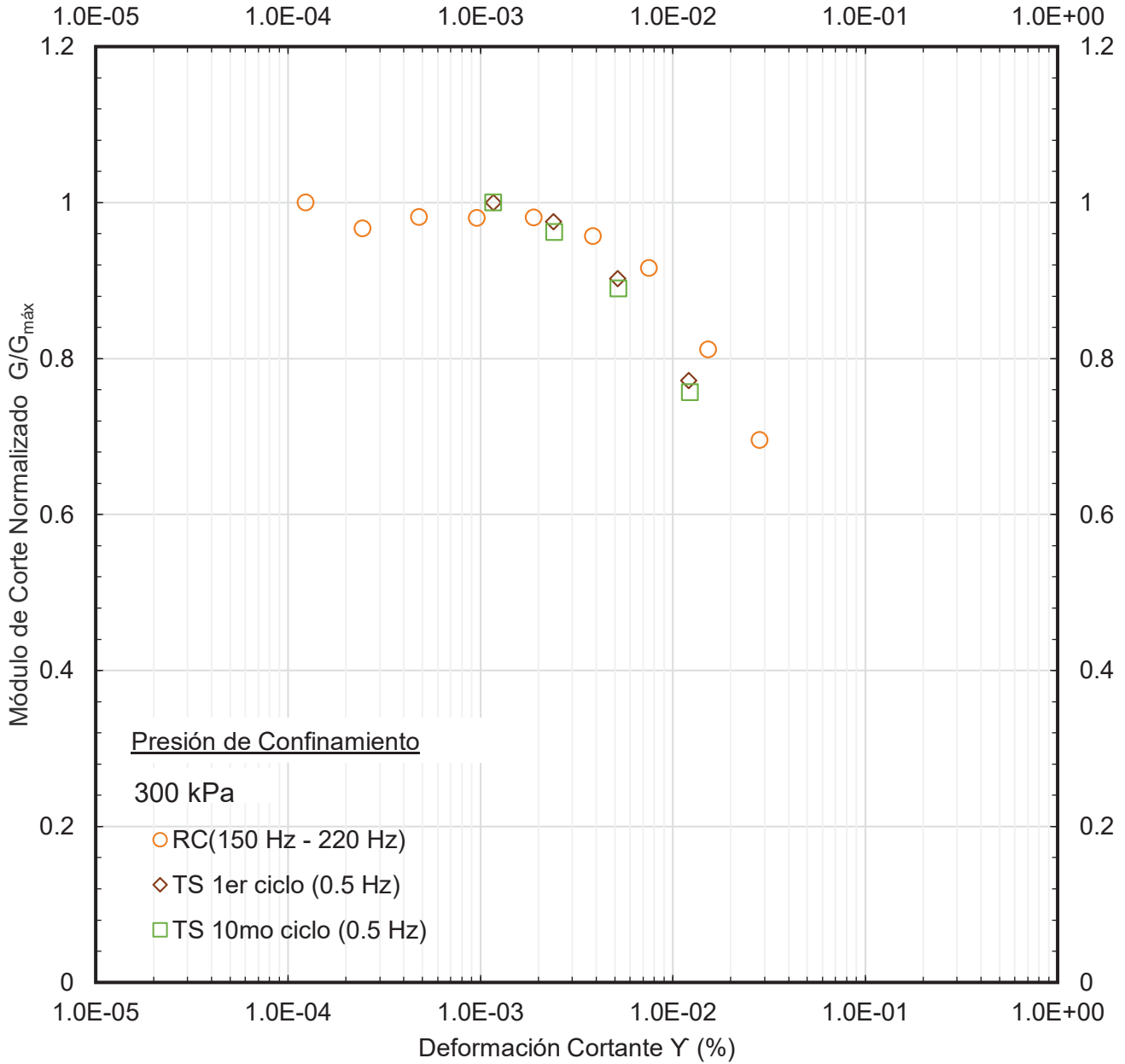


Figura 12: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 300 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

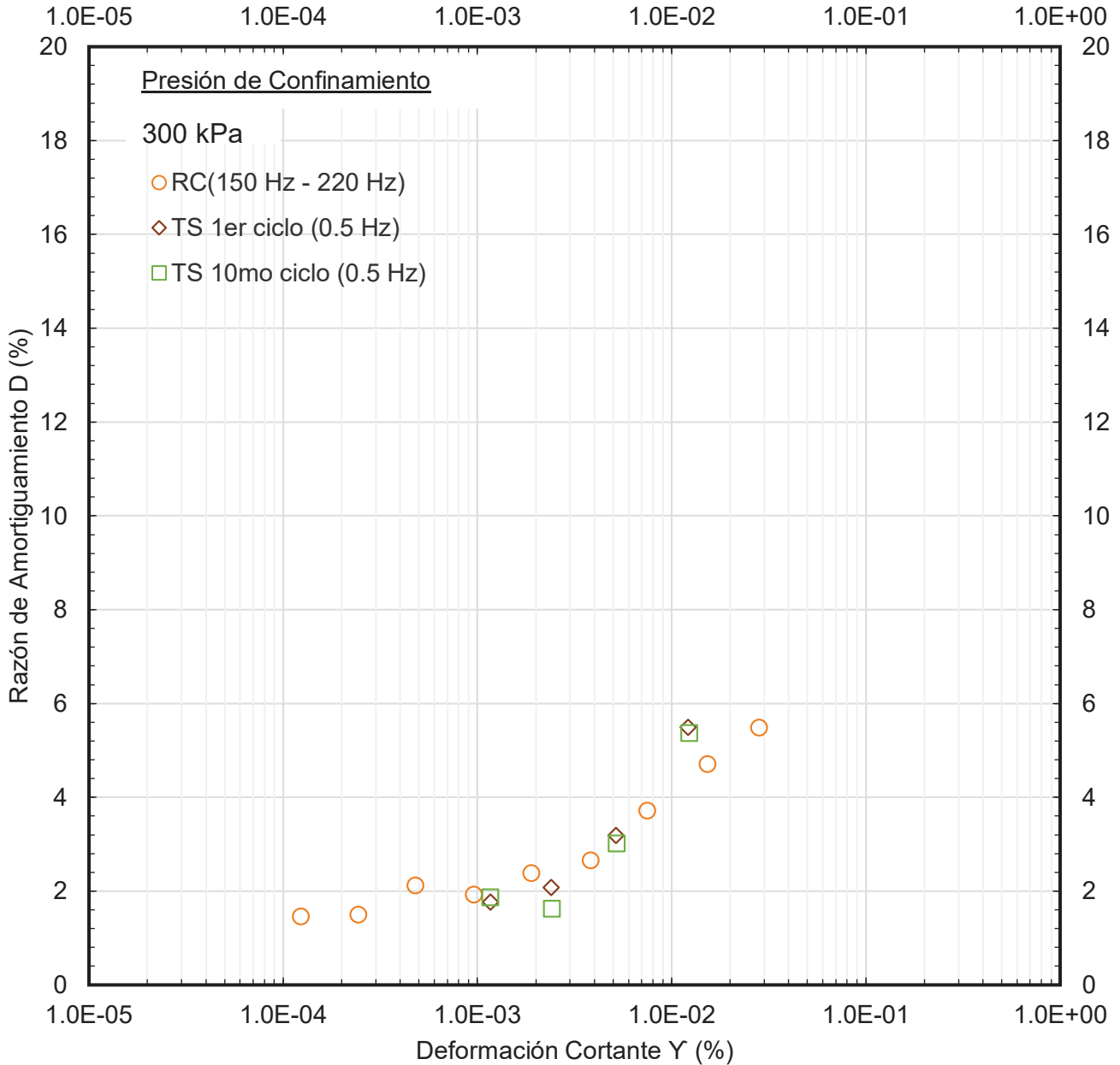


Figura 13: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 300 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

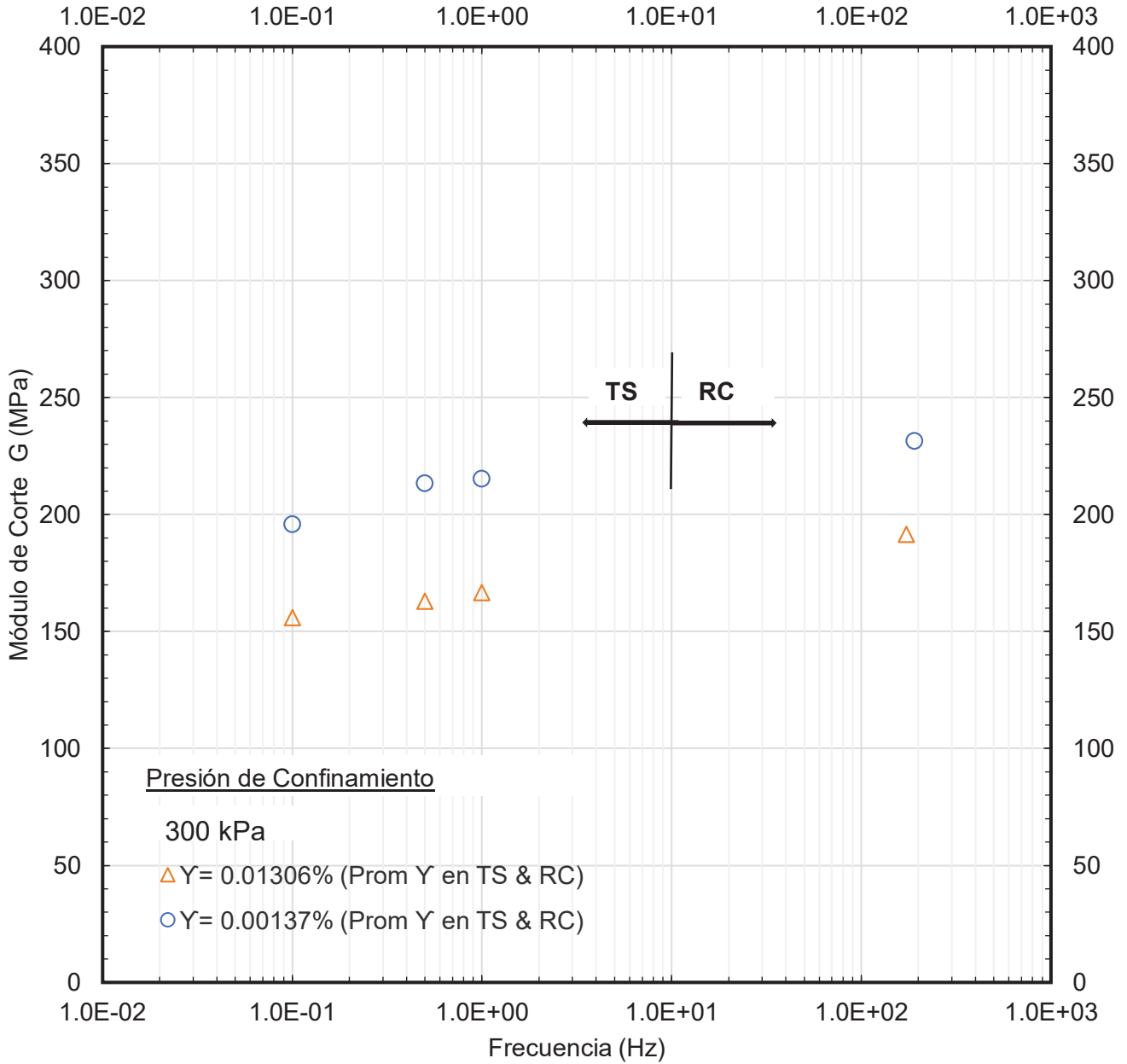


Figura 14: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 300 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

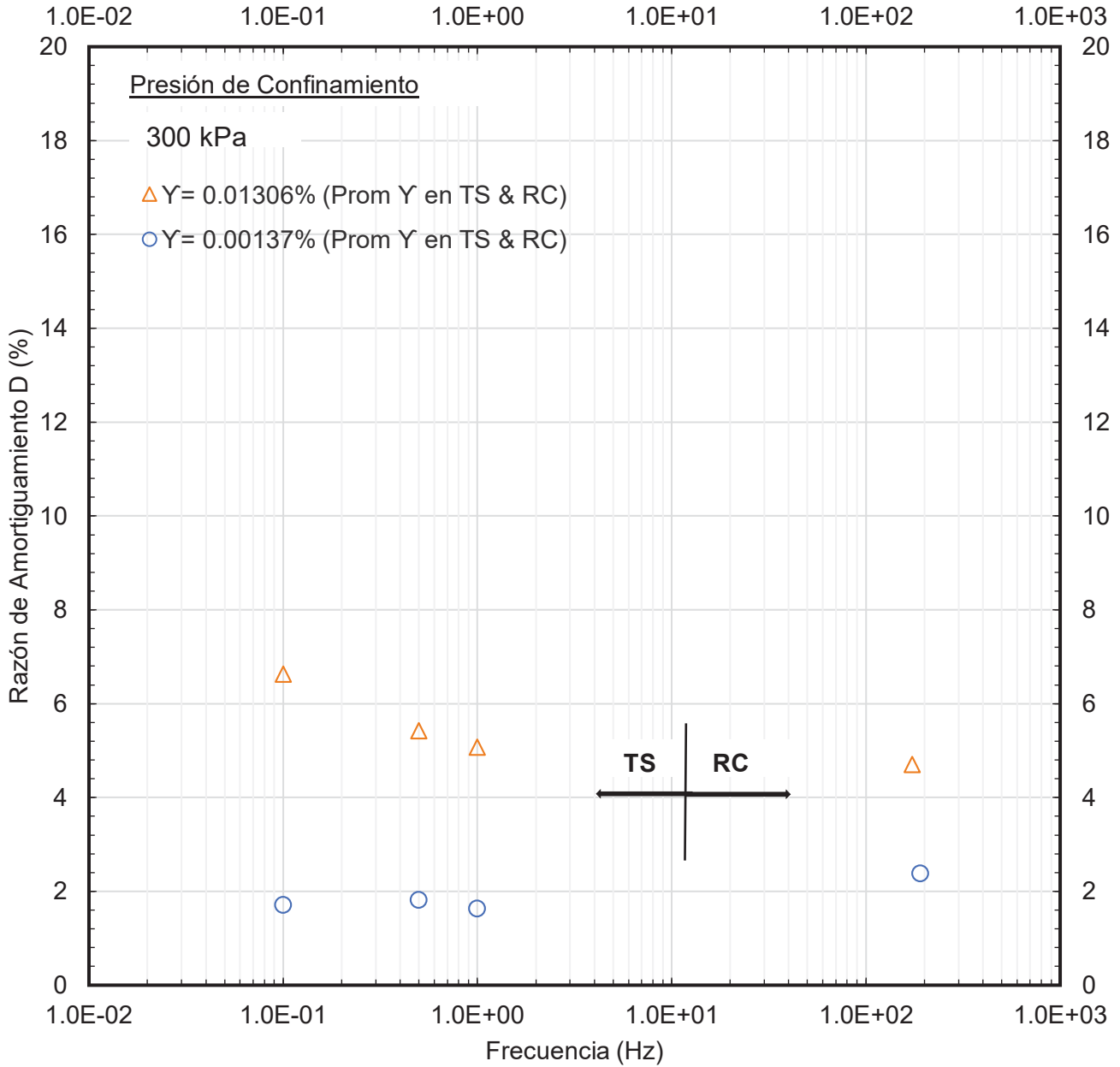


Figura 15: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 300 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

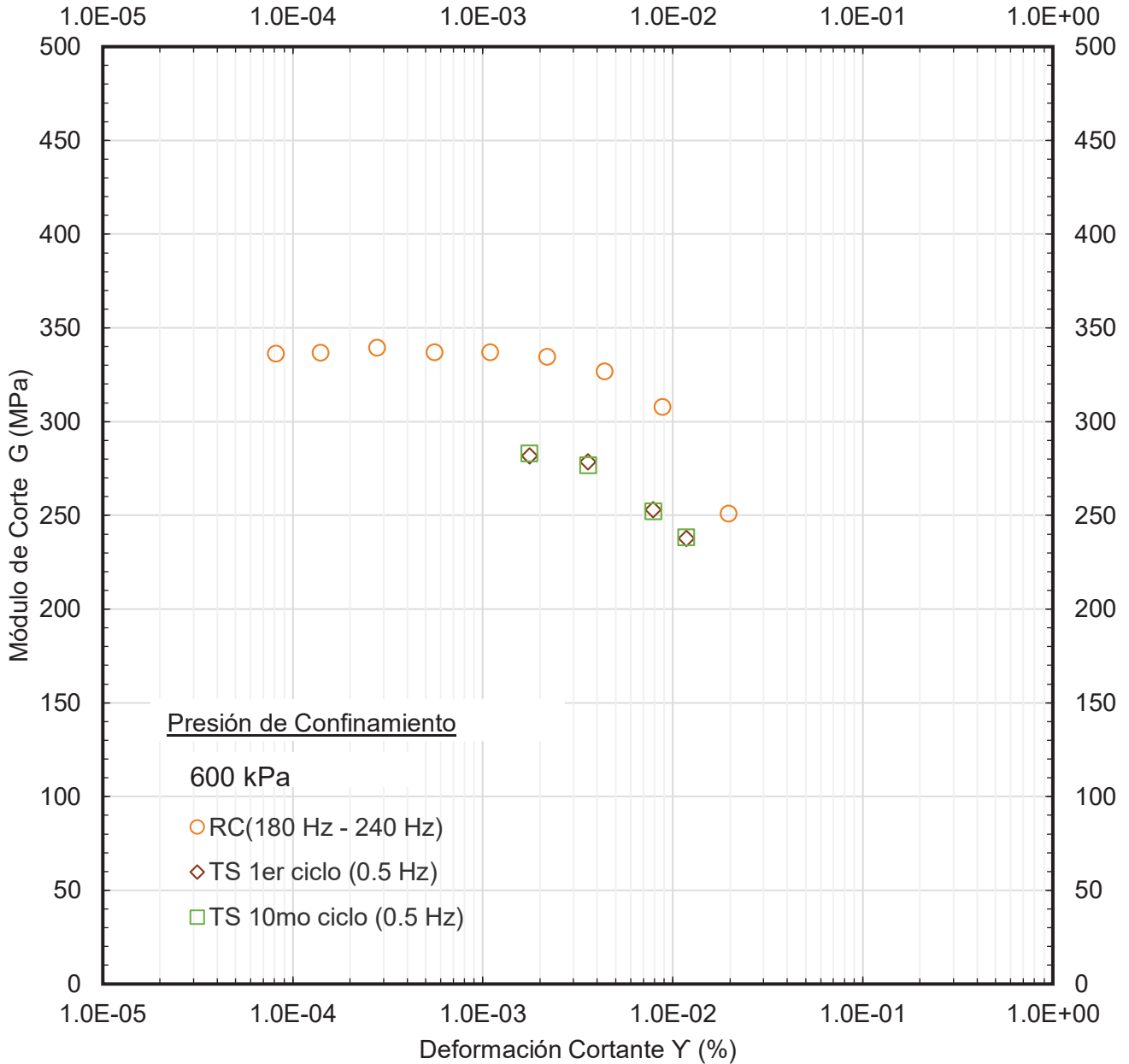


Figura 16: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 600 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

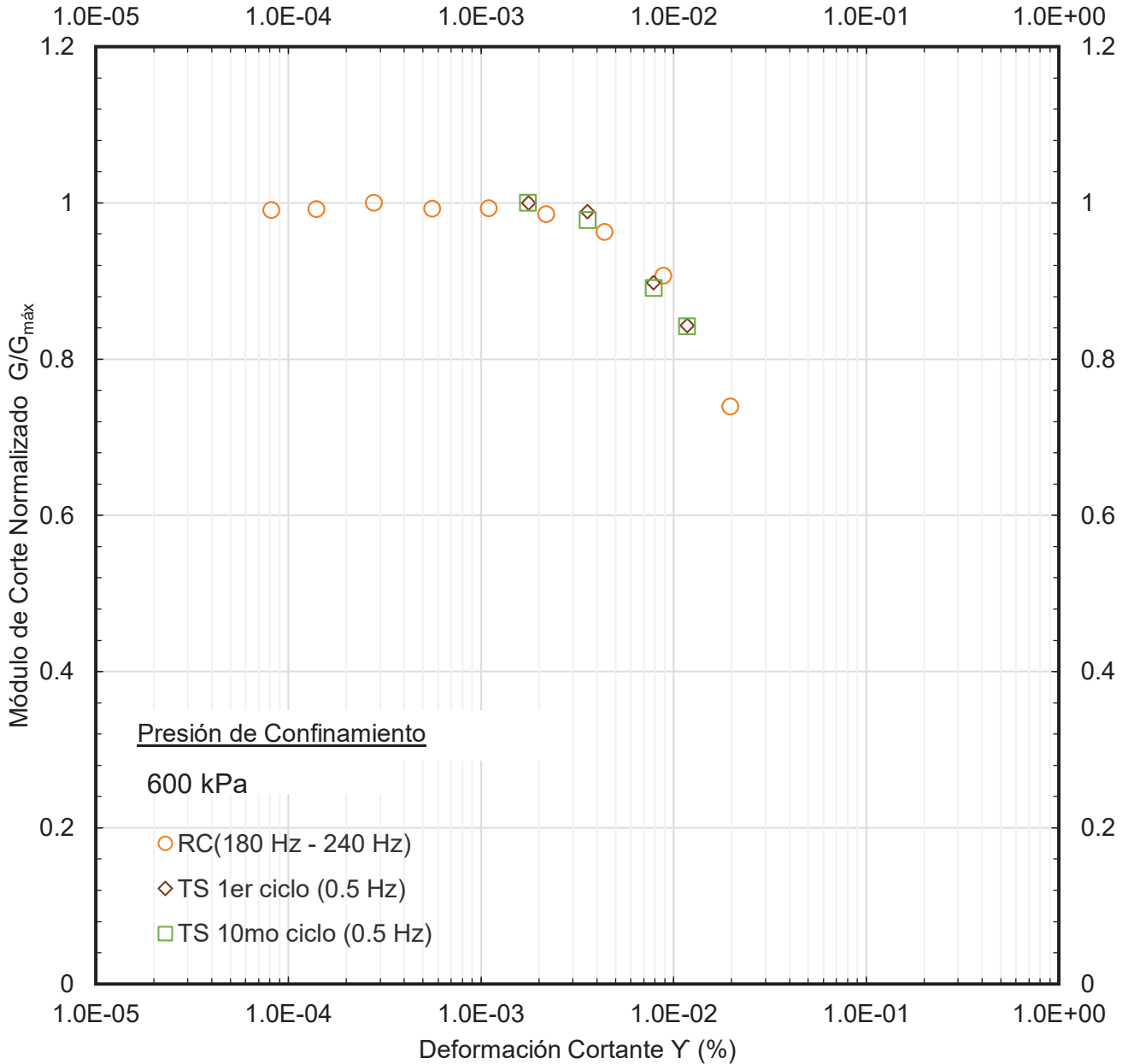


Figura 17: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 600 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

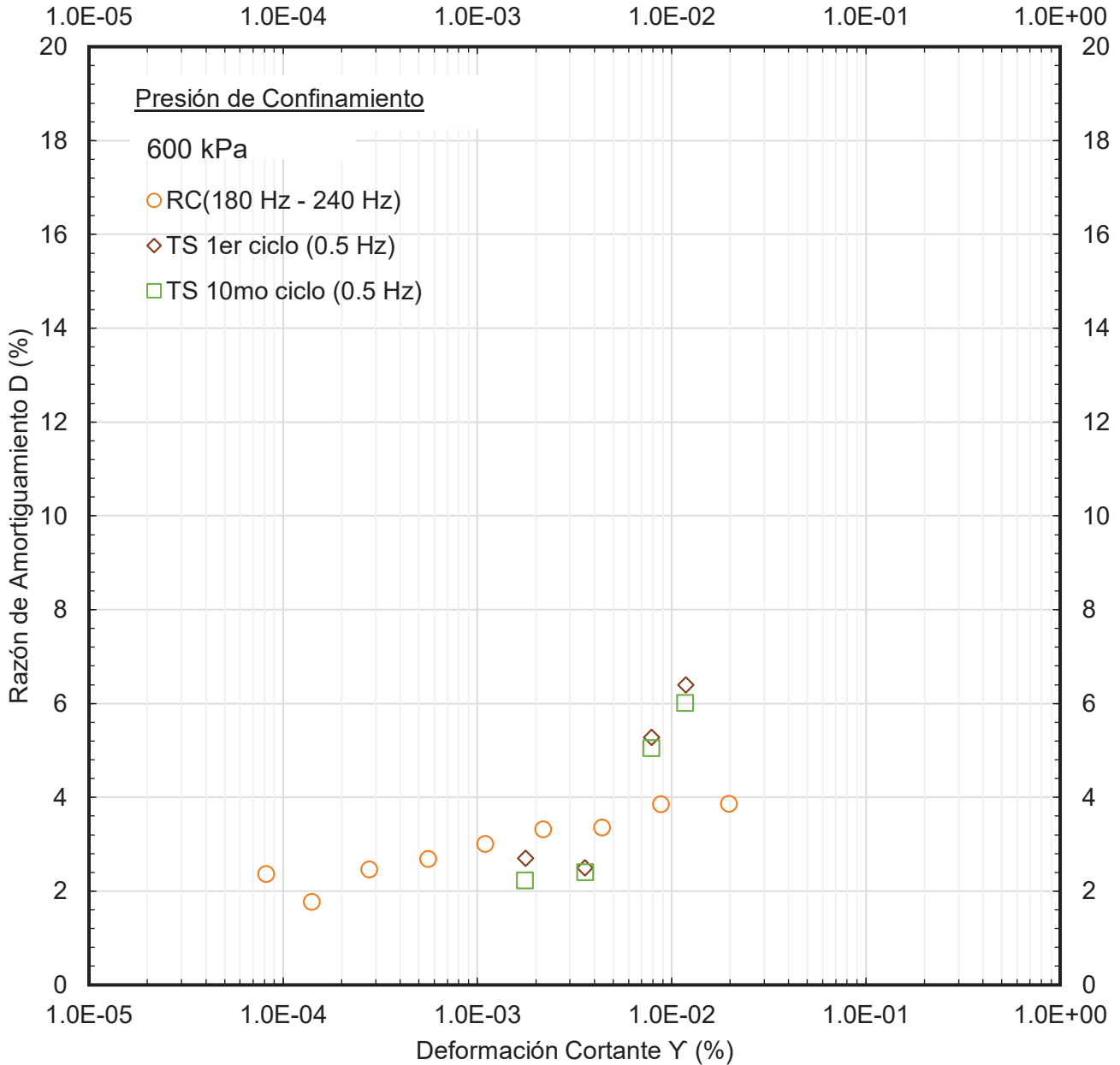


Figura 18: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 600 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

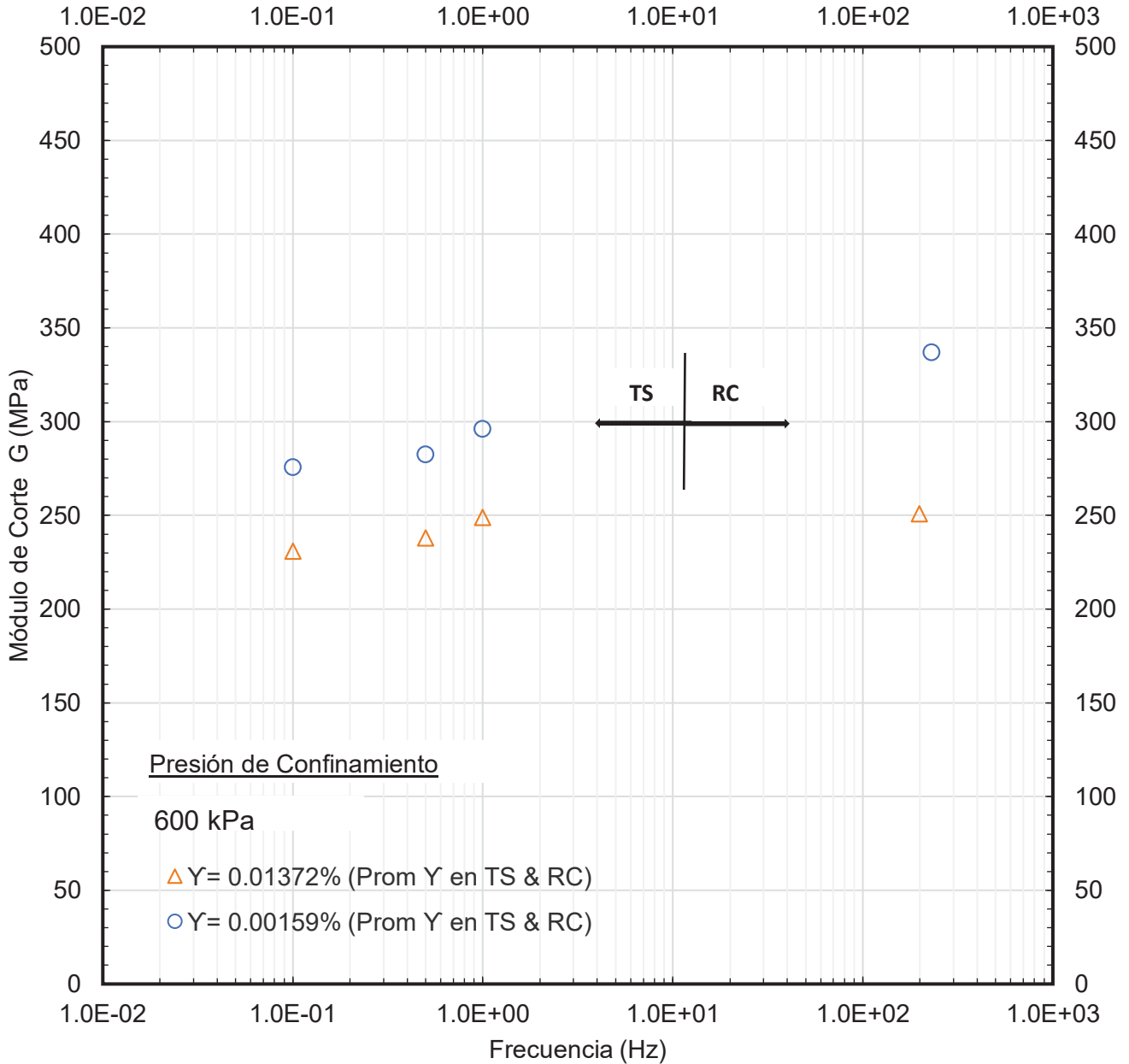


Figura 19: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 600 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

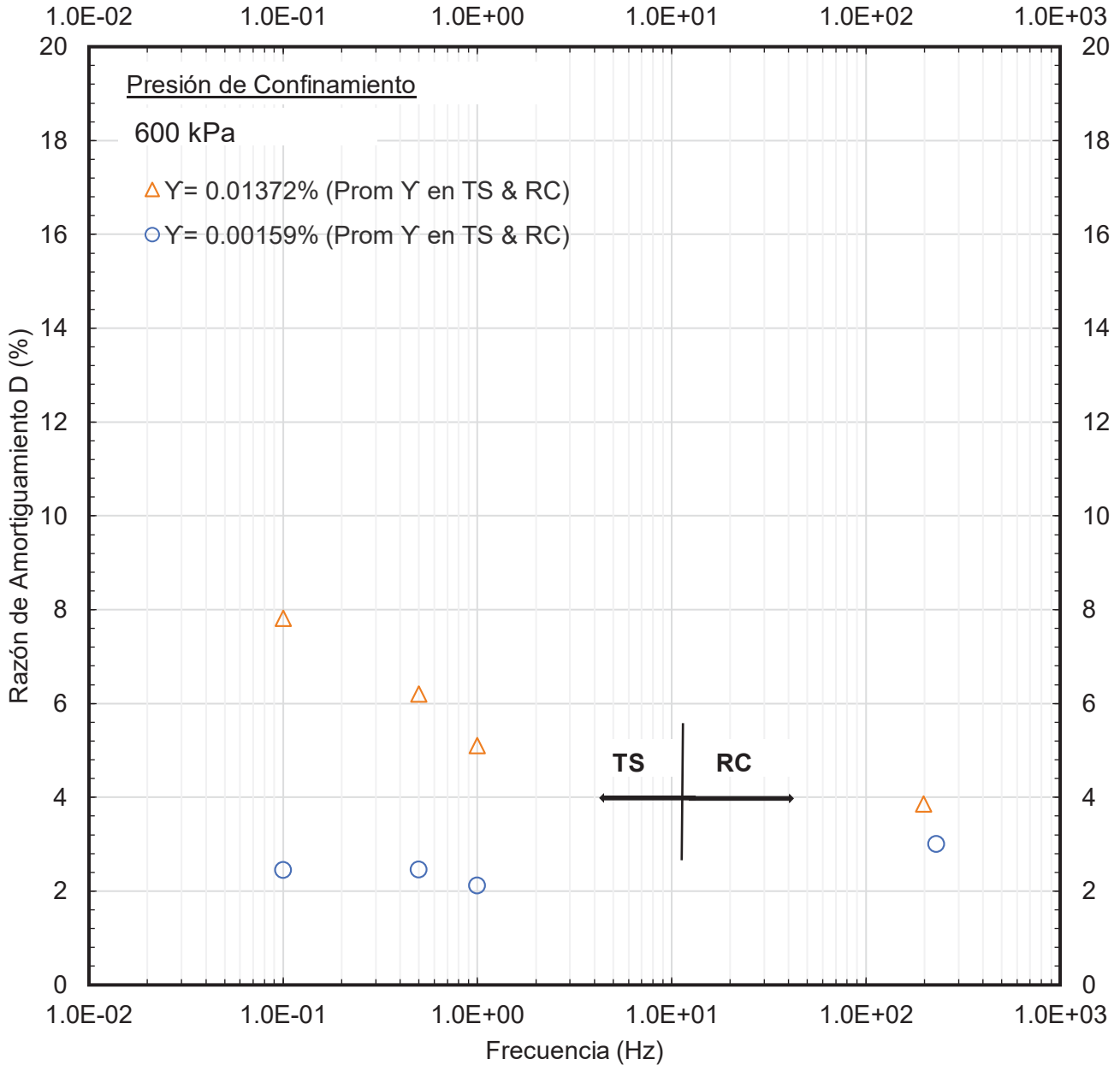


Figura 20: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 600 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

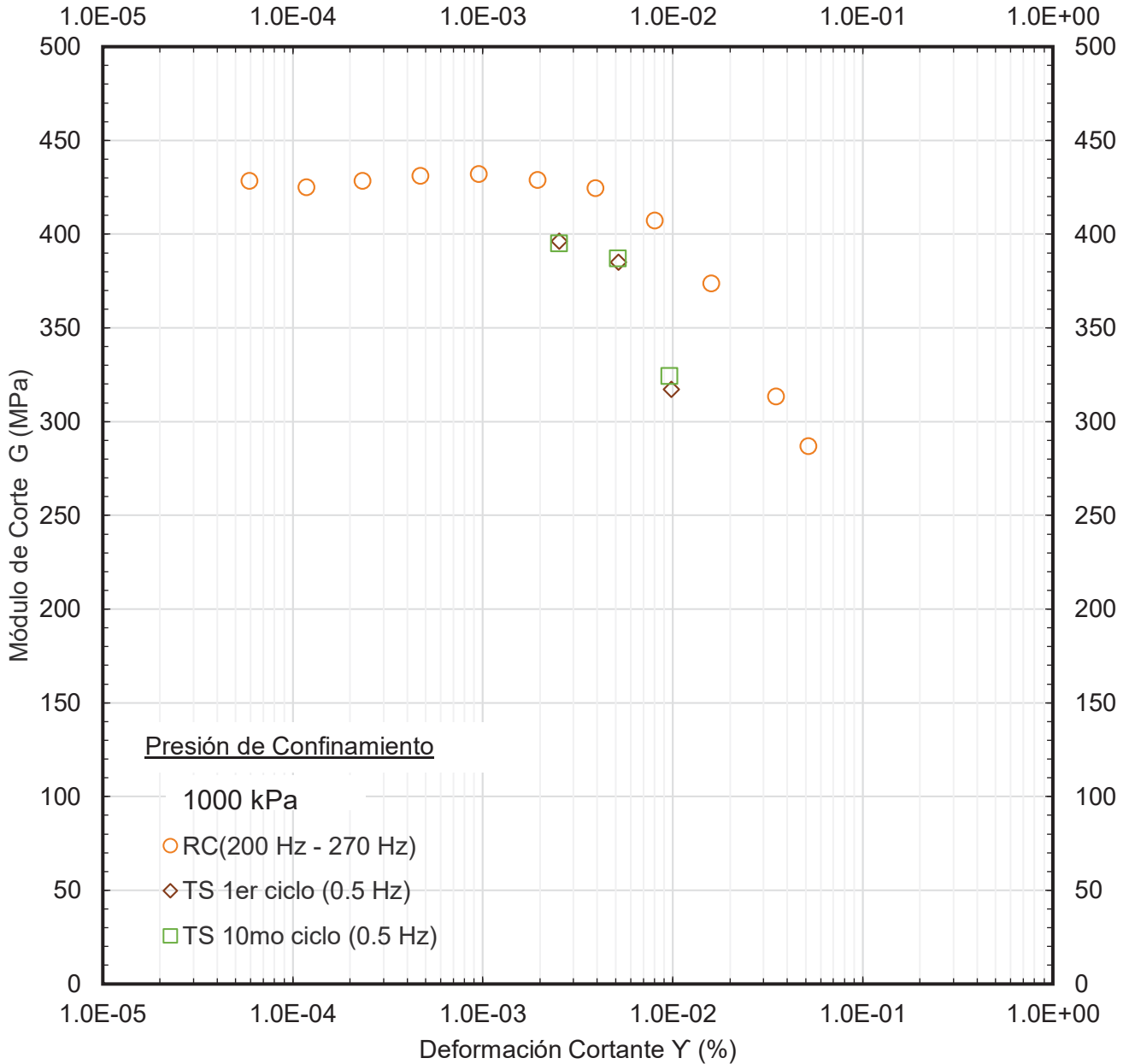


Figura 21: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 1000 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

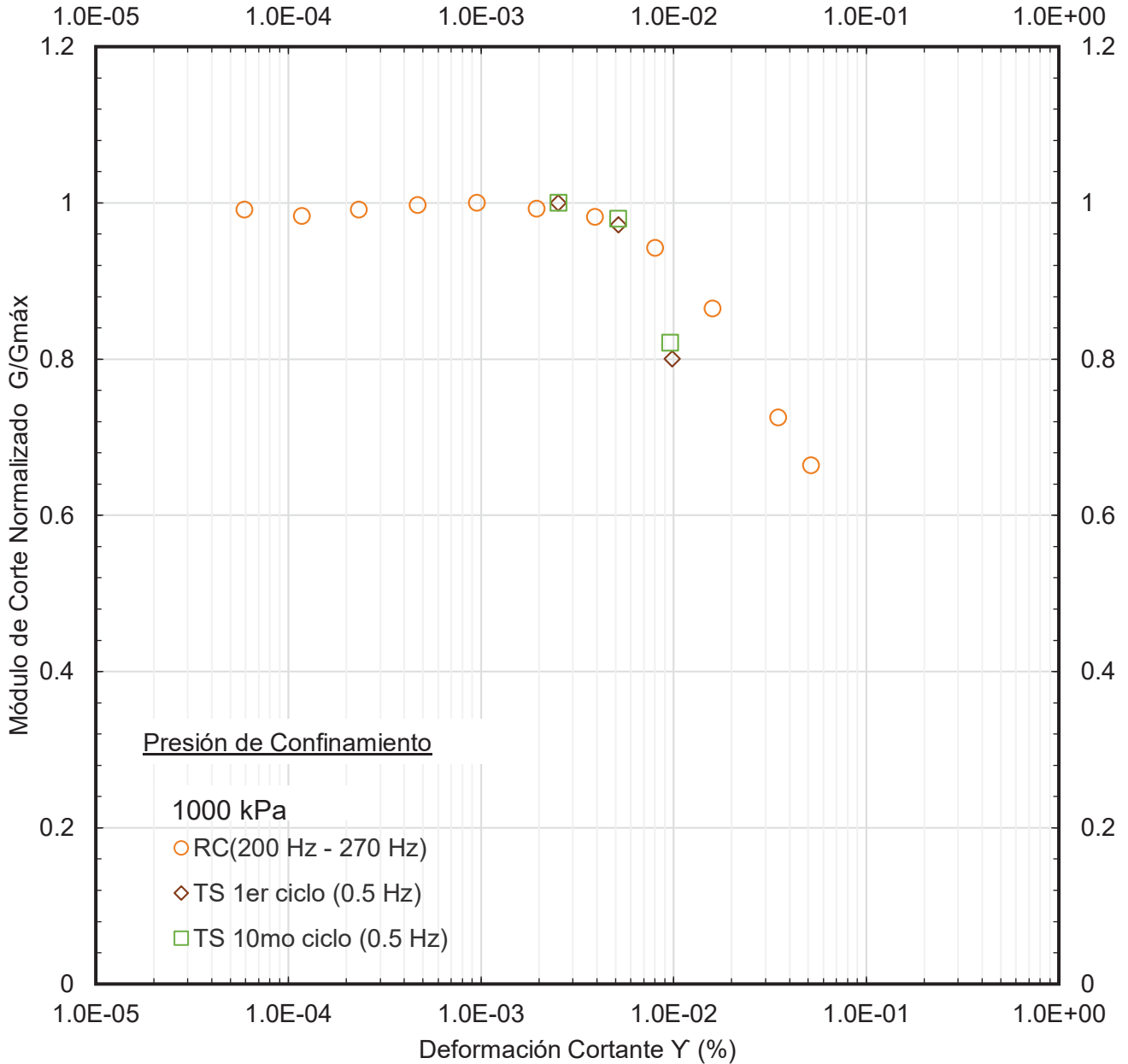


Figura 22: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 1000 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

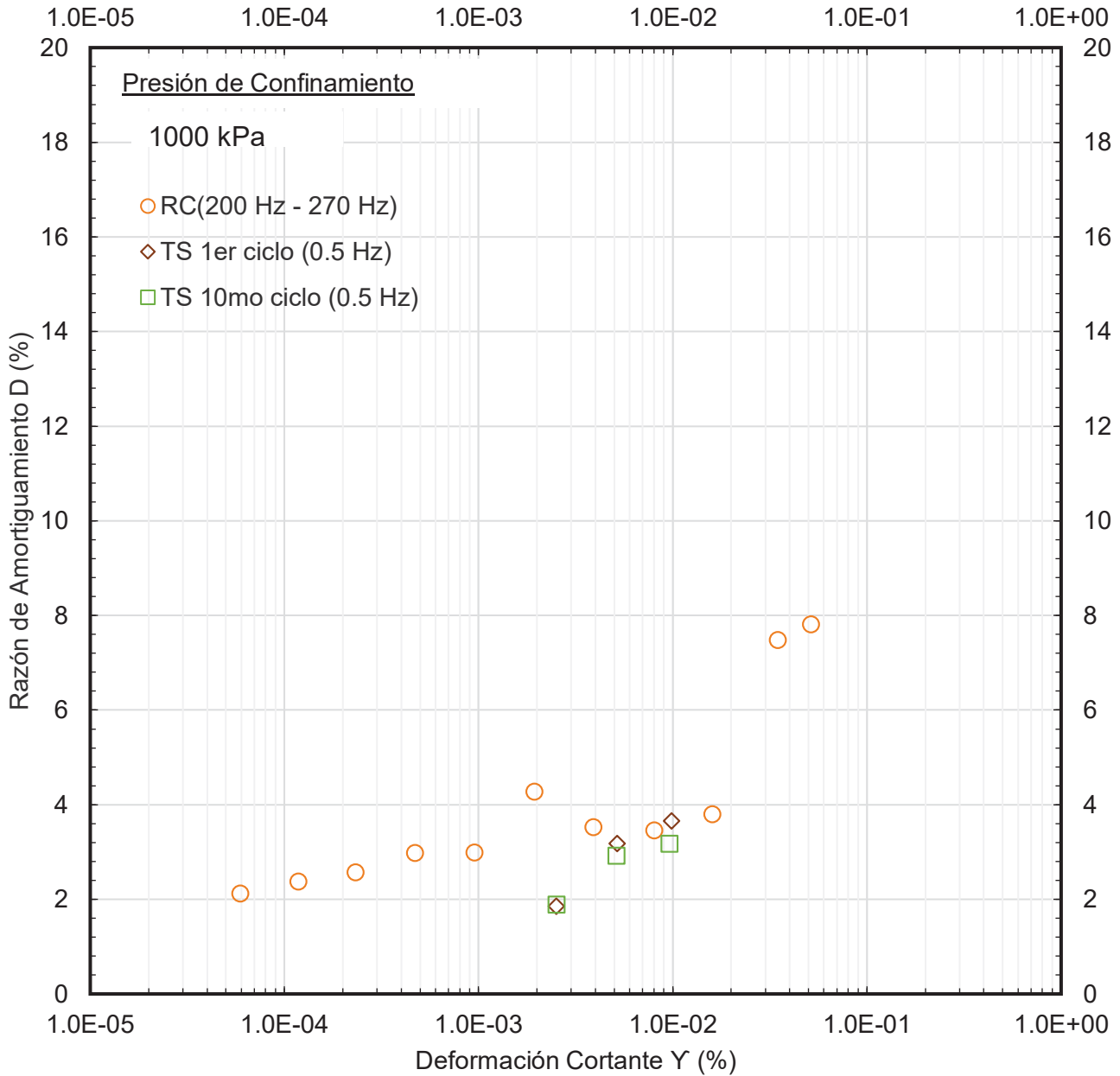


Figura 23: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 1000 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

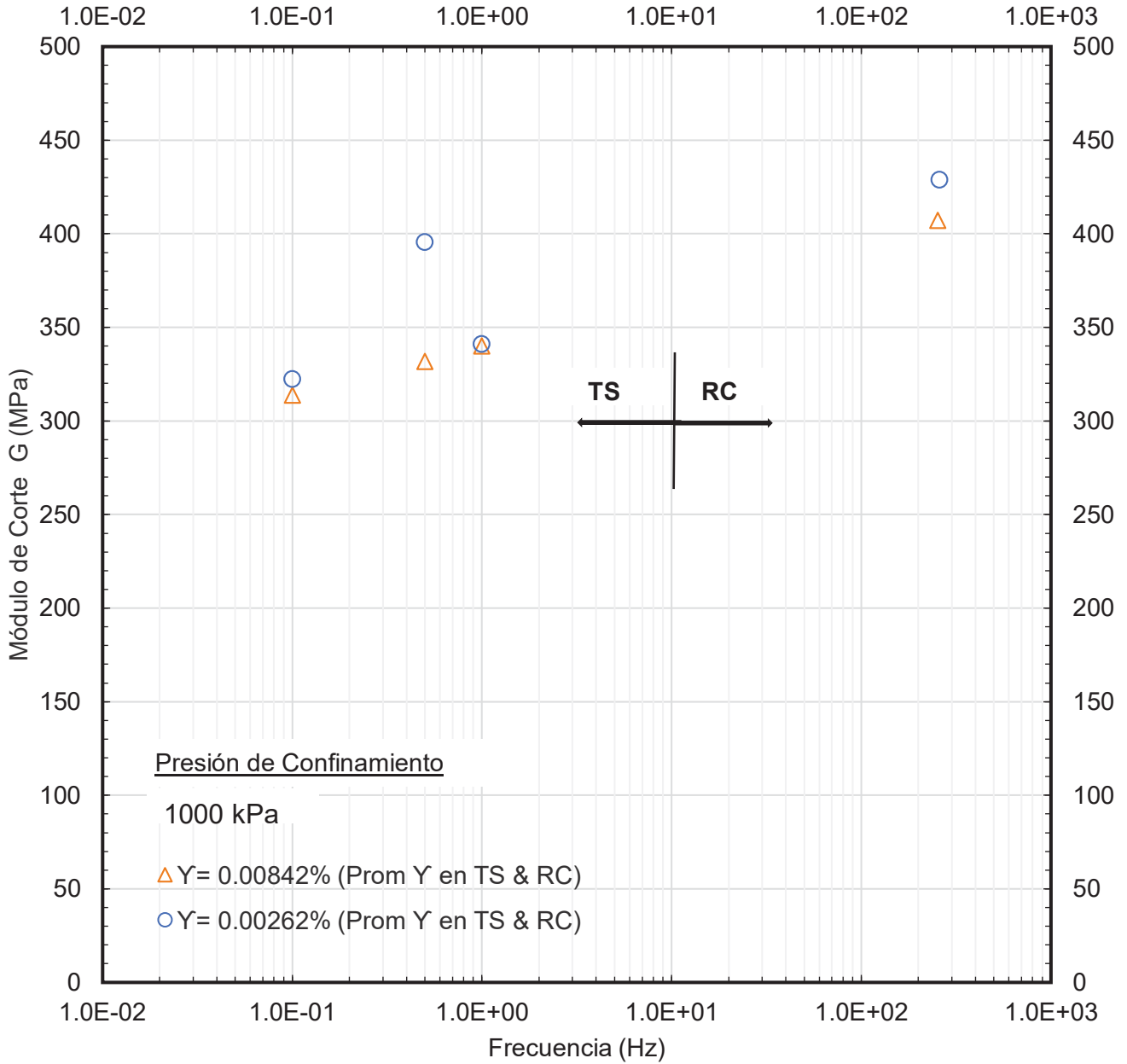


Figura 24: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 1000 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

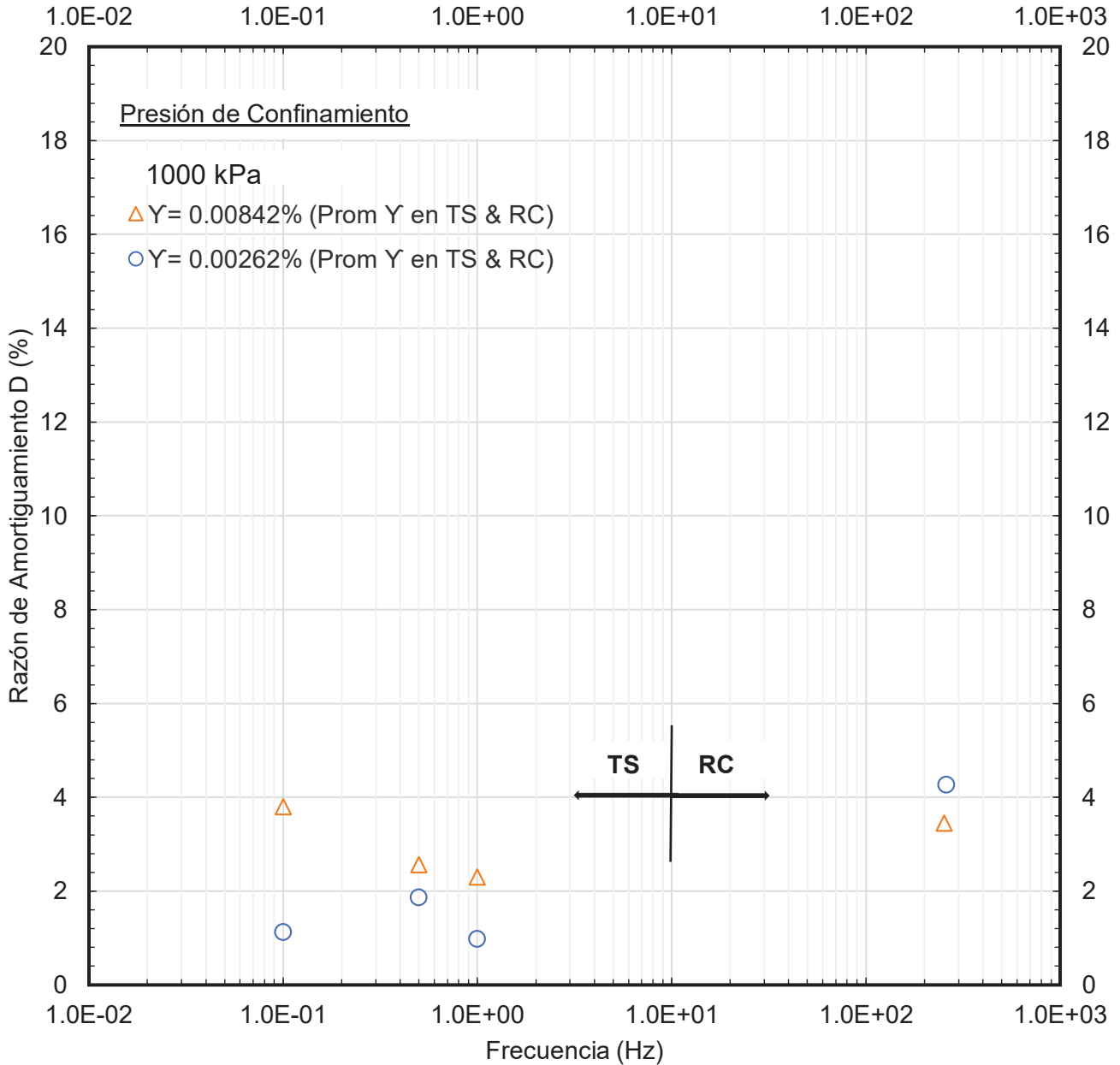


Figura 25: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 1000 Kpa de Presión de Confinamiento en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

Realizado por:

JG

Procesado por:

JG

Revisado por:

CS

Nº de informe:

LAB-17.10.014

Estos datos se aplican solo a las muestras ensayadas.. Este informe no es válido sin la firma y sello del jefe del laboratorio.

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

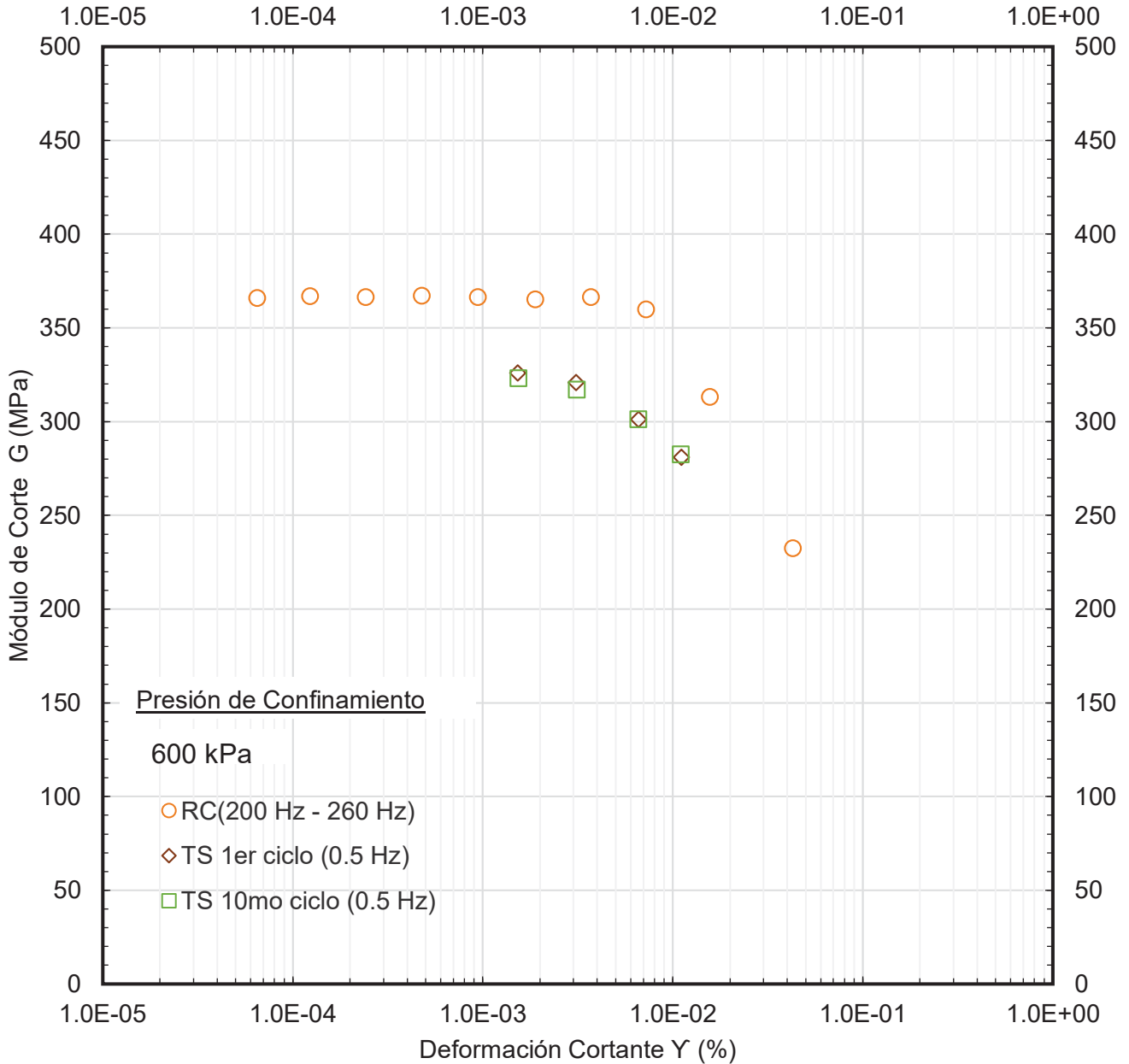


Figura 26: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 600 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

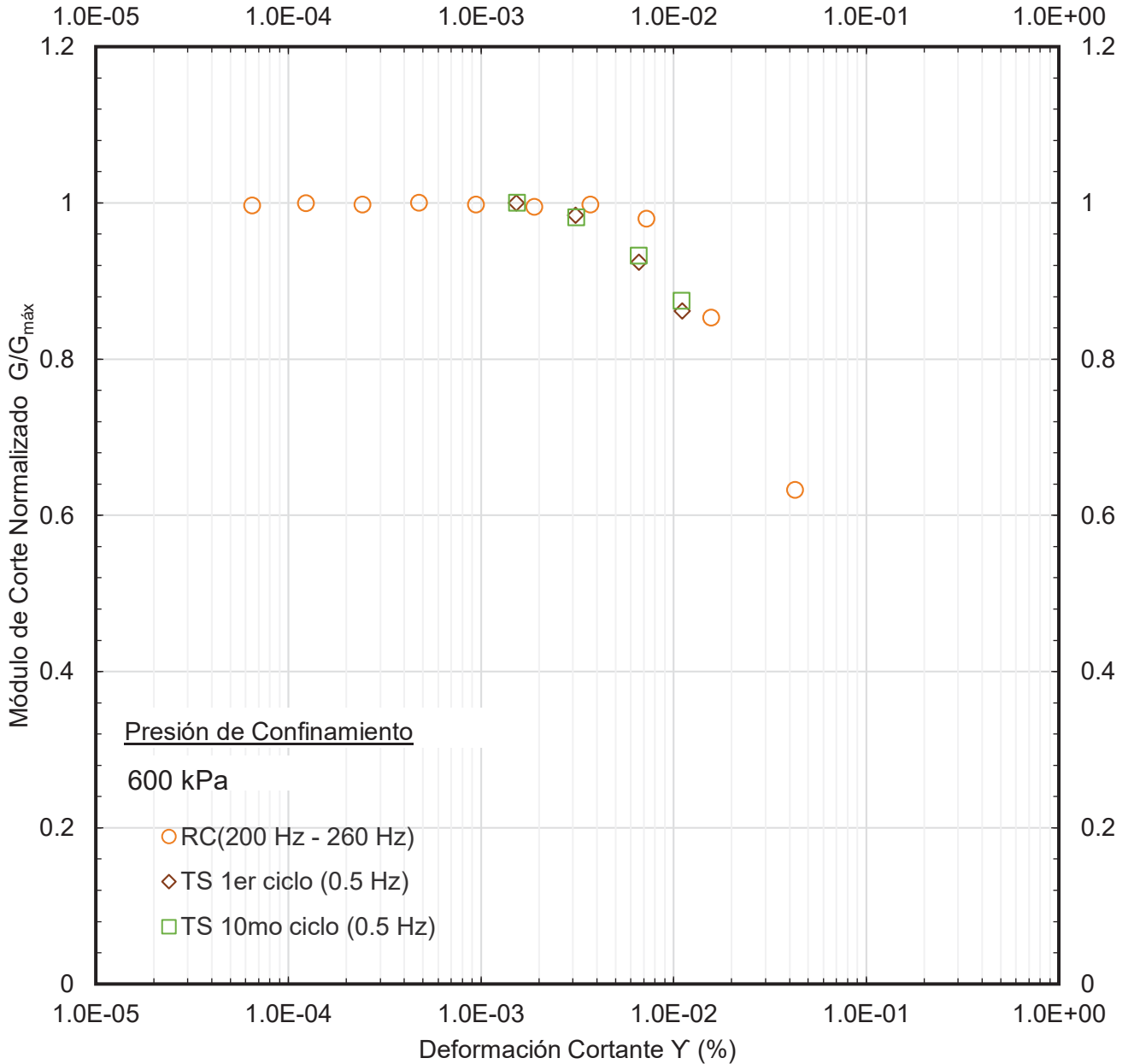


Figura 27: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 600 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de Descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

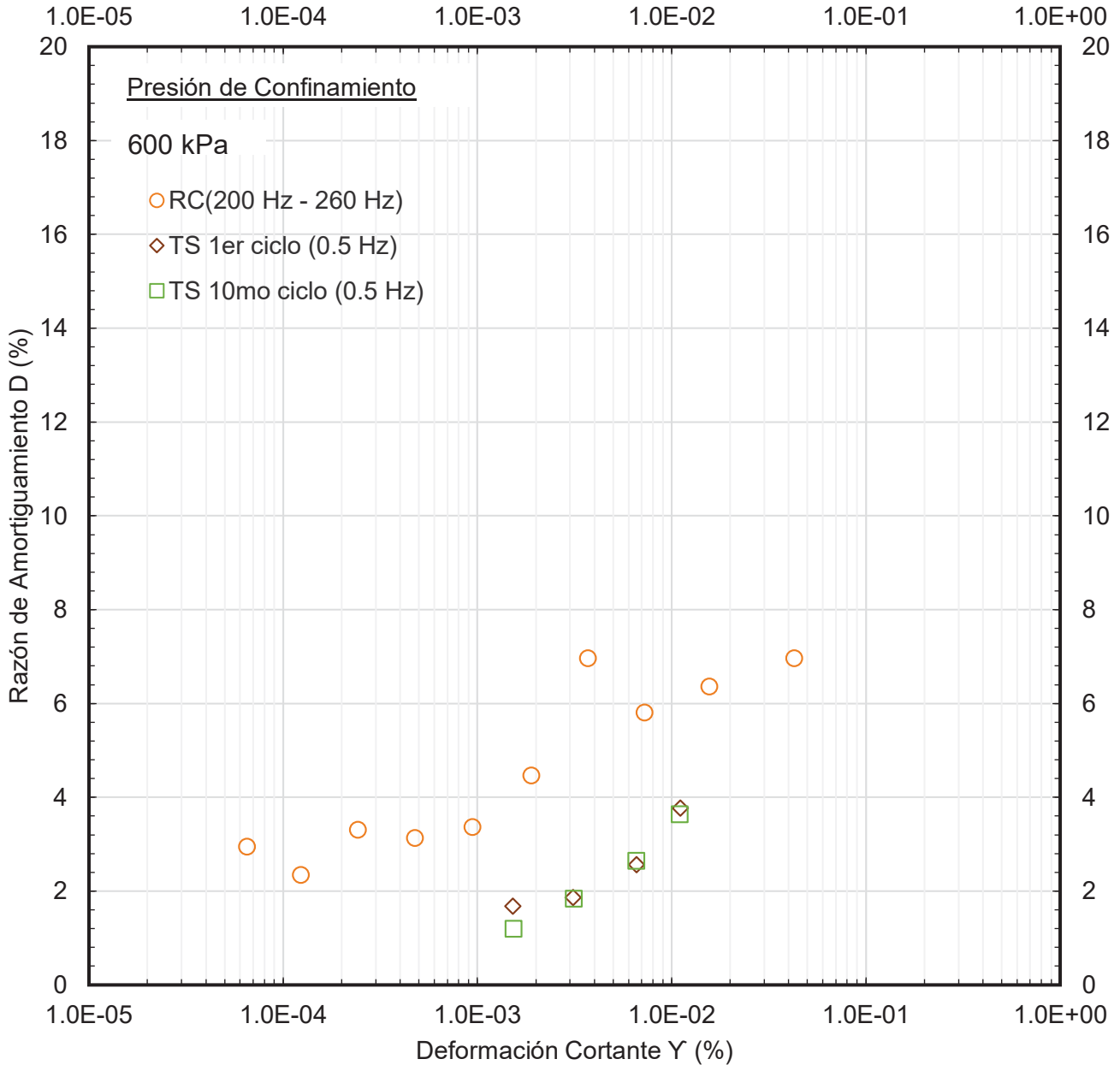


Figura 28: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 600 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

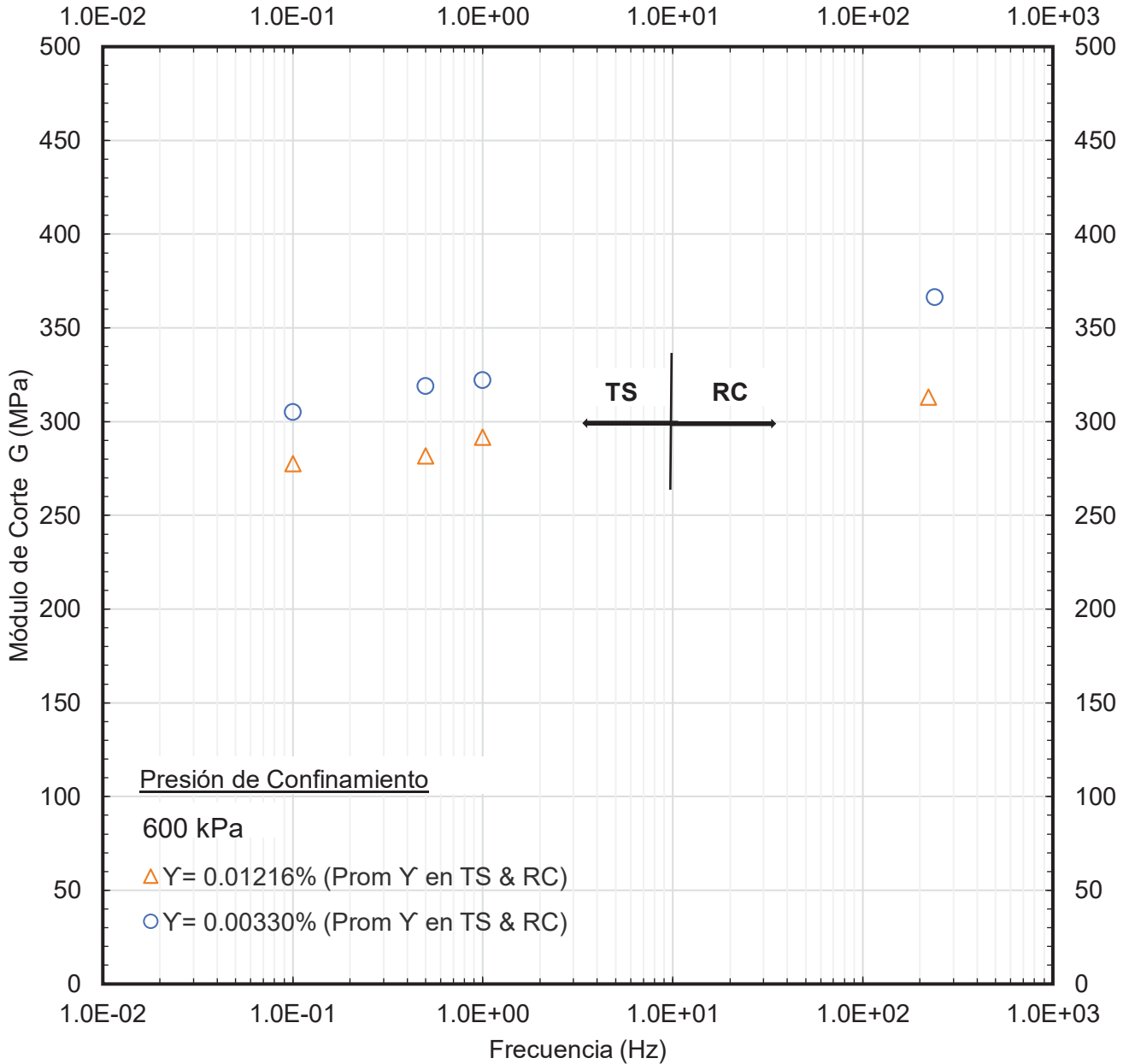


Figura 29: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 600 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

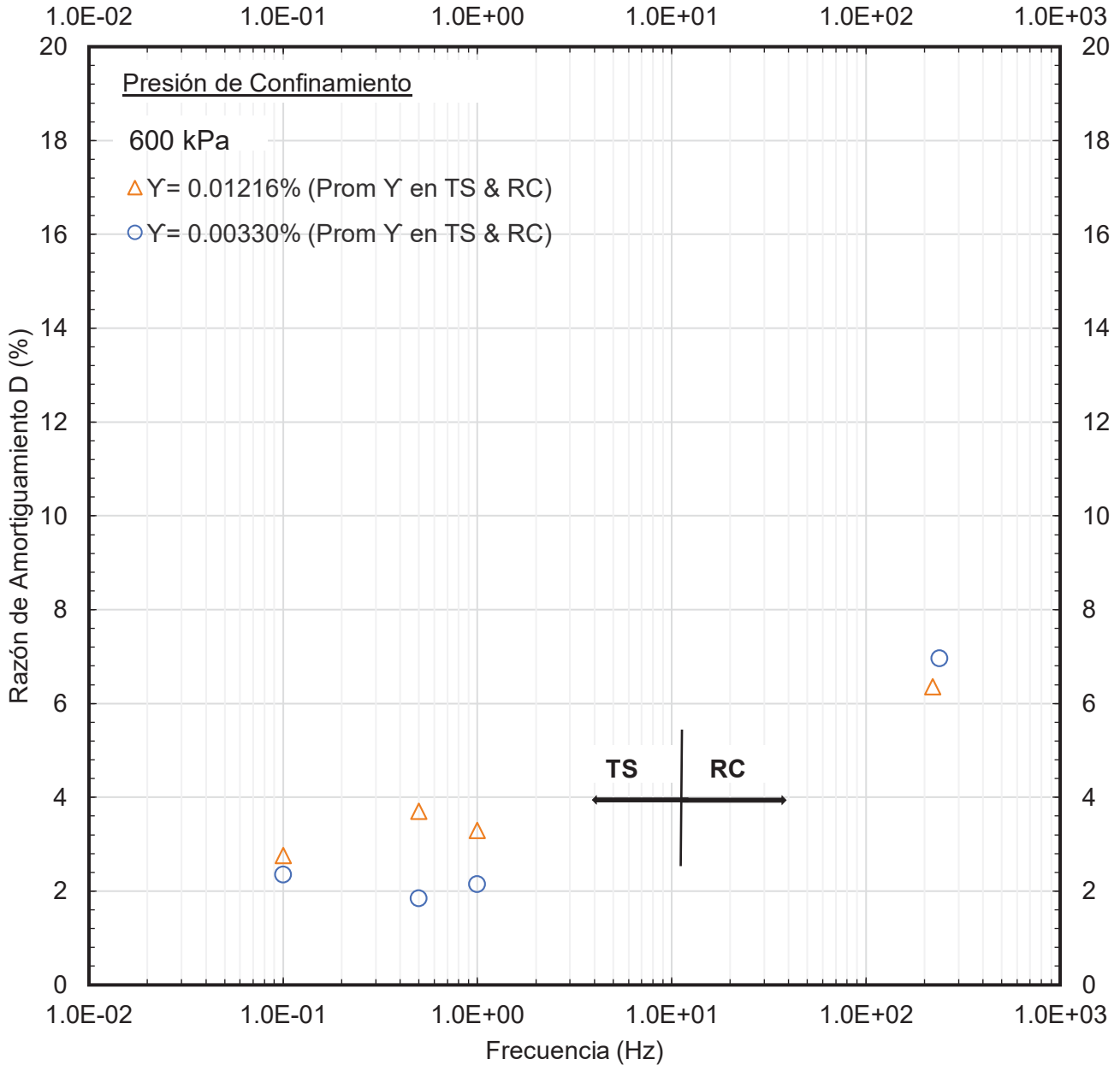


Figura 30: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 600 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

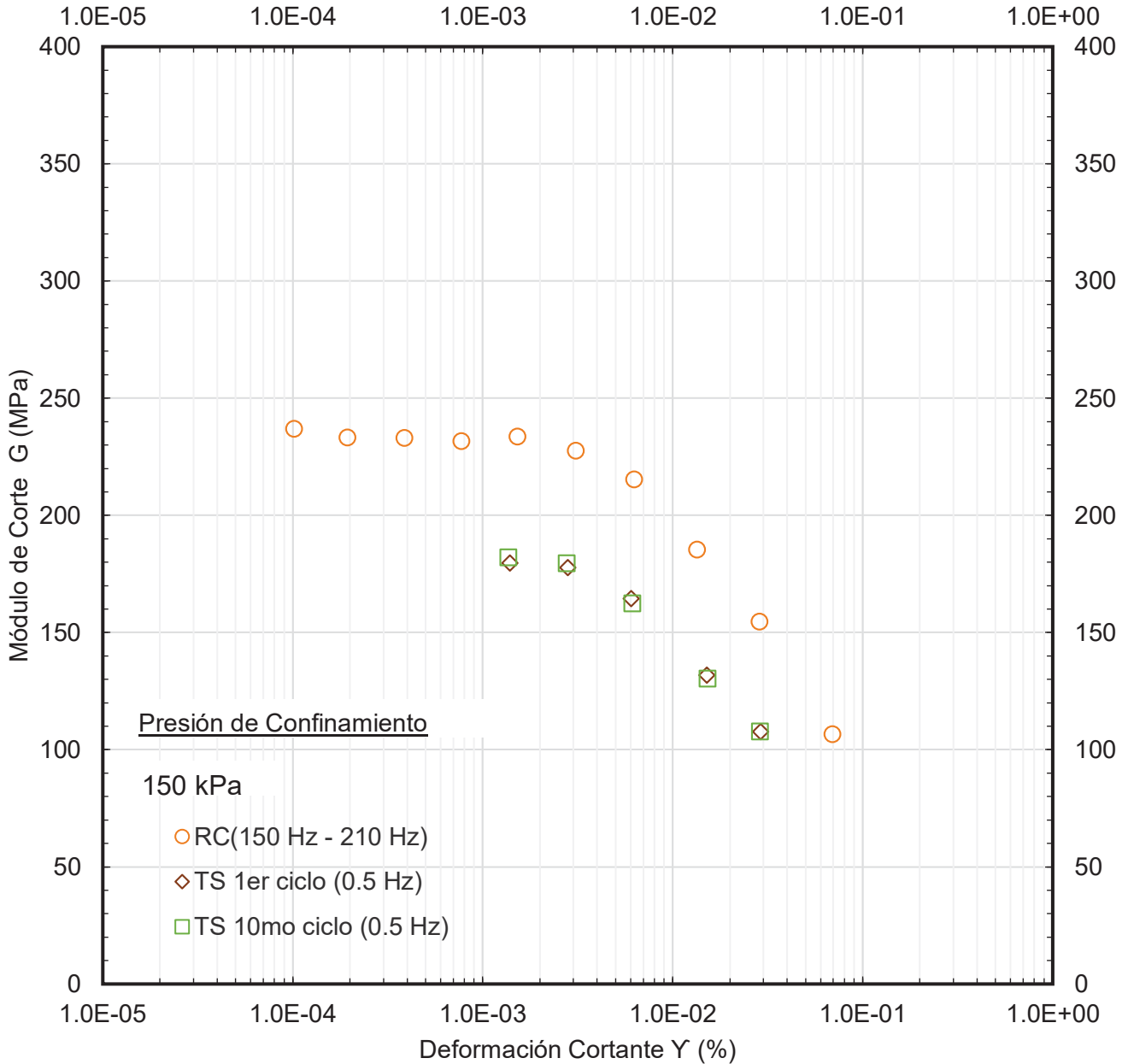


Figura 31: Gráfico entre Módulo de Corte y Deformación Cortante a 150 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

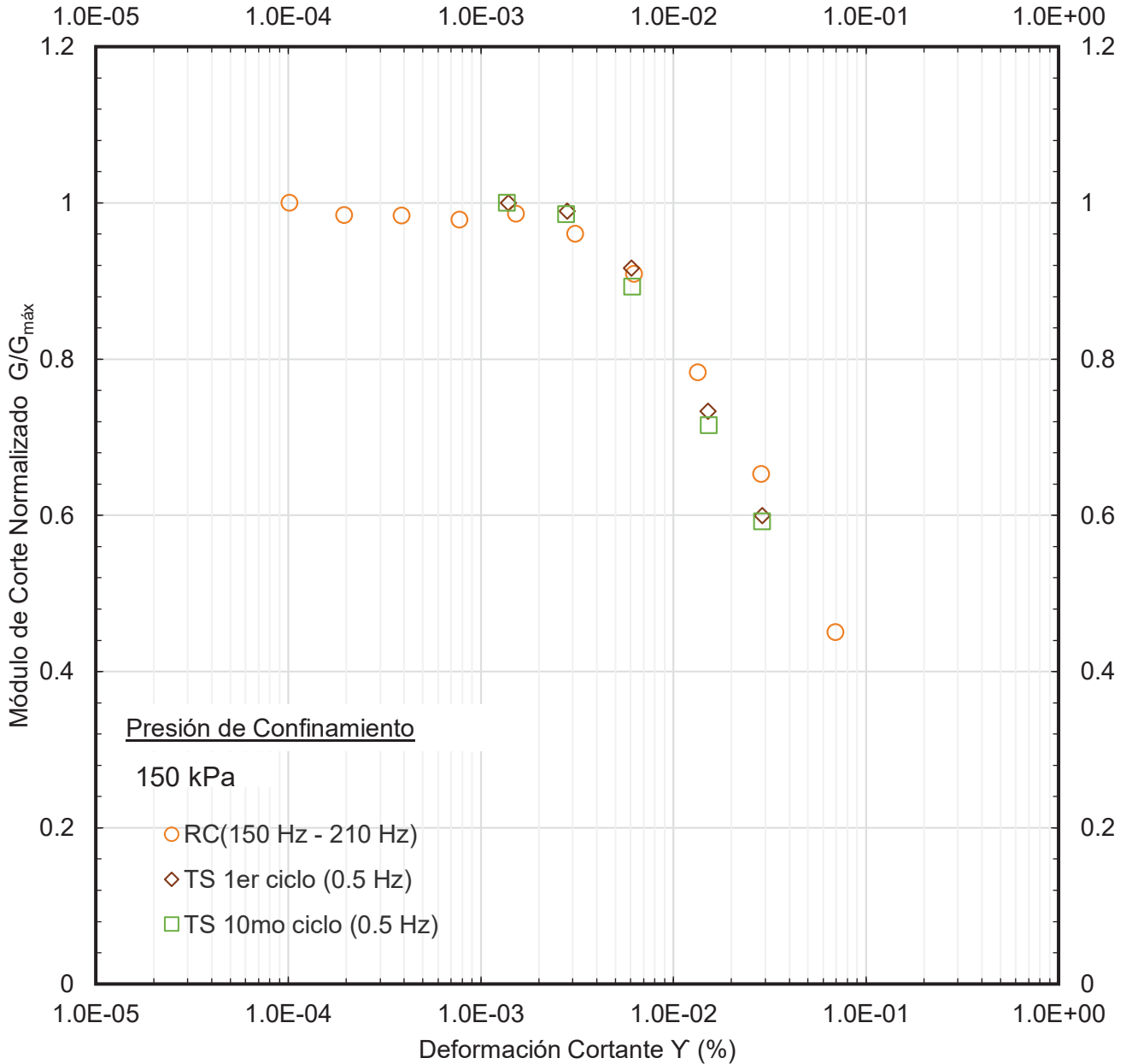


Figura 32: Gráfico entre Módulo de Corte Normalizado y Deformación Cortante a 150 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de Descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

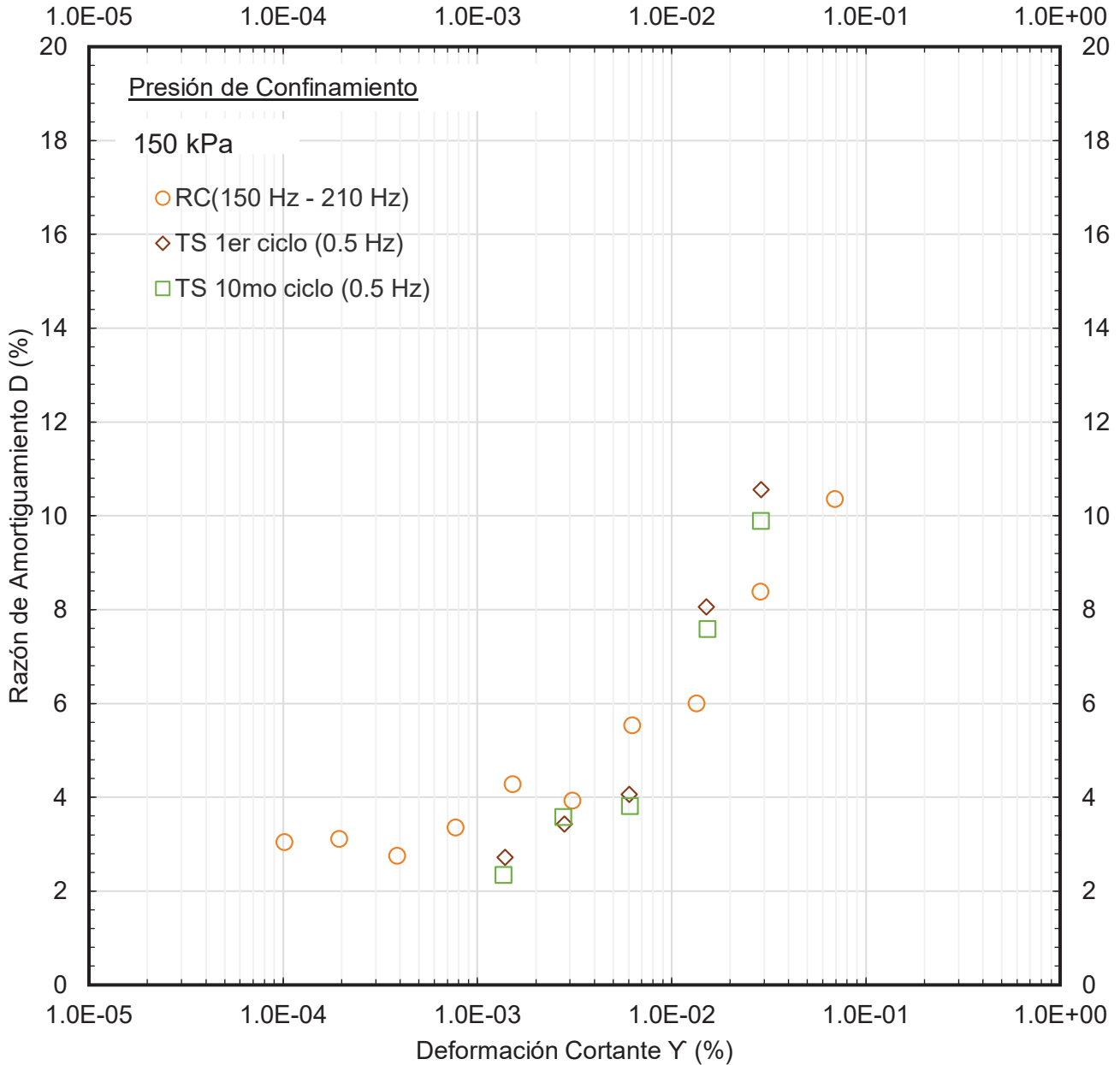


Figura 33: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y Deformación Cortante a 150 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

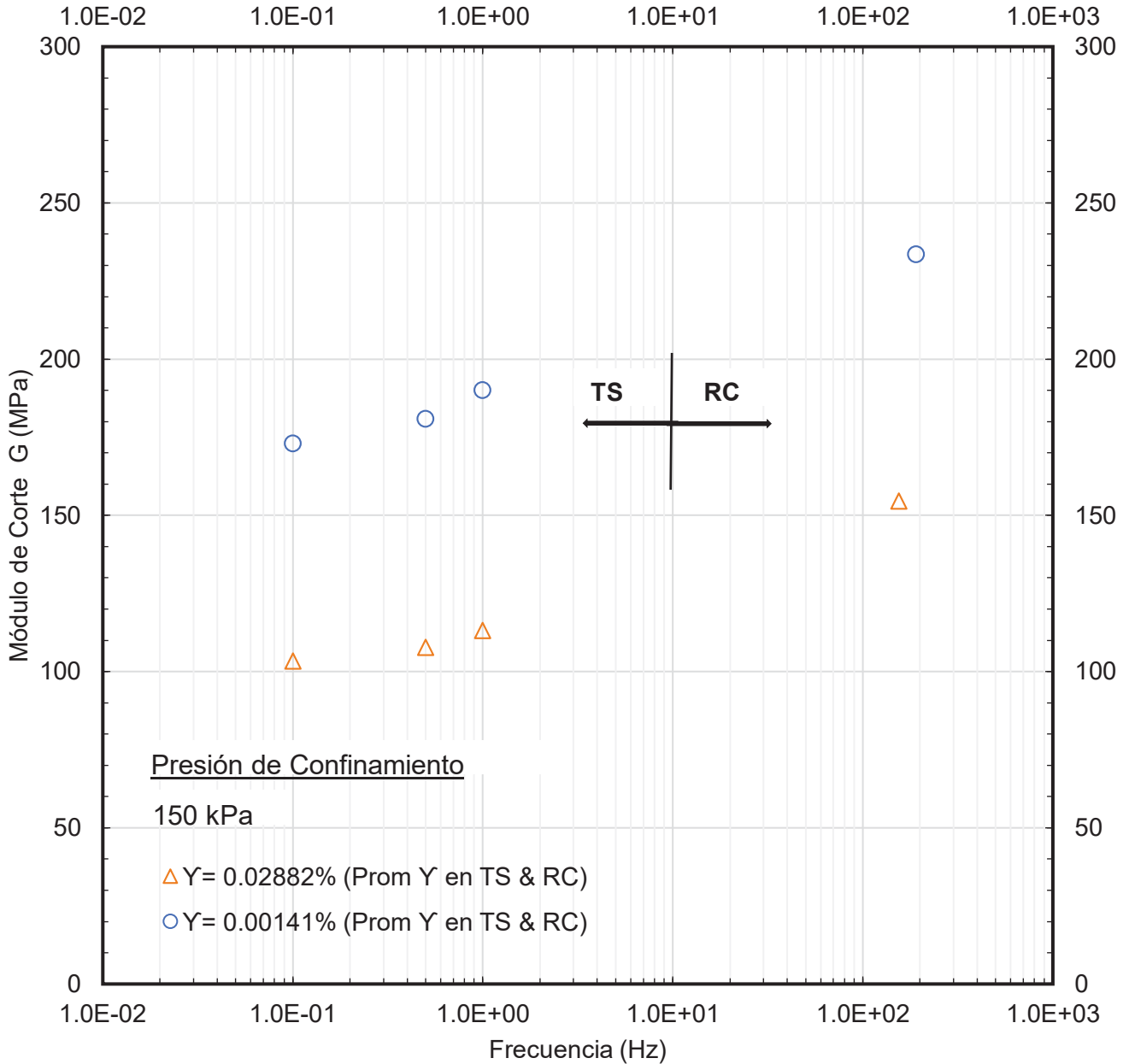


Figura 34: Gráfico entre Módulo de Corte y la frecuencia aplicada a 150 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

CH: 9.00%

Muestra: M-1
Tiempo 100 min / σ

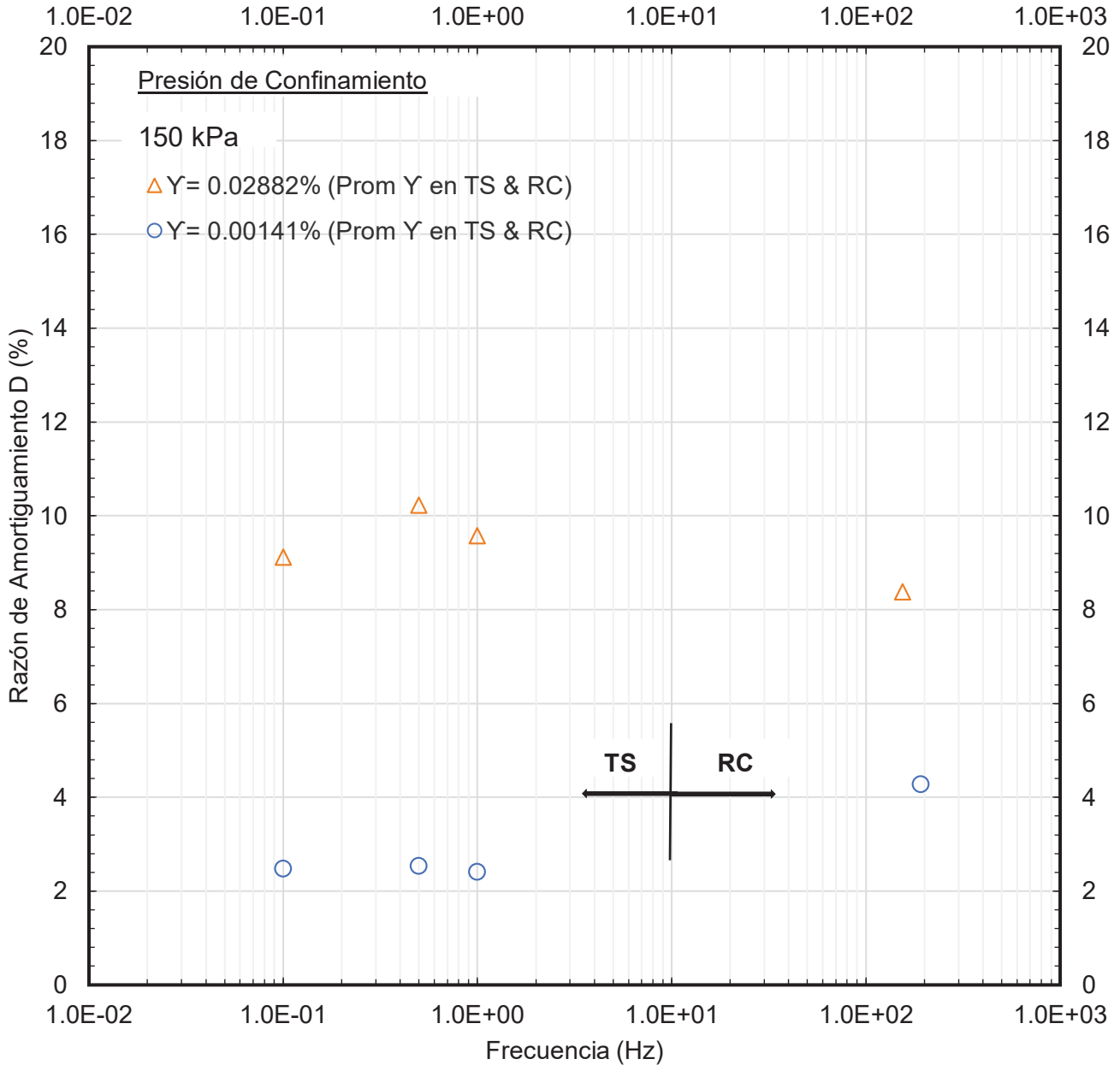


Figura 35: Gráfico entre Razón de Amortiguamiento y la frecuencia aplicada a 150 Kpa de Presión de Confinamiento (Etapa de descarga) en pruebas de Columna Resonante y Corte Torsional (RCTS).

Tabla 1:

Variación del Módulo de Corte máximo (G_{\max}), Velocidad de Corte (V_s), Razón de Amortiguamiento mínimo (D_{\min}) y Relación de Vacíos (e) respecto a la Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

σ (kPa)	V_s (kPa)	G_{\max} (MPa)	D_{\min} (%)	e
300	338	230	1.93	0.403
600	405	331	1.87	0.399
1000	456	419	2.17	0.396
* 600	427	368	2.42	0.396
* 150	342	235	2.95	0.398

* Descarga

Tabla 2:

Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 300 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.24E-04	236	1.00	1.45
2.45E-04	228	0.97	1.50
4.80E-04	232	0.98	2.11
9.59E-04	231	0.98	1.93
1.90E-03	231	0.98	2.37
3.84E-03	226	0.96	2.65
7.51E-03	216	0.92	3.71
1.53E-02	192	0.81	4.70
2.83E-02	164	0.70	5.48

Tabla 3:

Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 300 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)	γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.17E-03	213	1.00	1.77	1.17E-03	214	1.00	1.86
2.40E-03	208	0.98	2.08	2.42E-03	206	0.96	1.62
5.18E-03	192	0.90	3.18	5.23E-03	190	0.89	3.01
1.21E-02	164	0.77	5.49	1.23E-02	162	0.76	5.36

Tabla 4:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 600 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
8.19E-05	336	0.99	2.36
1.41E-04	337	0.99	1.76
2.79E-04	339	1.00	2.46
5.58E-04	337	0.99	2.68
1.10E-03	337	0.99	3.00
2.19E-03	334	0.99	3.31
4.39E-03	327	0.96	3.36
8.85E-03	308	0.91	3.84
1.97E-02	251	0.74	3.85

Tabla 5:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 600 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)	γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.77E-03	282	1.00	2.70	1.76E-03	283	2.22	1.00
3.57E-03	279	0.99	2.50	3.60E-03	277	2.39	0.98
7.87E-03	253	0.90	5.28	7.90E-03	252	5.04	0.89
1.18E-02	238	0.84	6.39	1.18E-02	238	6.00	0.84

Tabla 6:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 1000 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
5.94E-05	428	0.99	2.12
1.18E-04	425	0.98	2.37
2.33E-04	428	0.99	2.57
4.71E-04	431	1.00	2.98
9.55E-04	432	1.00	2.98
1.95E-03	429	0.99	4.27
3.92E-03	424	0.98	3.52
8.04E-03	407	0.94	3.45
1.60E-02	374	0.86	3.79
3.49E-02	313	0.72	7.47
5.18E-02	287	0.66	7.80

Tabla 7:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 1000 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)	γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
2.52E-03	396	1.00	1.85	2.52E-03	395	1.00	1.88
5.18E-03	385	0.97	3.18	5.16E-03	387	0.98	2.92
9.83E-03	317	0.80	3.66	9.62E-03	324	0.82	3.17

Tabla 8:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 600 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en la etapa de descarga en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
6.51E-05	366	1.00	2.94
1.24E-04	367	1.00	2.34
2.43E-04	366	1.00	3.30
4.78E-04	367	1.00	3.12
9.46E-04	366	1.00	3.36
1.90E-03	365	0.99	4.46
3.71E-03	366	1.00	6.96
7.25E-03	360	0.98	5.81
1.57E-02	313	0.85	6.35
4.29E-02	232	0.63	6.96

Tabla 9:
Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 600 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en la etapa de descarga en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)	γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.53E-03	326	1.00	1.68	1.54E-03	323	1.00	1.20
3.10E-03	321	0.98	1.86	3.14E-03	317	0.98	1.83
6.61E-03	301	0.92	2.56	6.61E-03	301	0.93	2.64
1.11E-02	281	0.86	3.77	1.10E-02	282	0.87	3.63

Tabla 10:

Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 150 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en la etapa de descarga en pruebas de Columna Resonante (RC).

γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.02E-04	237	1.00	3.04
1.95E-04	233	0.98	3.11
3.88E-04	233	0.98	2.75
7.74E-04	232	0.98	3.35
1.52E-03	233	0.99	4.28
3.09E-03	227	0.96	3.92
6.26E-03	215	0.91	5.53
1.34E-02	185	0.78	6.00
2.87E-02	155	0.65	8.38
6.94E-02	107	0.45	10.35

Tabla 11:

Variación del Módulo de Corte (G), Módulo de Corte Normalizado ($G/G_{m\acute{a}x}$) y Razón de Amortiguamiento (D) respecto a la Deformación Cortante (γ) a 150 kPa de Presión de Confinamiento (σ) en la etapa de descarga en pruebas de Corte Torsional (TS).

Primer Ciclo				Décimo Ciclo			
γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)	γ (%)	G (MPa)	$G/G_{m\acute{a}x}$	D (%)
1.39E-03	180	1.00	2.72	1.37E-03	182	1.00	2.34
2.80E-03	178	0.99	3.43	2.78E-03	179	0.99	3.57
6.05E-03	165	0.92	4.06	6.13E-03	162	0.89	3.81
1.51E-02	132	0.73	8.06	1.53E-02	130	0.72	7.58
2.89E-02	108	0.60	10.56	2.89E-02	108	0.59	9.89