

Universidad Nacional de Rosario
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura



Proyecto de Grado
Carrera de Ingeniería Civil

OPTIMIZACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE UN MODELO NUMÉRICO A PARTIR DE MEDICIONES EXPERIMENTALES DE VIBRACIONES

ESTUDIANTES

MENDES, Valentín Germán (M-7005/1)
ROLDAN, Ignacio (R-4507/1)

DIRECTORES:

Ing. Horacio Fideleff
Dra. Margarita Portapila

ASESORES:

Ing. Raúl Navarro
Ing. Analía Luque
Arq. Cristina Cervera
Dr. Ing. Oscar Möller
MSc. Ing. Nicolás Guido Bolcatto

*Trabajo presentado en la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, en
cumplimiento parcial de los requisitos para alcanzar la titulación en*

Ingeniería Civil

Agosto 2026

ÍNDICE

ÍNDICE	2
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS	9
GLOSARIO.....	10
1 INTRODUCCIÓN	13
1.1 Objetivos.....	14
1.1.1 General	14
1.1.2 Particulares	14
2 INFORMACIÓN DISPONIBLE	15
2.1 Identificación y replanteo de hechos existentes.....	15
2.2 Información sobre el acueducto.....	15
2.2.1 Profundidad del conducto:.....	16
2.3 Parámetros geotécnicos y estructurales	17
2.3.1 Geometría del conducto.....	18
2.4 Descripción del ensayo experimental	19
2.4.1 Altura de la estructura y escenario de lanzamiento	19
2.4.2 Simulación de demolición	20
2.5 Datos experimentales.....	25
2.5.1 Análisis en el Dominio del Tiempo (Acelerogramas).....	25
2.5.2 Análisis en el Dominio de la Frecuencia (Espectros de Fourier)	27
3 CONSIDERACIONES, INCERTIDUMBRES Y LIMITACIONES METODOLÓGICAS	29
3.1 Incertidumbres geotécnicas y estructurales	29
3.1.1 Parámetros geotécnicos	29
3.1.2 Condiciones estructurales del conducto	29
3.2 Limitaciones de un modelo elástico lineal.....	29
3.2.1 . Rigidez dinámica y rango de deformaciones.....	30
3.2.2 Marco de referencia para el modelo elástico lineal	30
3.3 Trabajos de medición.....	30
3.3.1 Instrumentación superficial (A2 y A3).....	30
3.3.2 Instrumentación en profundidad (A1)	31
3.3.3 Condiciones meteorológicas.....	31

3.3.4	Heterogeneidades del terreno de ensayo	31
3.3.5	Consideraciones sobre la variabilidad de las mediciones experimentales y su incidencia en la estrategia de calibración	33
3.3.5.1	Naturaleza no controlada de la fuente de excitación	33
3.3.5.2	Variabilidad de las componentes horizontales	33
3.3.5.3	Anomalía en la dirección preponderante (Y respecto de X)	34
3.3.5.4	Dominancia anómala del movimiento horizontal sobre el vertical	34
3.3.5.5	Sensibilidad lateral del sistema de medición.....	34
3.3.5.6	Variabilidad de la componente vertical.....	35
3.3.5.7	Consecuencia sobre la estrategia de calibración	35
3.3.5.8	Indicios de contaminación con barro en los pozos profundos.....	35
3.3.5.9	Adopción del punto de referencia en altura.....	36
4	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS INICIALES DEL SUELO	37
4.1	Caracterización geotécnica del predio	37
4.2	Consideración del nivel freático	38
4.2.1	Presiones verticales efectivas	38
4.2.2	Presiones de sobreconsolidación y OCR.....	38
4.2.3	Coeficiente de empuje en reposo K_0	41
4.2.4	Relación de vacíos.....	42
4.2.5	Módulo de corte dinámico inicial G_0	42
4.2.6	Degradación de rigidez por deformación y módulo de descarga-recarga	44
4.2.7	Prueba de comparación con degradación de rigidez por zonas	45
4.2.8	Amortiguamiento de Rayleigh	46
5	MODELO NUMÉRICO PARA EL ANÁLISIS.....	49
5.1	Descripción general del modelo	49
5.2	Criterio de modelado: representación de la instrumentación.....	50
5.3	Parametrización del modelo.....	51
5.4	Dominio y condiciones de borde	54
5.5	Zonificación del dominio numérico.....	56
5.6	Mallado	58
5.7	Integración temporal.....	60
5.8	Estados de carga.....	60
5.8.1	Estado geostático en reposo.....	60
5.8.2	Carga de impacto dinámica	62

5.8.2.1	Velocidad de impacto.....	62
5.8.2.2	Cantidad de movimiento	62
5.8.2.3	Función temporal de la fuerza.....	62
5.8.2.4	Amplitud máxima de la fuerza	62
5.8.2.5	Presión equivalente aplicada	63
5.9	Estudios y combinaciones.....	63
6	CALIBRACIÓN DEL MODELO.....	65
6.1	Estrategia general de calibración	67
6.2	Duración del impacto y contenido de frecuencias	69
6.3	Calibración conjunta del módulo de elasticidad del Estrato 1 (E_1) y el amortiguamiento del suelo (ψ_{suelo}).....	71
6.3.1	Influencia del módulo de elasticidad E_1	72
6.3.2	Desarrollo físico: rigidez, impedancia y aceleración.....	72
6.3.3	Verificación contra los datos	73
6.3.4	Influencia del amortiguamiento ψ_{suelo}	73
6.3.5	Consideración energética: acoplamiento entre rigidez del suelo y energía entregada.....	73
6.3.6	Búsqueda conjunta (E_1 , ψ_{suelo})	75
6.4	Módulo de elasticidad del Estrato 2 (E_2): calibración con Pozo 2-Z	76
6.5	Coeficiente de Poisson ν_1 (ajuste simultáneo) y adopción de $\nu_2 = \nu_1$	77
6.6	Parámetros calibrados finales	79
6.6.1	Alineación temporal de los registros	81
7	EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LAS CARGAS DEL CONDUCTO	83
7.1	Criterio de evaluación tensional	83
7.2	Componente de tensión analizada: tensión circunferencial σ_θ	83
7.3	Estado geostático en reposo.....	83
7.4	Puntos de control adoptados	84
7.5	Respuesta dinámica: alternancia de la sollicitación.....	86
7.6	Criterio de superposición	89
7.7	Resultados.....	91
8	CONCLUSIONES	94
8.1	Síntesis de resultados	94
8.2	Verificación de la integridad del conducto y margen de seguridad.....	94
8.3	Sobre la naturaleza de la rigidez calibrada	96
8.4	Limitaciones y comparación con modelos más complejos.....	96

8.4.1	Plasticidad en la zona de impacto.....	96
8.4.2	Amortiguamiento histerético (small-strain overlay / HS-Small).....	96
8.4.3	Caracterización dinámica del suelo (prospección geofísica).....	97
8.4.4	Representación de las componentes horizontales.....	97
8.5	Recomendaciones para futuras campañas de ensayo.....	97
8.6	Comparación con un modelo elastoplástico más complejo	97
8.7	Dimensión ambiental y sostenible del proyecto	98
BIBLIOGRAFÍA.....		98
AGRADECIMIENTOS		99
ANEXOS.....		99

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Distancia mínima en planta entre el eje del conducto y la estructura de silos.....	15
Figura 2: Planimetría y altimetría del conducto y del terreno natural.	16
Figura 3: Ubicación de las perforaciones	18
Figura 4: Dimensiones conducto.	19
Figura 5: Mordaza de hormigón acoplada a excavadora.	20
Figura 6: Equipo de izaje para ensayo de campo.	20
Figura 7: Estructura principal de silos a demoler.	21
Figura 8: Disposición acelerómetros en planta.....	22
Figura 9: Ubicación de los pozos en el terreno y receptáculo.	23
Figura 10: Ubicación del bloque y los acelerómetros en el terreno.	24
Figura 11: Detalle de los pozos en el terreno.	25
Figura 12: A3: Aceleración vs Tiempo en z. (A1 ubicado en P2, impacto 2).	26
Figura 13: A2: Aceleración vs Tiempo en z. (A1 ubicado en P2, impacto 2).	27
Figura 14: A1-P2: Aceleración vs Tiempo en z. (A1 ubicado en P2, impacto 2).....	27
Figura 15: Módulo de la Transformada de Fourier vs Frecuencia para todos los acelerómetros en simultáneo.....	28
Figura 16: Barras soporte para acelerómetros (A2 izquierda y A3 derecha).....	31
Figura 17: Implantación de acelerómetros en los pozos.....	32
Figura 18: Materialidad en la superficie del predio.....	32
Figura 19: Distribución presiones de consolidación.	39
Figura 20: Variación del OCR en profundidad.	40
Figura 21: Fracción de amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia (suelo, $\xi = 0,05$).....	48
Figura 22: Modelado del sistema en COMSOL Multiphysics.	50
Figura 23: Modelización bordes del sistema.	55
Figura 24: Modelado borde cara inferior.	56
Figura 25: Modelado de caras laterales del sistema.	56
Figura 26: Modelado de caras laterales del sistema.	56
Figura 27: Modelado Zona 0.	57
Figura 28: Modelado Zona 1.	57
Figura 29: Modelado Zona 2.	57
Figura 30: Modelado proximidades del conducto.	58
Figura 31: Mallado del sistema.	59
Figura 32: Mallado zona de impacto.	59
Figura 33: Mallado proximidades del conducto.	59

Figura 34: Mallado del conducto.....	59
Figura 35: Mallado de anillos de control.....	60
Figura 36: Modelado de la carga interna del conducto.	62
Figura 37:Aplicación carga de impacto.....	63
Figura 38: Comparación acelerogramas ubicación A3.....	66
Figura 39: Comparación acelerogramas ubicación A2.....	66
Figura 40: Comparación acelerogramas ubicación A1-P2.	66
Figura 41: Módulo de la Transformada de Fourier vs Frecuencia $d_i = 0,03s$, $d_i=0,065s$ y $d_i=0,1s$	70
Figura 42: Módulo de la Transformada de Fourier vs Frecuencia $d_i = 0,05 s$	70
Figura 43: Aceleraciones máximas de A3 en función de la rigidez E1 para distintos valores de amortiguamiento.....	75
Figura 44: Aceleraciones máximas de A2 en función de la rigidez E1 para distintos valores de amortiguamiento.....	76
Figura 45: Aceleraciones en función de E, para A1-P2.....	76
Figura 46: Aceleraciones máximas en A1-P2 vs v_2	77
Figura 47: Aceleraciones máximas de A3 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_1	78
Figura 48: Aceleraciones máximas de A2 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_1	78
Figura 49: Aceleraciones máximas de A1P2 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_1	78
Figura 50: Respuesta del sistema calibrado en A3.	80
Figura 51: Respuesta del sistema calibrado en A2.	80
Figura 52: Respuesta del sistema calibrado para A1-P2.	80
Figura 53: Distribución de σ_θ sobre el conducto en estado geostático.	84
Figura 54: Puntos de control del intradós.....	85
Figura 55:Distribución de tensiones exteriores del conducto.....	85
Figura 56: Distribución de tensiones interiores del conducto.	85
Figura 57: Tensiones en el conducto $t = 0,192 s$	87
Figura 58: Tensiones en el conducto $t = 0,224 s$	87
Figura 59: Tensiones en el conducto $t = 0,42 s$	87
Figura 60: Deformaciones en el conducto $t = 0.404 s$	88
Figura 61: Deformaciones en el conducto $t = 0.48 s$	88
Figura 62: Deformaciones en el conducto $t = 0.81 s$	88
Figura 63: Evolución temporal de σ_θ en la clave.....	89
Figura 64: Evolución temporal de σ_θ en la solera.....	90
Figura 65: Evolución temporal de σ_θ en el flanco izquierdo.	90
Figura 66: Evolución temporal de σ_θ en el flanco derecho.....	90

Figura 67: Tensiones máximas, de tracción en clave y solera, y compresión en flancos, para impacto dinámico ($t=0,814$ s).....	92
Figura 68: Superposición de efectos, tensiones máximas de tracción en clave y compresión en flancos ($t=0,814$ s).	92
Figura 69: Tensiones máximas, de compresión en clave y solera, y tracción en flanco derecho, para impacto dinámico ($t=0,908$ s).	92
Figura 70: Superposición de efectos, tensiones mínimas, de tracción en clave y solera, y compresión en flanco derecho ($t=0,908$ s).	93
Figura 71: Tensión máxima de tracción en flanco izquierdo, para impacto dinámico ($t=0,718$ s).	93
Figura 72: Superposición de efectos, tensiones mínimas compresión en flanco izquierdo ($t=0,718$ s).....	93
Figura 73: Objetivos de desarrollo sostenible.	98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Parámetros geotécnicos del suelo	38
Tabla 2: Parámetros del suelo.	42
Tabla 3: Valores de k para distintos IP.	43
Tabla 4: Parámetros geotécnicos.	44
Tabla 5: Parámetros geométricos del modelo. Las coordenadas de pozos, acelerómetros y conducto se expresan respecto del sistema de referencia del dominio.	51
Tabla 6: Propiedades mecánicas de suelo y conducto. E1, E2, nu1 y psisoil corresponden a los valores calibrados (capítulo 6).	52
Tabla 7: Parámetros de la carga de impacto.	53
Tabla 8: Parámetros de amortiguamiento de Rayleigh.	53
Tabla 9: Tamaños característicos de elemento por zona.	53
Tabla 10: Parámetros calibrados y verificación.	79
Tabla 11: Verificación en los puntos de control.	79
Tabla 12: Tensiones circunferenciales σ_θ en el intradós del conducto:	91
Tabla 13: Contribución dinámica (impacto) de σ_θ en el intradós.	94
Tabla 14: Superposición reposo + dinámico.	95
Tabla 15: Verificación tensional del conducto (H-13).	95

GLOSARIO

<i>Acelerograma</i>	Registro de la aceleración de una partícula del terreno en función del tiempo, medido por un acelerómetro. Constituye la señal base para el análisis en el dominio del tiempo y, mediante la FFT, en el dominio de la frecuencia.
<i>Amortiguamiento de Rayleigh</i>	Modelo de amortiguamiento viscoso proporcional empleado en dinámica estructural, en el que la matriz de amortiguamiento se expresa como combinación lineal de las matrices de masa y de rigidez ($[C] = \alpha[M] + \beta[K]$). Permite ajustar la disipación de energía del sistema en un rango de frecuencias de interés.
<i>Coefficiente de empuje en reposo (K_0)</i>	Relación entre la tensión efectiva horizontal y la tensión efectiva vertical en un suelo que no experimenta deformación lateral. Depende del ángulo de fricción y de la historia tensional (OCR) del depósito.
<i>Coefficiente de Poisson (ν)</i>	Parámetro elástico que relaciona la deformación transversal con la deformación longitudinal de un material sometido a carga uniaxial. En suelos saturados sin drenaje tiende a valores cercanos a 0,5.
<i>COMSOL Multiphysics</i>	Plataforma de simulación numérica basada en el Método de Elementos Finitos (MEF), empleada para el modelado tridimensional de la propagación de ondas en el sistema suelo–conducto.
<i>Espectro de Fourier</i>	Representación de una señal en el dominio de la frecuencia, obtenida mediante la Transformada de Fourier. Permite identificar el contenido frecuencial dominante de los acelerogramas registrados.
<i>Estado geostático</i>	Estado tensional inicial del terreno debido exclusivamente al peso propio del suelo, previo a la aplicación de cualquier sollicitación externa. Define las tensiones efectivas verticales y horizontales en reposo.
<i>FFT (Transformada Rápida de Fourier)</i>	Algoritmo eficiente para el cálculo de la Transformada Discreta de Fourier, que convierte una señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia.
<i>HS Small</i>	Del inglés “Hardening Soil with Small Strain Stiffness”. Modelo constitutivo elastoplástico avanzado que reproduce el comportamiento no lineal del suelo. Se caracteriza por simular la alta rigidez inicial del terreno ante deformaciones muy pequeñas y su degradación progresiva, acoplada al endurecimiento por deformación plástica volumétrica y de corte.

<i>Impedancia (acústica/mecánica)</i>	Producto de la densidad del medio por la velocidad de propagación de la onda ($Z = \rho \cdot c$). Governa la proporción de energía transmitida y reflejada en la interfaz entre dos estratos de distinta rigidez.
<i>Método de Elementos Finitos (MEF)</i>	Método numérico que discretiza un dominio continuo en elementos de geometría simple, sobre los que se resuelven de forma aproximada las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema físico.
<i>Módulo de corte dinámico inicial (G_0 / G_{max})</i>	Rigidez al corte del suelo asociada a deformaciones angulares muy pequeñas (rango elástico). Es un parámetro fundamental en dinámica de suelos, determinable mediante correlaciones (Hardin-Drnevich, Janbu) o ensayos geofísicos.
<i>Módulo de elasticidad (E)</i>	También llamado módulo de Young. Parámetro que cuantifica la rigidez de un material en el rango elástico lineal, definido como la relación entre la tensión axial y la deformación unitaria correspondiente.
<i>Nivel freático</i>	Superficie dentro del terreno en la que la presión de poros del agua iguala a la presión atmosférica. Su posición condiciona las tensiones efectivas y el comportamiento dinámico del suelo.
<i>OCR (Razón de sobreconsolidación)</i>	Del inglés “Over-Consolidation Ratio”. Cociente entre la máxima tensión efectiva vertical histórica (tensión de preconsolidación) y la tensión efectiva vertical actual. Caracteriza la historia de cargas del suelo.
<i>Onda de Rayleigh</i>	Onda sísmica superficial cuyo movimiento de partícula describe una trayectoria elíptica retrógrada en el plano vertical. Concentra buena parte de la energía transmitida en superficie y atenúa más lentamente que las ondas de volumen.
<i>Onda P (onda primaria o de compresión)</i>	Onda de volumen en la que las partículas del medio oscilan en la misma dirección de propagación, generando ciclos de compresión y dilatación. Es la más veloz (velocidad C_p) y se propaga tanto en sólidos como en fluidos.
<i>Onda S (onda secundaria o de corte)</i>	Onda de volumen en la que las partículas oscilan perpendicularmente a la dirección de propagación. Su velocidad (C_s) es menor que la de la onda P y, a diferencia de esta, no se propaga en fluidos por carecer estos de rigidez al corte.

<i>Relación de vacíos (e)</i>	Cociente entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos de una muestra de suelo. Interviene en la estimación de la rigidez dinámica y de otros parámetros geotécnicos.
<i>Tensión circunferencial (σ_θ)</i>	Componente tangencial del tensor de tensiones expresado en coordenadas cilíndricas (hoop stress). En un anillo cargado en su plano concentra las componentes de membrana y de flexión, por lo que rige la verificación estructural del conducto

1 INTRODUCCIÓN

El desarrollo urbano de la ciudad de Rosario en las últimas décadas ha estado caracterizado por la progresiva recuperación de su frente costero central. Este proceso se ha sustentado en el desmantelamiento y la reconversión de antiguos enclaves logístico-portuarios que, con el paso del tiempo, perdieron su funcionalidad original y quedaron progresivamente absorbidos por el tejido urbano consolidado. Lo que en su momento constituyó una infraestructura de borde pasó a conformar una barrera física interpuesta entre la trama residencial y el frente fluvial del río Paraná, cuya persistencia habría perpetuado la generación de externalidades negativas sobre los barrios circundantes (ruido, contaminación y tráfico pesado), la fragmentación de la continuidad urbana y la subutilización de suelo estratégico de alto valor ambiental. En paralelo, la mayor parte de estas instalaciones portuarias debió relocarse hacia localidades vecinas del Gran Rosario —como San Lorenzo, Puerto General San Martín y Villa Constitución—, debido a la necesidad de contar con mayor superficie operativa, de adaptarse al calado requerido por embarcaciones de mayor porte y de resolver la creciente incompatibilidad entre las operaciones logístico-industriales y el entorno urbano-residencial en el que habían quedado insertos. En este marco, el sector denominado Puerto Norte constituye uno de los casos más representativos de transformación territorial, pasando de un uso predominantemente agroexportador, vinculado al almacenamiento y procesamiento de cereales, a un esquema urbano de usos mixtos orientado a la valorización inmobiliaria y del espacio público. Este cambio de paradigma se encuentra regulado por los lineamientos del Plan Urbano Rosario y, específicamente, por el Plan Especial Puerto Norte, los cuales establecen el marco normativo para la reintegración de estos suelos a la dinámica urbana. Como consecuencia de este proceso, se proyecta la construcción de un complejo habitacional de gran altura, cuya magnitud lo posiciona como una de las intervenciones edilicias más relevantes a nivel nacional.

No obstante, la materialización de este emprendimiento requiere la liberación del predio mediante la demolición de las estructuras existentes, conformadas principalmente por silos de hormigón armado y edificaciones auxiliares. La complejidad de esta etapa no se limita a la escala de las estructuras a remover, sino que se ve significativamente incrementada por la presencia de infraestructura subterránea crítica dentro del área de influencia de las obras.

En particular, se destaca la presencia del denominado “río subterráneo” perteneciente a Aguas Santafesinas S.A., constituido por un conducto matriz de hormigón simple de aproximadamente 2,60 m de diámetro, emplazado a una profundidad del orden de 9 m. La integridad estructural y funcional de esta infraestructura resulta esencial para garantizar el suministro de agua potable, por lo que cualquier intervención en superficie debe asegurar su preservación.

Desde el punto de vista ingenieril, el problema central radica en la evaluación de los efectos dinámicos inducidos por las tareas de demolición sobre el sistema suelo-conducto. La caída

libre de masas significativas genera la transferencia de energía cinética al terreno, produciendo deformaciones localizadas en superficie y la propagación de ondas de tensión a través del medio geotécnico. Estas ondas pueden inducir estados de esfuerzo y deformación en profundidad, afectando potencialmente la respuesta estructural del conducto.

En este contexto, resulta necesario analizar los mecanismos de atenuación de vibraciones en el suelo, la variación de sus propiedades mecánicas frente a sollicitaciones dinámicas y la interacción dinámica suelo–estructura. A tal efecto, el presente trabajo propone el desarrollo de un modelo numérico que permita simular la propagación de vibraciones generadas por impactos, calibrado a partir de mediciones experimentales, con el objetivo de evaluar que las sobretensiones producidas durante la demolición no comprometan la estabilidad ni la operatividad del conducto existente.

1.1 Objetivos

1.1.1 General

Evaluar la incidencia de las sobretensiones sobre un conducto subterráneo existente a partir de la propagación de vibraciones generadas durante la demolición de estructuras en la zona de Puerto Norte, implementando un modelo numérico del sistema suelo-conducto en el software COMSOL Multiphysics.

1.1.2 Particulares

- Implementar un modelo numérico tridimensional del sistema suelo–conducto, considerando un comportamiento elástico lineal de los materiales.
- Calibrar la respuesta dinámica del modelo a partir de registros experimentales de aceleraciones obtenidos durante ensayos de impacto en campo.
- Validar el modelo calibrado para evaluar la respuesta estructural del conducto frente a sollicitaciones dinámicas representativas de las tareas de demolición.
- Analizar las limitaciones asociadas al empleo de un modelo elástico lineal para la representación del comportamiento dinámico del suelo.

2 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Para la formulación geométrica y la posterior calibración del modelo numérico del sistema suelo-conducto, se consolidó un conjunto exhaustivo de información empírica y documental. Estos datos de entrada constituyen las condiciones iniciales, de contorno y de carga dinámicas necesarias para simular la propagación de ondas tensionales generadas por la demolición. La información recopilada se agrupa en cinco categorías: identificación y replanteo de hechos existentes, parámetros geotécnicos y estructurales, características de la masa de impacto ensayada, disposición espacial de la instrumentación, y datos experimentales obtenidos en campaña.

2.1 Identificación y replanteo de hechos existentes

La caracterización geométrica del sistema se realizó a partir de documentación oficial provista por Aguas Santafesinas S.A. y Obring S.A., complementada con relevamientos del Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras. La información gráfica incluyó planimetrías en escala 1:1500 y perfiles longitudinales del conducto en escala 1:1000, elaborados con cotas referidas al sistema IGN.

2.2 Información sobre el acueducto

Se cuenta con el trabajo topográfico de detección del Río Subterráneo, el cual comprende la planialtimetría del conducto y el terreno en el sector del estudio.

A partir de la planimetría se determinó una distancia horizontal mínima de 62,40 m entre el eje del conducto y la estructura de silos, correspondiente a la progresiva 0+250 del conducto (Figura 1). Este valor constituye la separación crítica sobre la cual se fundamenta el escenario de carga más desfavorable analizado en el modelo numérico.



Figura 1: Distancia mínima en planta entre el eje del conducto y la estructura de silos.
Fuente: Aguas Santafesinas S.A.

2.2.1 Profundidad del conducto:

Mediante interpolación lineal en el perfil altimétrico entre las progresivas 0+240 y 0+260, donde el conducto mantiene una pendiente constante de -0,06 %, se determinaron las cotas características en la sección crítica:

- Cota del nivel piezométrico: $(8,51 + 8,52) / 2 = 8,515$ m s.n.m.
- Cota del terreno natural: $(19,30 + 19,71) / 2 = 19,505$ m s.n.m.
- Cota extradós del conducto: 10,73 m

Estas cotas se ilustran en el perfil altimétrico de la Figura 2.

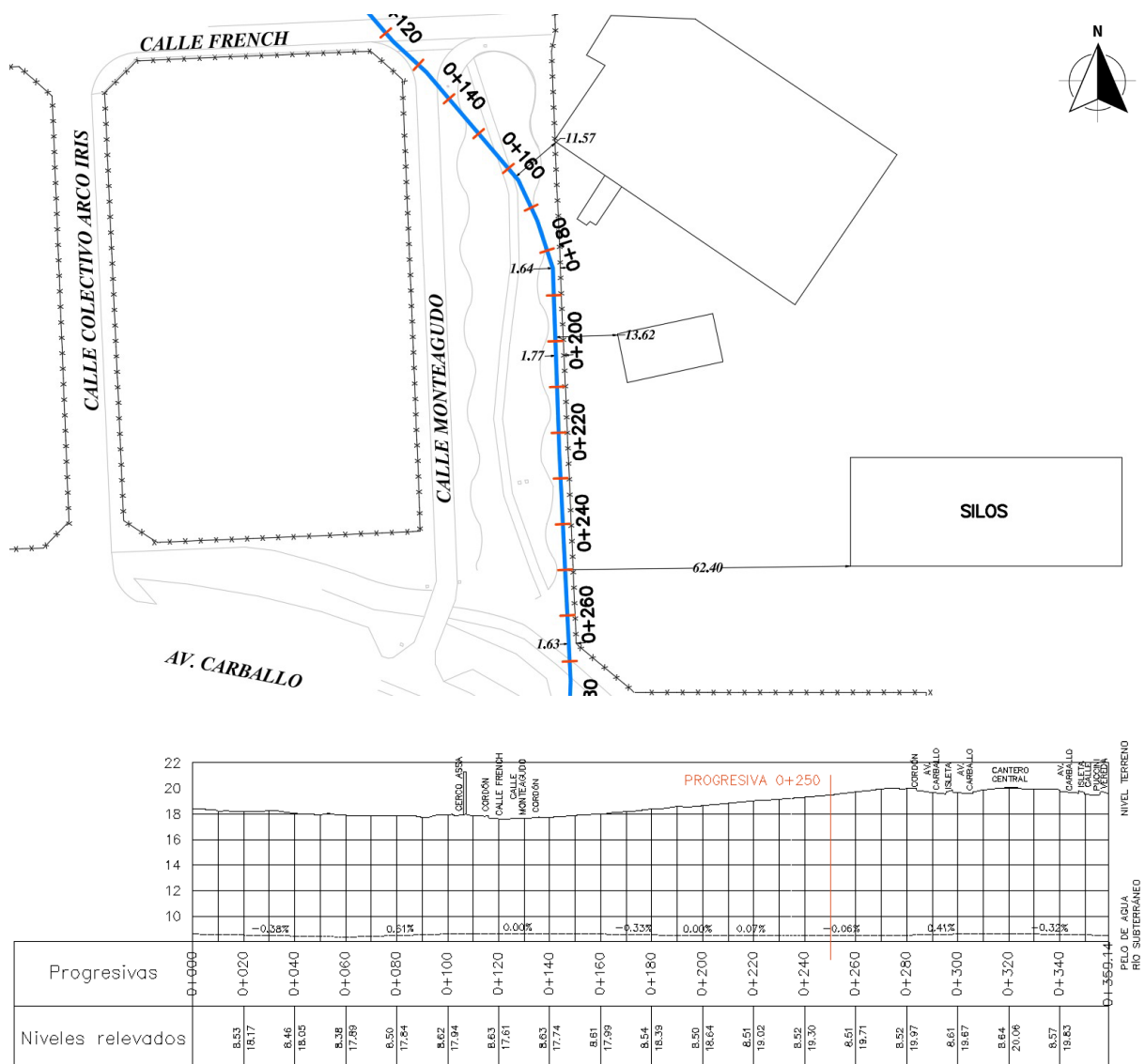


Figura 2: Planimetría y altimetría del conducto y del terreno natural.

Fuente: Aguas Santafesinas S.A.

2.3 Parámetros geotécnicos y estructurales

La caracterización del dominio se definió a partir de dos fuentes complementarias: el estudio de mecánica de suelos del predio —ejecutado en abril del 2025— y los planos estructurales oficiales del conducto.

Se realizaron dos perforaciones hasta 15 m de profundidad (Figura 3), obteniendo la estratigrafía, la ubicación del nivel freático y las propiedades de resistencia de cada estrato.

El perfil del subsuelo se caracteriza por una sucesión de estratos predominantemente finos y cohesivos que experimentan un marcado aumento de rigidez con la profundidad. El estudio identifica los siguientes seis estratos:

- **ESTRATO 1 (0,00 m a 1,50 m):** Arcilla inorgánica (CL) de moderada plasticidad. Color castaño medio a oscuro con vetas y nódulos negros. Consistencia media a rígida.
- **ESTRATO 2 (1,50 m a 2,50 m):** Arcilla inorgánica (CL) de moderada plasticidad. Color castaño medio con vetas y nódulos negros. Consistencia media.
- **ESTRATO 3 (2,50 m a 3,50 m):** Arcilla inorgánica (CL). Color castaño medio con vetas y nódulos negros. Consistencia rígida.
- **ESTRATO 4 (3,50 m a 11,00 m):** Arcilla inorgánica (CL). Capas alternadas entre castaño medio y gris verdoso, con vetas negras, nódulos, calcificaciones y toscas. Consistencia dura.
- **ESTRATO 5 (11,00 m a 14,50 m):** Limo-arcilla (ML-CL). Alternancia de coloración castaña y gris verdoso, con vetas negras, calcificaciones y presencia de arena fina. Consistencia dura.
- **ESTRATO 6 (14,50 m a 15,00 m):** Arena arcillosa (SC), no plástica. Color ocre con toscas. Compacidad densa.



Figura 3: Ubicación de las perforaciones
Fuente: Obring

El nivel freático fue detectado a 3,20 m de profundidad, siendo un valor sujeto a variaciones estacionales.

2.3.1 Geometría del conducto

Los planos históricos provistos por ASSA confirmaron las dimensiones estructurales del acueducto "Río Subterráneo": diámetro interior de 2,60 m, espesor de pared de 26 cm y diámetro exterior resultante de 3,12 m. El conducto es de hormigón simple, sin armadura, y los planos identifican dos tipos de hormigón en distintas secciones ("Hormigón I" y "Hormigón II"). Se incluyen además detalles de cámaras, empalmes y derivaciones.

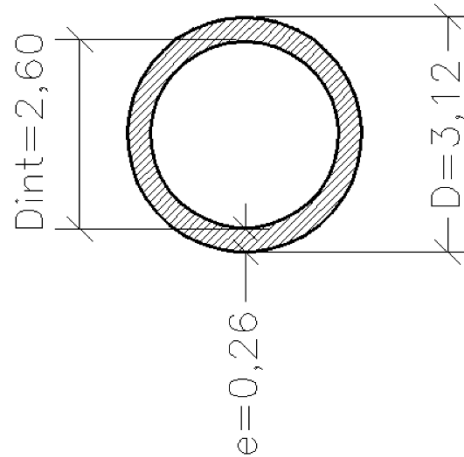


Figura 4: Dimensiones conducto.
Fuente: Aguas Santafesinas S.A.

2.4 Descripción del ensayo experimental

La estructura por demoler se trata de complejo de silos granarios de hormigón armado, compuesto por una batería de celdas cilíndricas dispuestas en hilera. Sobre la batería de celdas se eleva una torre central de mayor altura (cabezal o torre de elevación), de sección rectangular, que albergaría originalmente la maquinaria de transporte y distribución del grano (elevadores de cangilones, transportadores, etc.). Esta torre confiere al conjunto una silueta escalonada característica.

La metodología de demolición prevista establece que los trabajos comienzan desde el punto más alto de la estructura en forma manual con martillos demoledores, formando un colchón de escombros en la parte inferior. Esta etapa manual se mantiene hasta dejar la estructura a 30 m de altura. A partir de allí se opera con excavadora de brazo extensible y mordaza demoledora, que tritura el material a fragmentos de hasta 0,50 m. Al alcanzar los 10 m de altura se utilizan dos o tres mordazas de corto alcance, y la rotura de pisos y cimientos se ejecuta con martillo hidráulico.

2.4.1 Altura de la estructura y escenario de lanzamiento

La estructura de silos presenta dos alturas características: la sección más elevada alcanza aproximadamente 50 m, mientras que la sección de menor altura se sitúa en torno a los 30 m. Dado que por debajo de los 30 m la demolición pasa a realizarse con mordaza, la altura máxima de lanzamiento efectiva corresponde a la transición entre ambas metodologías. En función de la disponibilidad del equipo de izaje, se adoptó una altura de lanzamiento de 27 m como escenario representativo, utilizado tanto en el ensayo de campo que se detalla a continuación, como en la parametrización del modelo numérico.



Figura 5: Mordaza de hormigón acoplada a excavadora.



Figura 6: Equipo de izaje para ensayo de campo.

2.4.2 Simulación de demolición

Los ensayos in-situ se diseñaron específicamente para replicar la mecánica de cargas y vibraciones que se producirá una vez que comiencen los trabajos de demolición. Al someter el terreno a esfuerzos similares a los que ocurrirán en la realidad, se logra capturar el comportamiento físico de la estructura. El cuerpo percutor utilizado consistió en un bloque cúbico de hormigón de 0,50 m de lado, lo que representa el tamaño máximo de fragmento admitido por la metodología de demolición, dado que la mordaza demoledora tritura el material a piezas de diámetro no mayor a 0,50 m. Siendo el hormigón un material de densidad aproximada de 2.400 kg/m^3 , un cubo de esas dimensiones tiene un volumen de $0,125 \text{ m}^3$, resultando en un peso de 320 kg. Este bloque constituye por lo tanto el escenario de mayor

energía cinética posible dentro del proceso de demolición previsto. Los ensayos se realizaron con caída libre desde 27 m sobre terreno natural.



Figura 7: Estructura principal de silos a demoler.

El sistema de medición estuvo conformado por tres acelerómetros triaxiales (A1, A2 y A3), que registraron de forma simultánea la aceleración en sus tres componentes: eje X (Este-Oeste, perpendicular a la traza del conducto), eje Y (Norte-Sur, paralelo a la traza) y eje Z (vertical).

Estos sensores operan mediante pequeñas masas internas apoyadas sobre un cristal piezoeléctrico que ante la vibración del equipo, hacen que de las masas compriman el cristal, que genera instantáneamente una señal eléctrica proporcional a la fuerza aplicada. De este modo, el sensor traduce de forma directa el movimiento físico en datos de aceleración.

La Figura 8 presenta la planta general del predio, indicando la ubicación relativa de los silos, el conducto y los tres puntos de instrumentación. Cabe aclarar que este esquema fue reconstruido a partir de fotografías y mediciones tomadas en campo, dado que no se contó con las coordenadas exactas en la dirección Y, las cuales fueron estimadas a partir del registro fotográfico.

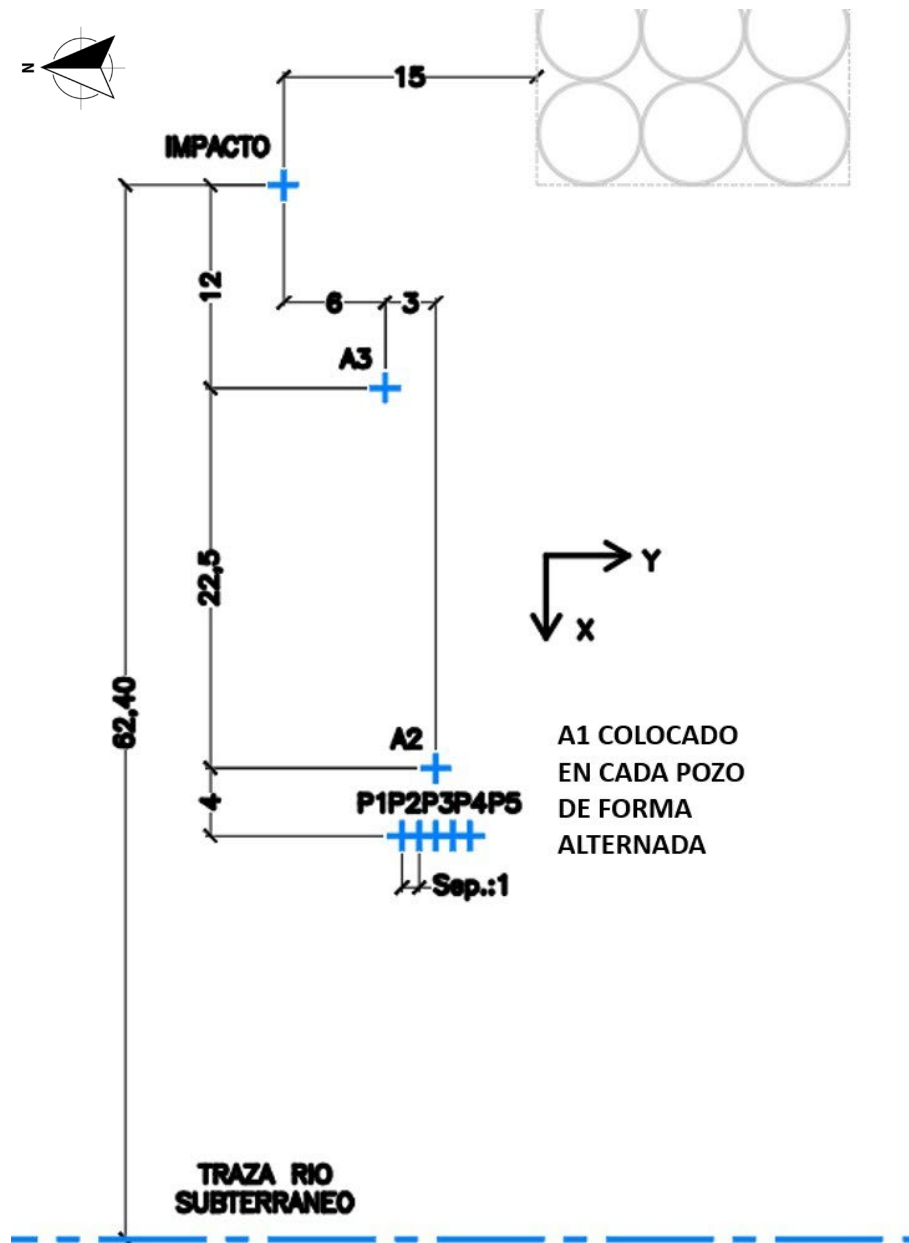


Figura 8: Disposición acelerómetros en planta.

Los acelerómetros A2 y A3 permanecieron fijos en superficie durante toda la campaña, montados sobre estacas metálicas clavadas en el terreno, a 22,5 m y 12 m del punto de impacto respectivamente.

La metodología consistió en la ejecución de un total de 10 ensayos dinámicos. Durante toda la secuencia, como los acelerómetros A2 y A3 operaron desde posiciones estáticas, registraron la propagación de las ondas de forma simultánea para todos los impactos. En contraste, el acelerómetro A1 fue desplazado secuencialmente a través de cinco pozos de medición con

crecientes profundidades. En cada uno de estos puntos, se ejecutaron dos impactos sucesivos antes de reubicar el sensor, garantizando la repetitividad de la lectura para cada posición y completando así la serie de 10 registros.

Los cinco pozos excavados (P1 a P5), tenían las siguientes respectivas profundidades: 1,34 m, 2,00 m, 3,80 m, 6,40 m y 7,90 m. El sensor fue alojado dentro de un cilindro de hormigón utilizado como receptáculo, el cual se asentaba en el fondo de cada pozo. Para cada posicionamiento se ejecutaron dos impactos, resultando en un total de 10 eventos a lo largo de la campaña.

Las siguientes Figuras muestran imágenes de campo con la disposición del equipo de lanzamiento, los acelerómetros superficiales y los pozos de ensayo con el acelerómetro A1 dentro de su receptáculo de hormigón.

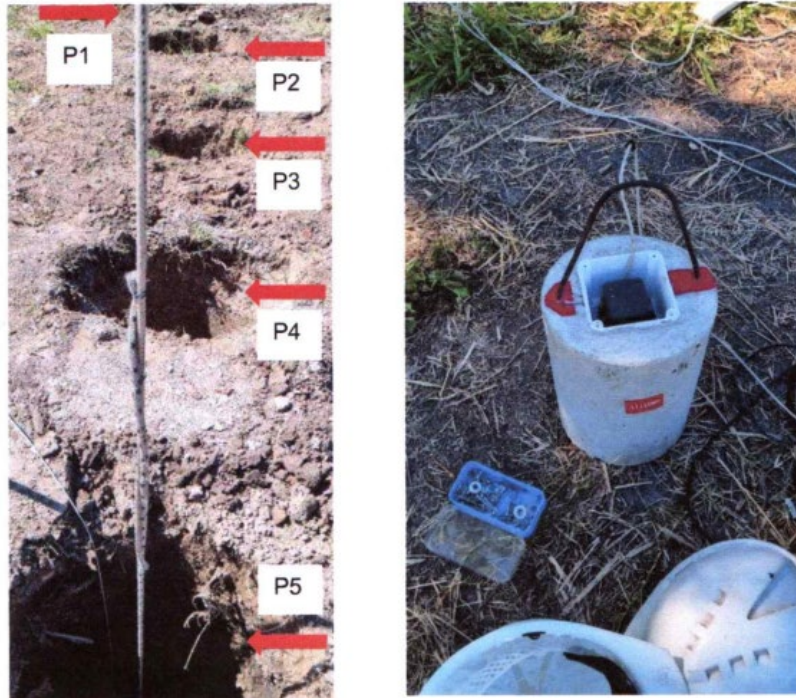


Figura 9: Ubicación de los pozos en el terreno y receptáculo.

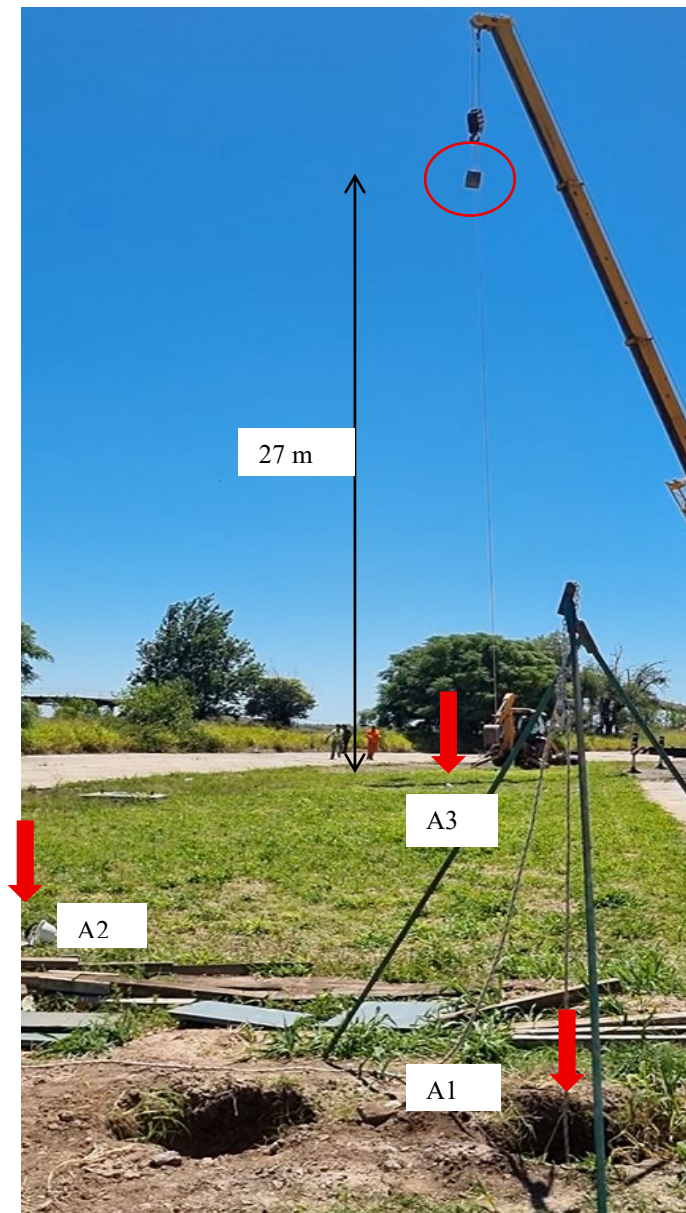


Figura 10: Ubicación del bloque y los acelerómetros en el terreno.



Figura 11: Detalle de los pozos en el terreno.

Los pozos P3, P4 y P5 fueron ejecutados a profundidades nominales de 4,0 m, 7,0 m y 10,0 m, respectivamente. Sin embargo, al momento de realizar las mediciones se constató que las profundidades reales eran menores —3,8 m, 6,4 m y 7,9 m—, como consecuencia del desmoronamiento parcial de las paredes de la perforación y de la presencia de agua acumulada producto de precipitaciones previas.

2.5 Datos experimentales

A continuación, se presentan los registros obtenidos, organizados en dos tipos de análisis complementarios. Se procede a exhibir únicamente los registros que un futuro servirán como objetivo de calibración, que son los correspondientes al segundo impacto cuando el acelerómetro A1 está colocado en el pozo P2.

2.5.1 Análisis en el Dominio del Tiempo (Acelerogramas)

Como se mencionó anteriormente, los acelerómetros registran para cada impacto la aceleración del terreno en función del tiempo, evidenciando la respuesta transitoria del terreno ante la carga impulsiva. El evento principal de disipación energética se concentra en una ventana temporal acotada, con atenuación progresiva tanto en superficie como en profundidad.

Cabe recordar el esquema de posicionamiento de los sensores: el acelerómetro A1, ubicado en el interior del pozo, se reposiciona secuencialmente en cada uno de los cinco pozos de ensayo (P1 a P5), registrando en cada uno dos impactos independientes. Los acelerómetros A2 y A3, en cambio, permanecen fijos en superficie durante toda la campaña, registrando de forma simultánea la totalidad de los impactos realizados en los cinco pozos.

Las Figuras 12, 13 y 14 presentan los acelerogramas experimentales correspondientes al segundo impacto realizado con A1 posicionado en el pozo P2. La Figura 12 muestra el registro de A3, con un pico de aceleración cercano a los 1000 mm/s², seguido de una atenuación oscilatoria hasta la estabilización del registro. La Figura 13 corresponde al registro de A2, de menor amplitud relativa (pico en torno a los 100 mm/s²). Finalmente, la Figura 14 presenta el registro de A1 en profundidad (pozo P2), cuya amplitud (pico cercano a los 60 mm/s²) resulta considerablemente menor a la de los sensores superficiales, consistente con la atenuación propia de la propagación de la onda en profundidad.

Las razones que motivan la selección de este caso particular como referencia para la calibración se detallarán más adelante. A continuación, y a los efectos de esta sección, se presentan únicamente los registros correspondientes a A1 en el pozo P2, impacto 2, junto con los registros simultáneos de A2 y A3 para ese mismo evento. No se incluyen los registros de los restantes impactos, ni aquellos correspondientes a A1 en los demás pozos de ensayo, ni las componentes horizontales de aceleración, dado que no forman parte del presente análisis.

Acelerómetro A3:

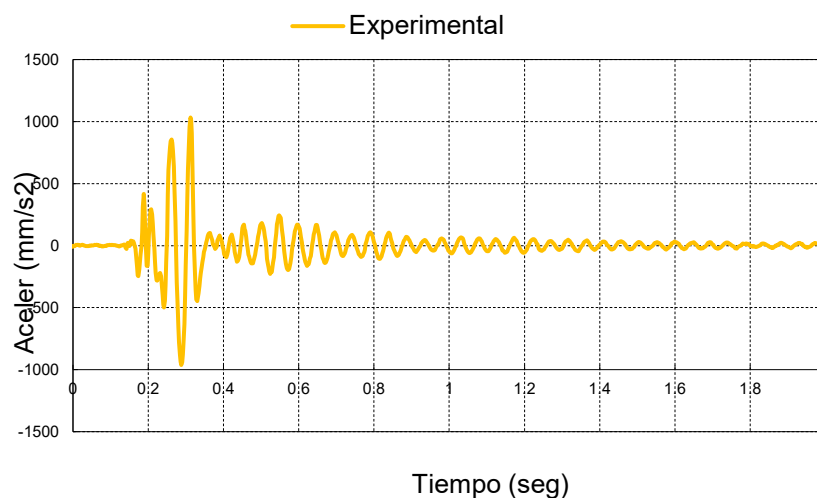


Figura 12: A3: Aceleración vs Tiempo en z. (A1 ubicado en P2, impacto 2).

Acelerómetro A2:

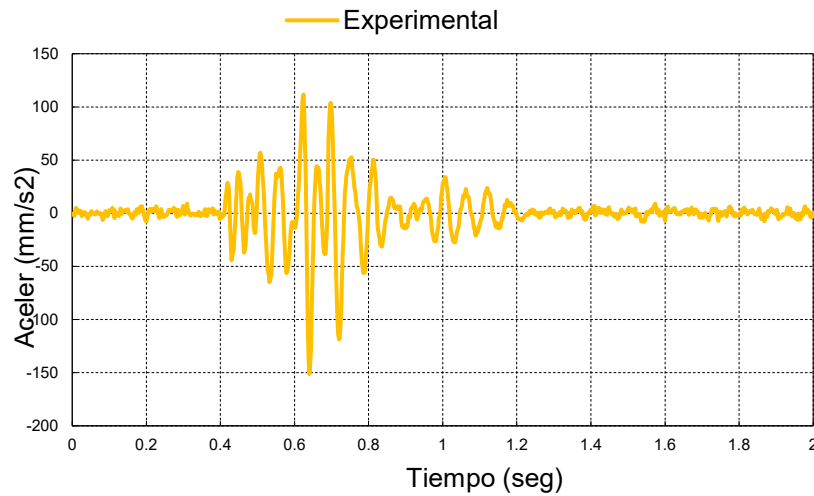


Figura 13: A2: Aceleración vs Tiempo en z. (A1 ubicado en P2, impacto 2).

Acelerómetro A1-P2:

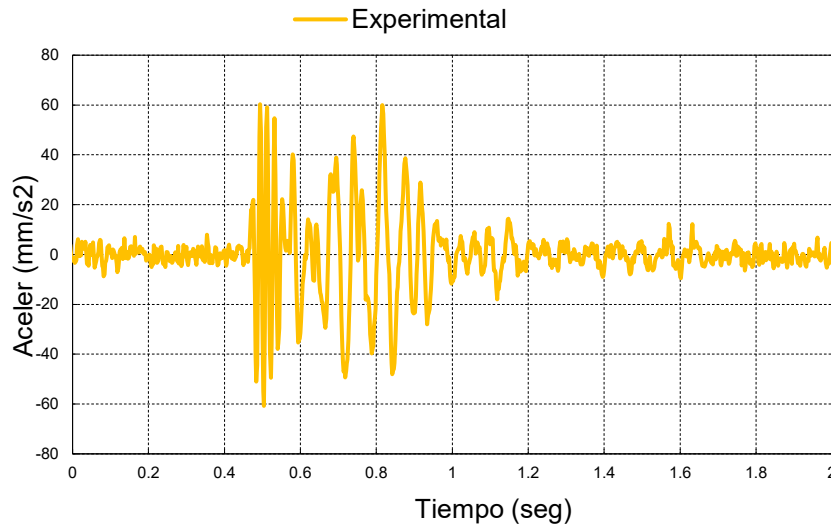


Figura 14: A1-P2: Aceleración vs Tiempo en z. (A1 ubicado en P2, impacto 2).

2.5.2 Análisis en el Dominio de la Frecuencia (Espectros de Fourier)

El procesamiento de las señales mediante la Transformada Rápida de Fourier (FFT) permite identificar las frecuencias predominantes de vibración del macizo en cada punto. Este análisis es fundamental para la calibración dinámica del modelo, ya que permite contrastar las frecuencias de excitación del impacto con los modos propios de vibración del sistema suelo-conducto (frecuencias dominantes), identificando así los rangos donde la infraestructura es más susceptible a amplificar las ondas sísmicas.

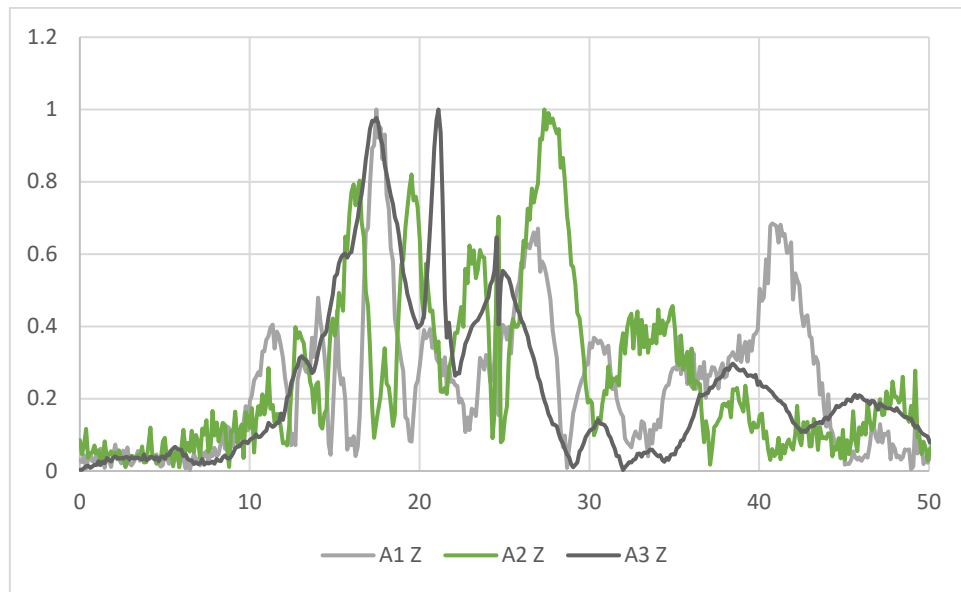


Figura 15: Módulo de la Transformada de Fourier vs Frecuencia para todos los acelerómetros en simultáneo.

El espectro revela que el suelo actúa como un medio atenuador selectivo en frecuencia: la energía del impacto se concentra en el rango de 15-25 Hz en superficie, con una marcada disminución del contenido energético de alta frecuencia hacia los estratos más profundos. Este comportamiento se explica por la superposición de dos mecanismos de atenuación anelástica propios de la propagación de ondas en medios geotécnicos:

En primer lugar, el amortiguamiento material (histerético) del suelo, representado en el modelo mediante la formulación de Rayleigh ($C = \alpha M + \beta K$), introduce una componente de disipación proporcional a la frecuencia a través del término βK . En consecuencia, por cada ciclo de oscilación las componentes de alta frecuencia disipan una fracción mayor de su energía que las de baja frecuencia, acumulando esta pérdida a medida que la onda recorre mayor distancia dentro del macizo.

En segundo lugar, la dispersión geométrica por heterogeneidades contribuye en el mismo sentido: las longitudes de onda cortas, asociadas a las frecuencias más altas, son comparables al tamaño de las heterogeneidades y discontinuidades del suelo (estratificación, variaciones de rigidez, presencia de inclusiones), por lo que se dispersan y atenúan con mayor intensidad. Las longitudes de onda largas (bajas frecuencias), en cambio, "perciben" un medio más homogéneo en promedio y se propagan con menor pérdida.

La combinación de ambos efectos explica que, a medida que aumenta la distancia recorrida entre el punto de impacto y el sensor, el contenido espectral se desplaza progresivamente hacia frecuencias más bajas.

3 CONSIDERACIONES, INCERTIDUMBRES Y LIMITACIONES METODOLÓGICAS

3.1 Incertidumbres geotécnicas y estructurales

3.1.1 Parámetros geotécnicos

El estudio de suelos disponible fue realizado con dos perforaciones puntuales, lo que implica que la estratigrafía adoptada constituye una representación simplificada de un subsuelo que puede presentar variabilidad lateral. El nivel freático fue determinado mediante una única medición, sin datos que permitan caracterizar su variación temporal o estacional, factor que incide directamente sobre las presiones efectivas y la rigidez del suelo. Por otra parte, los parámetros dinámicos del suelo —en particular el módulo de corte inicial G_0 y la curva de degradación de rigidez— no fueron obtenidos mediante ensayos específicos como columna resonante o ensayos de corte cíclico, sino estimados a partir de correlaciones empíricas con parámetros índice. Esta aproximación introduce incertidumbre en la caracterización del comportamiento del suelo frente a sollicitaciones de baja amplitud de deformación, que es precisamente el rango relevante para la propagación de vibraciones.

3.1.2 Condiciones estructurales del conducto

Los planos históricos provistos por ASSA permiten conocer la geometría del conducto, pero no su estado estructural actual. No se dispone de información sobre el nivel de fisuración existente, posibles deterioros por envejecimiento del hormigón, ni sobre la resistencia efectiva del material a lo largo de su vida en servicio. Asimismo, la presión interna varía según las condiciones hidráulicas del sistema, lo que introduce incertidumbre en el estado tensional de referencia. Es importante subrayar que la condición de mayor vulnerabilidad para el conducto frente a las vibraciones se da cuando opera con la máxima carga hidráulica, esto se debe a que dicha condición produce mayores esfuerzos de tracción.

3.2 Limitaciones de un modelo elástico lineal

La implementación de un modelo constitutivo elástico lineal para el análisis de propagación de vibraciones en el sistema suelo–conducto presenta limitaciones conceptuales, fundamentalmente porque asume parámetros de rigidez y amortiguamiento constantes frente a un medio (el suelo) cuyo comportamiento dinámico es intrínsecamente no lineal.

3.2.1 . Rigidez dinámica y rango de deformaciones

La propagación de ondas de vibración induce en el suelo niveles de deformación cortante extremadamente bajos, del orden de 10^{-5} a 10^{-4} . En este rango, el comportamiento del suelo está gobernado por la rigidez máxima inicial G_0 , la cual decrece de forma no lineal a medida que aumenta la deformación. Un modelo elástico lineal no puede representar esta degradación: al adoptar un único valor de módulo para todo el dominio, sobreestima la rigidez en las zonas de mayor deformación —cercanas al punto de impacto— y subestima la atenuación real de las ondas al propagarse. Adicionalmente, el modelo elástico lineal carece de amortiguamiento material intrínseco, por lo que cualquier disipación de energía debe introducirse de forma artificial mediante amortiguamiento viscoso de Rayleigh, cuya calibración introduce parámetros adicionales con sustento físico limitado.

3.2.2 Marco de referencia para el modelo elástico lineal

El modelo Hardening Soil con rigidez a pequeñas deformaciones (HS-Small) provee el marco conceptual adoptado para definir los parámetros del modelo elástico lineal utilizado en este trabajo. En particular, sus lineamientos permiten estimar el módulo de corte inicial G_0 en función de las propiedades índice del suelo y del estado tensional efectivo, asegurar que la rigidez adoptada corresponda al rango de micro-deformaciones relevante para la propagación de vibraciones, e incorporar de forma indirecta la degradación de rigidez mediante la zonificación del dominio numérico en regiones con distintos niveles de G/G_0 . De este modo, aunque el modelo constitutivo implementado es elástico lineal, su parametrización queda anclada en un marco teóricamente consistente con el comportamiento dinámico real del suelo.

3.3 Trabajos de medición

Durante la ejecución de los ensayos de impacto se identificaron diversas fuentes de error e interferencia vinculadas a la instalación de los sensores y a factores ambientales, las cuales introdujeron distorsiones en los registros de aceleración que debieron ser consideradas en la etapa de procesamiento y calibración del modelo.

3.3.1 Instrumentación superficial (A2 y A3)

Los acelerómetros de superficie fueron montados sobre barras de acero de distinta longitud y diámetro, clavadas en el terreno. Al evaluar la disposición física del montaje, se constató que los sensores ubicados en los extremos de las barras no contaban con acople continuo con el suelo, quedando suspendidos sobre la superficie. Esta condición hace que el conjunto barra-acelerómetro actúe como un oscilador libre ante la llegada de las ondas, introduciendo fenómenos de resonancia local que amplifican de forma espuria las lecturas registradas, alejándolas de la respuesta cinemática real del terreno. La frecuencia de resonancia del sistema

de soporte depende de la longitud libre y el diámetro de cada barra, parámetros que fueron relevados a partir del registro fotográfico para su posterior modelación numérica explícita.

3.3.2 Instrumentación en profundidad (A1)

La medición en los pozos P1 a P5 presentó condiciones operativas que afectaron la transmisión de ondas al sensor. El acelerómetro fue descendido dentro de un cilindro de hormigón que apoyaba únicamente en el fondo de la excavación, sin confinamiento lateral ni contacto directo con las paredes del pozo. Esta configuración generó un contraste de impedancia acústica entre el suelo natural y el hormigón del receptáculo, y limitó la transferencia de las componentes horizontales de vibración al sensor.

3.3.3 Condiciones meteorológicas

Las precipitaciones registradas durante el período de ensayos provocaron el desmoronamiento parcial de las paredes de los pozos, reduciendo su profundidad efectiva respecto al diseño original. Los recipientes terminaron asentándose sobre un sedimento saturado formado por material desprendido mezclado con agua de lluvia, cuya rigidez drásticamente reducida y elevado amortiguamiento actuaron como filtro físico, atenuando y distorsionando las señales respecto a las propiedades dinámicas del macizo intacto.

En conjunto, estos factores condicionaron la calidad de los registros obtenidos y debieron ser rigurosamente ponderados durante la calibración del modelo numérico.



Figura 16: Barras soporte para acelerómetros (A2 izquierda y A3 derecha).

3.3.4 Heterogeneidades del terreno de ensayo

Las condiciones del terreno en el área de medición introdujeron desviaciones respecto a la hipótesis de suelo homogéneo adoptada en el modelo numérico.

Las estacas de soporte de los acelerómetros A2 y A3 atravesaron una capa vegetal superficial de propiedades mecánicas significativamente inferiores a las del suelo natural subyacente. En el

interior de varios pozos se observó la presencia de un estrato delgado de escombros por debajo de la capa vegetal, cuyo origen puede estar asociado a rellenos o intervenciones previas en el predio. No fue posible determinar si esta condición era local o extensiva a todo el sector ensayado. Adicionalmente, el terreno presentaba irregularidades superficiales evidentes, incluyendo sectores con pavimento de hormigón existente, lo que introduce variabilidad lateral en las propiedades del estrato más superficial.



Figura 17: Implantación de acelerómetros en los pozos.



Figura 18: Materialidad en la superficie del predio.

3.3.5 Consideraciones sobre la variabilidad de las mediciones experimentales y su incidencia en la estrategia de calibración

La campaña experimental presenta un conjunto de fuentes de variabilidad e incertidumbre que condicionan la forma en que sus registros pueden utilizarse para calibrar el modelo numérico. Lejos de invalidar los resultados, su identificación permite definir qué componentes resultan aptas como objetivo cuantitativo de calibración, cuáles deben emplearse solo como verificación cualitativa, y qué margen de tolerancia resulta razonable exigir en la comparación entre modelo y medición. A continuación se desarrollan estas consideraciones de manera integrada.

La Tabla 2 (Anexo) resume los valores máximos y mínimos de aceleración registrados para cada impacto, desagregados según la dirección de medición (X, Y, Z) y el acelerómetro correspondiente (A1, A2 y A3). A partir de esos registros se elaboran las tablas complementarias de medias, coeficientes de variación (CV) y relaciones entre componentes —también incluidas en el Anexo 2—, sobre las cuales se apoyan los valores que se citan a lo largo de esta sección. Por claridad, en el cuerpo del informe se reproducen únicamente las cifras representativas necesarias para fundamentar cada conclusión, remitiéndose al anexo para el detalle impacto por impacto.

3.3.5.1 Naturaleza no controlada de la fuente de excitación

El impacto se generó mediante la caída de un bloque de 320 kg desde una altura de 27 m, maniobrado con grúa y sin dispositivo de guiado que asegurara la verticalidad del bloque durante el trayecto ni la repetición exacta del punto de contacto entre lanzamientos sucesivos. En consecuencia, cada impacto pudo incidir con una inclinación distinta y sobre una posición ligeramente diferente, introduciendo variaciones tanto en la magnitud del impulso transmitido como en su direccionalidad. Esta condición constituye la raíz común de buena parte de la dispersión observada en los registros del Anexo 2.

3.3.5.2 Variabilidad de las componentes horizontales

Analizando los diez impactos registrados en los sensores fijos (Tabla 2, Anexo), las componentes horizontales individuales presentan coeficientes de variación elevados: en el sensor A3, próximo al punto de impacto, la componente X alcanza un CV del 26 % y la componente Y del 37 %; en el sensor A2, más alejado, los valores son del 19 % y 17 % respectivamente. Más significativo aún que la dispersión de cada componente es la inestabilidad del reparto de energía entre ambas direcciones horizontales: la relación X/Y presenta un coeficiente de variación del 23 % en A3 y del 39 % en A2, con valores que oscilan entre 0,49 y 2,64. Es decir, no solo varía la intensidad del movimiento horizontal entre impactos, sino que cambia la dirección preponderante del mismo, a pesar de tratarse de puntos de medición fijos a distancia constante de la fuente.

3.3.5.3 Anomalía en la dirección preponderante (Y respecto de X)

Cabría esperar que la componente horizontal alineada con la dirección de propagación desde el punto de impacto (X) dominara sobre la transversal (Y), por ser aquella la que recoge el movimiento radial característico de las ondas superficiales. Sin embargo, en el sensor A3 se observa el comportamiento inverso: la componente Y supera a la X en nueve de los diez impactos, con un valor medio aproximadamente 45 % mayor ($Y \approx 3775 \text{ mm/s}^2$ frente a $X \approx 2594 \text{ mm/s}^2$, según las medias consignadas en el Anexo 2). Este resultado, sumado a que el reparto incluso se invierte al pasar a A2, indica que el campo horizontal en las cercanías de la fuente no responde a un frente de onda radial limpio, sino que está gobernado por efectos secundarios: reflexiones y reverberaciones en la capa rígida de pavimento y en las interfaces entre estratos, complejidad propia del campo cercano —donde el frente de onda aún no se ha organizado como onda de superficie— y la inyección de cantidad de movimiento horizontal asociada a la incidencia inclinada y descentrada del bloque. Todos estos mecanismos son de carácter no controlado y varían de un impacto a otro.

3.3.5.4 Dominancia anómala del movimiento horizontal sobre el vertical

Un indicio adicional de que el canal horizontal está contaminado por efectos no ideales surge de su magnitud relativa: en todos los puntos de medición superficiales, las componentes horizontales superan a la vertical por factores del orden de 3 a 5 (relaciones a_V/a_H de la Tabla 2, Anexo). Para una fuente de impacto vertical, que genera en superficie un campo predominantemente de ondas de Rayleigh, sería esperable que la componente vertical resultara comparable o superior a la horizontal, dado que la elipticidad de Rayleigh favorece típicamente el movimiento vertical en superficie. La observación sistemática de lo contrario refuerza la interpretación de que el registro horizontal no refleja de manera limpia la respuesta del sistema suelo-fuente.

3.3.5.5 Sensibilidad lateral del sistema de medición

A las causas anteriores, ligadas a la fuente y al medio, se suma una de origen instrumental que afecta de manera particular al canal horizontal. Los acelerómetros se vinculan al terreno mediante estacas y probetas esbeltas que, por su geometría y condición de apoyo, son axialmente muy rígidas pero comparativamente flexibles frente a sollicitaciones laterales, comportándose ante estas últimas de modo asimilable a un péndulo simple. Esta configuración transmite fielmente la aceleración vertical, pero perturba el movimiento horizontal y lo vuelve muy sensible a pequeñas variaciones en la verticalidad del elemento o en sus condiciones de contacto entre una repetición y otra. El efecto resulta especialmente apreciable en las estacas de superficie (A2 y A3), cuya esbeltez y vínculo al terreno las vuelve particularmente susceptibles a este modo de respuesta lateral. Esta sensibilidad lateral contribuye simultáneamente a explicar la magnitud anómala y la elevada variabilidad del canal horizontal evidenciadas en el Anexo.

3.3.5.6 Variabilidad de la componente vertical

La componente vertical, menos afectada por la sensibilidad lateral descripta, presenta una repetibilidad sustancialmente mayor, aunque no despreciable: el coeficiente de variación entre impactos se ubica en el 18 % en A3 y en el 25 % en A2 (Anexo). Esta dispersión residual se atribuye principalmente a la disipación de energía por plastificación del suelo en la zona de impacto: una fracción de la energía cinética del bloque se consume en deformación elastoplástica local —formación de cráter y compactación—, en detrimento de la energía radiada como onda elástica. Esta partición no es constante entre golpes: si un impacto incide sobre una zona ya compactada por un golpe previo, disipa menos energía en plastificación y transmite proporcionalmente más; si, por la imprecisión del punto de caída, incide sobre suelo no afectado, vuelve a consumirse energía en plastificarlo, reduciendo la aceleración radiada. La consiguiente alteración local de la rigidez en la zona de impacto, junto con la inclinación variable del bloque, completa el cuadro de causas. Estos mecanismos —no contemplados por un modelo de comportamiento elástico lineal con fuente idealizada— justifican que la comparación con el modelo se plantee en términos de un margen de tolerancia y no de una coincidencia puntual.

3.3.5.7 Consecuencia sobre la estrategia de calibración

Por las razones expuestas, las componentes horizontales se descartan como objetivo cuantitativo de calibración, ya que combinan una variabilidad direccional intrínseca, una contaminación por efectos no representables por un modelo y una amplificación instrumental de carácter aleatorio entre repeticiones. La calibración del modelo se desarrolla, en consecuencia, sobre la componente vertical de aceleración, por ser la de mayor repetibilidad y la más fielmente transmitida por el sistema de medición.

3.3.5.8 Indicios de contaminación con barro en los pozos profundos

La elección de los puntos de medición en altura para la calibración requiere una consideración adicional. Examinando la evolución de la aceleración vertical máxima en el sensor A1 a medida que aumenta la profundidad del pozo (Anexo), se observa un descenso del Pozo N.º 1 ($\approx 158\text{--}167\text{ mm/s}^2$) al Pozo N.º 2 ($\approx 49\text{--}61\text{ mm/s}^2$), congruente con el aumento de distancia a la fuente. Sin embargo, al continuar hacia los Pozos N.º 3 ($\approx 76\text{--}99\text{ mm/s}^2$), N.º 4 ($\approx 87\text{--}152\text{ mm/s}^2$) y N.º 5 ($\approx 105\text{--}108\text{ mm/s}^2$), las aceleraciones verticales vuelven a crecer en lugar de proseguir su atenuación. Este comportamiento contradice lo que cabría esperar del perfil estratigráfico relevado, según el cual la rigidez del subsuelo aumenta progresivamente con la profundidad a partir de los 3,5 m aproximadamente (Estratos 4 y 5, de consistencia dura): a mayor rigidez, mayor impedancia y, por lo tanto, aceleraciones iguales o menores, nunca un nuevo incremento. La inversión de la tendencia se interpreta como evidencia de que el barro acumulado en el fondo de los Pozos N.º 3, 4 y 5 —producto de derrumbes parciales de las paredes de perforación, que

redujeron su profundidad efectiva respecto de la de ejecución— está alterando los registros e incrementando artificialmente las aceleraciones verticales medidas.

3.3.5.9 Adopción del punto de referencia en altura

La componente vertical, canal sobre el cual se desarrolla la calibración, exhibe niveles de repetibilidad distintos según el punto de medición y la cantidad de información disponible. En las estacas A2 y A3, donde se dispone de diez impactos cada una, la dispersión queda caracterizada con razonable solidez estadística: el coeficiente de variación de la componente vertical resulta del 18 % en A3 y del 25 % en A2. En los pozos, en cambio, solo se cuenta con dos impactos por punto (Pozo N.º 1 y Pozo N.º 2, una vez descartados los restantes por contaminación con barro), lo que arroja coeficientes de variación del 4 % y del 16 % respectivamente; sin embargo, una estimación de dispersión basada en dos observaciones es en sí misma poco confiable, por lo que estos valores deben interpretarse como orientativos antes que como una caracterización robusta de la repetibilidad en altura. El detalle completo de medias, desvíos y CV por punto se consigna en el Anexo.

En virtud de lo anterior, se adopta como referencia para definir el margen de tolerancia — entendido como la banda de diferencia porcentual entre el valor medido y el valor obtenido del modelo numérico dentro de la cual la calibración se considera satisfactoria— la dispersión observada en las estacas A2 y A3, por ser la mejor caracterizada estadísticamente y resultar representativa del orden de magnitud de la variabilidad propia de la campaña. Se establece como criterio de calibración satisfactoria una concordancia entre modelo y medición dentro de un margen de ± 25 % sobre la componente vertical, equivalente aproximadamente a una desviación estándar de la dispersión registrada en dichas estacas. Diferencias de hasta el orden del ± 35 -40 % se consideran aún admisibles, por aproximarse a dos desviaciones estándar. Esta tolerancia se adopta también para la comparación en los pozos, considerando que la escasa cantidad de repeticiones disponibles en altura (dos impactos por punto) no permite acotar su dispersión propia con la misma confianza, lo que aconseja mantener un criterio conservador antes que adoptar uno más estricto basado en una estimación incierta.

4 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS INICIALES DEL SUELO

4.1 Caracterización geotécnica del predio

A partir de la información obtenida en campaña, las muestras fueron sometidas a ensayos de laboratorio para la determinación de humedad natural, densidad natural y densidad seca, límites de Atterberg e índice de plasticidad, clasificación según SUCS y granulometría, tomando como referencia la norma IRAM 10535.

El perfil del subsuelo, descrito en la sección de información disponible, se caracteriza por una sucesión de estratos predominantemente finos y cohesivos con un marcado aumento de rigidez en profundidad. Del análisis de los resultados se observó una marcada similitud en las propiedades índice de los estratos 1, 2 y 3 —arcillas inorgánicas de moderada plasticidad de características geotécnicas comparables—, mientras que los estratos 4, 5 y 6 conforman un conjunto más rígido y profundo, de consistencia dura a densa.

Bajo el criterio metodológico adoptado en este trabajo —modelar únicamente aquello que pueda calibrarse y reducir al mínimo la cantidad de parámetros asumidos—, se optó por una estratigrafía simplificada de dos unidades geotécnicas. El antiguo Estrato 6 (arena arcillosa SC, 14,50–15,00 m) se despreció en virtud de su escaso espesor (0,50 m) y su contribución despreciable frente al resto del perfil, asignándose sus propiedades como continuidad del Estrato 2 (ML-CL). De este modo, las dos unidades finalmente adoptadas resultan:

Estrato 1 (agrupa antiguos estratos 1, 2 y 3 — de 0,00 m a 3,50 m): Arcilla inorgánica (CL) de moderada plasticidad, consistencia media a rígida.

Estrato 2 (agrupa antiguos estratos 4, 5 y 6 — de 3,50 m al fondo del dominio): Arcilla a limo-arcilla con calcificaciones y toscas, consistencia dura.

Esta simplificación responde a que la introducción de un mayor número de estratos —con sus respectivos módulos, coeficientes de Poisson y densidades— agregaría incógnitas que el esquema de calibración disponible no permite definir de forma independiente, restándole credibilidad al modelo. Con dos unidades, en cambio, cada parámetro queda asociado a un objetivo de calibración concreto.

Para cada unidad geotécnica se calcularon valores medios representativos de los parámetros índice relevantes: número de golpes SPT (N), índice de plasticidad (IP), densidad natural (γ_h) y humedad natural (w), cuyos valores se resumen en la Tabla 1.

Tabla 1: Parámetros geotécnicos del suelo

Estrato	N SPT	IP	γ_h [kN/m ³]	w [%]
1 (CL)	7	17	18,51	29,63
2 (ML-CL)	46	14	18,93	20,50

4.2 Consideración del nivel freático

Si bien el estudio de suelos registró la presencia de nivel freático a 3,20 m de profundidad, este valor no se considera representativo de las condiciones habituales del sitio. Las mediciones fueron realizadas con posterioridad a un evento de lluvias, lo que pudo haber elevado transitoriamente el nivel por encima de su posición habitual. Más aún, la proximidad del predio a la barranca —cuyo desnivel supera ampliamente los 10 m— hace hidrogeológicamente improbable la presencia de un nivel freático somero sostenido: la barranca actúa como nivel de base de drenaje, favoreciendo la descarga lateral del agua subterránea. Este criterio es consistente con los propios pozos de ensayo, que superaron los 7,90 m de profundidad sin registrar presencia de agua. En consecuencia, en el modelo numérico no se considera la presencia de nivel freático, y los pesos específicos adoptados corresponden a condiciones no saturadas.

4.2.1 Presiones verticales efectivas

Para caracterizar adecuadamente el comportamiento del terreno es indispensable definir su estado tensional mediante las presiones verticales efectivas (σ'_v). Este parámetro representa el esfuerzo neto transmitido a través del contacto entre las partículas sólidas del suelo —descontando la presión del agua intersticial— y gobierna la resistencia y rigidez del macizo. A partir de los pesos específicos naturales de cada unidad geotécnica se determinó la distribución de estas presiones a lo largo de la estratigrafía, integrando el peso propio de cada capa.

4.2.2 Presiones de sobreconsolidación y OCR.

La presión de preconsolidación (σ'_c) representa la máxima tensión vertical efectiva a la que el suelo ha sido sometido a lo largo de su historia geológica. Definir este parámetro es fundamental, ya que la "memoria tensional" del macizo condiciona fuertemente su rigidez actual y su comportamiento ante nuevas solicitaciones dinámicas. En base al criterio de un especialista local con experiencia en la geología urbana de Rosario, se propuso una distribución de presiones de preconsolidación $\sigma'_c(z)$ para la zona de estudio, adoptando los siguientes valores de referencia:

- $z = 0,00$ m (superficie): $\sigma'_c = 450$ kPa
- $z = 1,75$ m (mitad del Estrato 1): $\text{OCR} = 10$
- $z = 3,50$ m (inicio del Estrato 2): $\text{OCR} = 4$
- $z = 7,25$ m (dentro del Estrato 2): $\text{OCR} = 1,4$
- $z = 11,00$ m: $\text{OCR} = 1$

Entre estos puntos de control se interpoló la distribución de $\sigma'_c(z)$, obteniéndose un perfil que parte de valores elevados en superficie —compatibles con la historia de sobreconsolidación característica de los suelos pampeanos— y decrece con la profundidad hasta alcanzar condiciones de consolidación normal en la unidad inferior. El $\text{OCR}(z) = \sigma'_c(z)/\sigma'_v(z)$ tiende a infinito en la superficie por anularse allí la presión vertical efectiva, por lo que se representó acotado hasta un valor de 15.

El valor $\text{OCR} = 1,4$ obtenido a $z = 7,25$ m se adopta como representativo del Estrato 2 en su conjunto. Esta elección obedece a que, al momento de definir los parámetros geotécnicos, todavía no se conoce a priori la extensión exacta que tendrá este estrato en el dominio del modelo numérico; sin embargo, se estima que su espesor será del orden de 11 m, por lo que $z = 7,25$ m —próximo a la mitad de dicho rango— constituye una aproximación razonable del punto medio representativo del estrato.

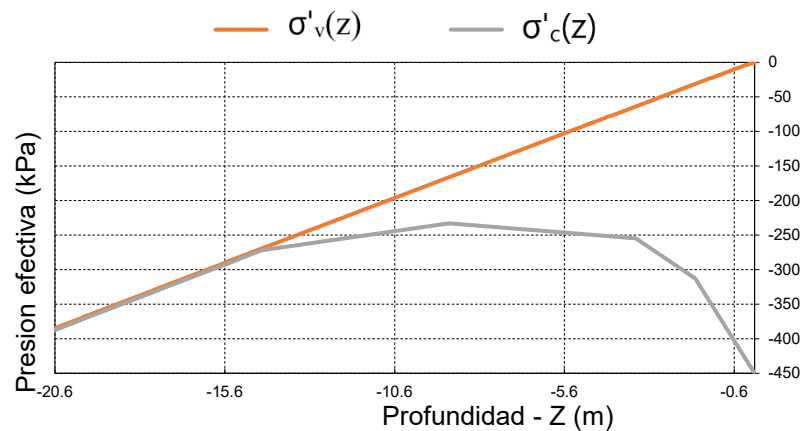


Figura 19: Distribución presiones de consolidación.

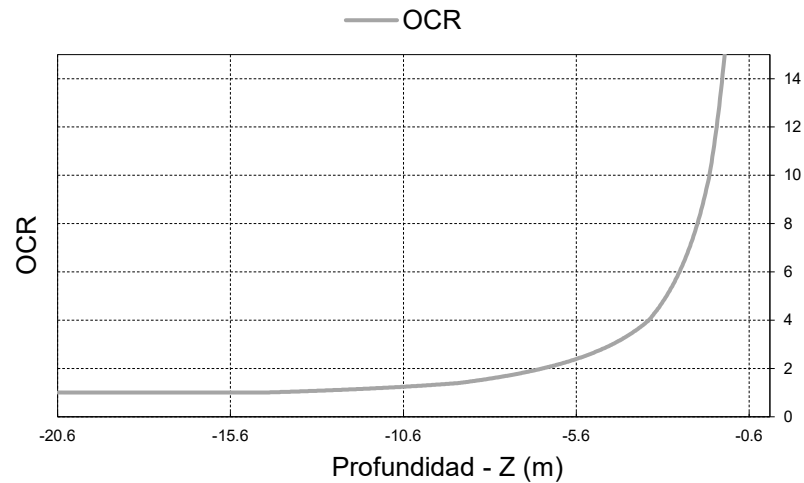


Figura 20: Variación del OCR en profundidad.

El coeficiente de Poisson (ν) es un parámetro elástico fundamental que define la relación entre la expansión transversal de un material y su compresión axial bajo carga, y resulta necesario tanto para la definición del estado geostático (a través de K_0) como para el cálculo de los módulos de rigidez dinámicos (E_0 a partir de G_0).

Los valores de referencia se adoptaron en concordancia con los rangos típicos de coeficiente de Poisson drenado reportados en la literatura geotécnica (Kramer, 1996), donde para suelos arcillosos se reporta un rango $\nu_d = 0,2$ a $0,4$, aclarándose además que en condiciones no drenadas —por la incompresibilidad relativa del agua de poros— el coeficiente tiende a $\nu \approx 0,50$.

En concordancia con el elevado contenido de humedad registrado durante la campaña de medición —donde se observó presencia de agua en los pozos de ensayo, indicativa de un alto grado de saturación— se adoptaron valores hacia el extremo superior de dicho rango, dado que en suelos saturados la compresibilidad volumétrica se reduce y el coeficiente de Poisson tiende a valores más elevados. Bajo este criterio se adoptaron los siguientes valores de referencia por estrato:

Estrato 1 (CL): $\nu = 0,40$

Estrato 2 (CL/ML-CL): $\nu = 0,30$

Ambos valores se encuentran dentro del rango típico $\nu_d = 0,2-0,4$ reportado para arcillas, adoptándose un valor más próximo al límite superior en el Estrato 1 —de mayor plasticidad e índice de vacíos— y un valor intermedio en el Estrato 2, consistente con su mayor consistencia y menor contenido de humedad relativo.

Estos valores constituyen los parámetros de partida utilizados para el cálculo del estado geostático (K_0 , presiones horizontales efectivas σ'_h , presión media efectiva p') y de los módulos

de rigidez inicial (G_0 , E_0). Cabe aclarar que, si bien el proceso de calibración dinámica (capítulo 6) puede conducir a un valor ajustado de v_1 —utilizado para mejorar simultáneamente la respuesta en los tres puntos de control—, dicho ajuste no se traslada de manera retroactiva al cálculo del estado geostático ya desarrollado. Esto se debe a que la formulación de K_0 adoptada (correlación de Jaky a partir del índice de plasticidad, con corrección por OCR) constituye en sí misma una estimación cuyo margen de incertidumbre —producto de la variabilidad lateral del suelo no relevada por las dos perforaciones disponibles, y de la naturaleza empírica de la propia correlación— resulta comparable o mayor a la diferencia esperable entre el valor inicial y el valor calibrado de v . Reformular el estado geostático cada vez que se ajusta un parámetro dinámico introduciría además una dependencia circular entre el modelo estático y el dinámico, sin un beneficio claro en la precisión del resultado. Por este motivo se optó por mantener fijo el estado geostático una vez definido a partir de los parámetros geotécnicos iniciales.

4.2.3 Coeficiente de empuje en reposo K_0

A partir del ángulo de fricción interna ϕ estimado mediante la correlación de Jaky:

$$\phi = 45 - 14 \times \log(IP) \quad (4.1)$$

Con los valores de ϕ definidos para cada estrato se construyó el perfil continuo $\phi(z)$, suavizando la función escalonada original mediante una función continua y derivable que conserva los valores de referencia en los puntos medios de cada estrato, sin discontinuidades abruptas en las interfaces.

Se calculó el K_0 para suelo normalmente consolidado:

$$K_0 = 1 - \text{seno}(\phi) \quad (4.2)$$

Para los estratos sobreconsolidados se aplicaron las correcciones:

$$K_0 \text{ SC } (OCR > 3) = K_0 \times OCR + \frac{(1 - OCR) \times \mu}{1 - \mu} \quad (4.3)$$

$$K_0 \text{ SC } (OCR > 5) = K_0 \times OCR^{\text{seno}(\phi)} \quad (4.4)$$

interpolando linealmente entre ambas expresiones para OCR entre 3 y 5. A partir del perfil de OCR(z) se construyó una distribución continua de $K_0(z)$, suavizada de igual modo que $\phi(z)$ y $v(z)$.

El resultado tiene una implicancia directa sobre el estado geostático del modelo: en el Estrato 1, fuertemente sobreconsolidado en superficie, se obtienen valores de $K_0 > 1$ (empuje horizontal mayor que el vertical), mientras que en el Estrato 2, próximo a la consolidación normal, resulta

$K_0 < 1$. Esta diferencia es la que luego se reproduce al imponer las presiones iniciales del estado en reposo (ver 8.1. Estado geostático en reposo).

Con los K_0 determinados se calcularon las presiones horizontales efectivas σ'_h y, a partir de ellas, la presión media efectiva:

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (4.6)$$

Tabla 2: Parámetros del suelo.

Estrato	v	ϕ [°]	OCR	σ'_c [kPa]	σ'_v [kPa]	K_0	σ'_h [kPa]	p' [kPa]
1 (CL)	0,40	28	10,00	323,89	32,39	1,50	48,58	43,19
2 (CL/ML-CL)	0,30	29,0	1,40	234,54	167,53	0,55	92,14	117,27

4.2.4 Relación de vacíos

La relación de vacíos e de cada estrato se obtuvo a partir de:

$$e = \frac{G \times \gamma_w}{\gamma_d - 1} \quad (4.7)$$

Con $G = 2,65$ (gravedad específica) y $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$, adoptados para ambos estratos, y los pesos específicos secos γ_d obtenidos del estudio de suelos:

Estrato 1 (CL): $\gamma_d = 14,28 \text{ kN/m}^3 \rightarrow e = 0,82$

Estrato 2 (CL/ML-CL): $\gamma_d = 14,96 \text{ kN/m}^3 \rightarrow e = 0,74$

4.2.5 Módulo de corte dinámico inicial G_0

El módulo de corte (G) es la relación matemática entre el esfuerzo cortante aplicado a un material y la deformación angular que este produce. Físicamente, mide la resistencia del material a cambiar de forma (distorsionarse) frente a fuerzas tangenciales.

Utilizando la formulación empírica de Hardin & Drnevich (1972) y Janbu (1967), el módulo de corte dinámico inicial se estimó mediante:

$$G_0 = OCR^k \times F(e) \times \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{0,5} \times p_{ref} \quad (4.8)$$

Donde:

- OCR es la razón de sobreconsolidación.
- k es un coeficiente que depende de la plasticidad del suelo (IP).
- p' es la presión media efectiva.
- p_{ref} es la presión de referencia (100 kPa).
- $F(e) = 100000 \cdot \exp(-13,81 \cdot \frac{e}{1+e})$, donde e es la relación de vacíos.

Con los valores de e , p' y OCR determinados para cada unidad geotécnica, se calculó G_0 en el punto medio de cada estrato. A partir de G_0 y el coeficiente de Poisson ν adoptado, se obtuvo el módulo de elasticidad inicial mediante:

$$E_0 = 2 \times G_0 \times (1 + \nu) \quad (4.9)$$

Estos módulos, correspondientes al rango de micro-deformaciones, son los adoptados en la totalidad del dominio del modelo elástico lineal.

Tabla 3: Valores de k para distintos IP.

Índice plástico (IP)	k
0	0,00
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥ 100	0,50

Tabla 4: Parámetros geotécnicos.

Estrato	e	OCR	p' [kPa]	k (IP)	G ₀ [MPa]	v	E ₀ [MPa]
1 (CL)	0,82	10,00	43,19	0,153	18,49	0,40	51,78
2 (ML-CL)	0,74	1,40	116,47	0,126	31,7	0,30	82,4

4.2.6 Degradación de rigidez por deformación y módulo de descarga-recarga

El comportamiento dinámico real de los suelos es no lineal: el módulo de corte máximo G_0 no se mantiene constante frente a cualquier nivel de sollicitación, sino que decrece progresivamente a medida que aumenta la deformación cortante γ , fenómeno particularmente significativo en el entorno inmediato de una fuente de impacto, donde las distorsiones son órdenes de magnitud mayores que en el resto del dominio. Esta degradación suele describirse mediante curvas $G/G_0 - \gamma$, de las cuales una de las formulaciones más difundidas es la de Ishibashi & Zhang (1993), que expresa el cociente G/G_{max} en función de la deformación cortante γ , el índice de plasticidad IP y el nivel de presión efectiva p' .

$$G/G_{max} = K(\gamma, IP) \times (p')^{m(\gamma, IP)} \quad (4.10)$$

con:

$$K(\gamma, IP) = 0,5 \times [1 + \tanh[\ln(\frac{0,000102+n(IP)}{\gamma})]]^{0,492} \quad (4.11)$$

$$m(\gamma, IP) = 0,272 \times [1 - \tanh[\ln(\frac{0,000556}{\gamma})^{0,4}]] \times \exp(-0,0145 \times IP^{1,3}) \quad (4.12)$$

donde $n(IP)$ depende del índice de plasticidad. Esta formulación incorpora simultáneamente la influencia del nivel de deformación cortante γ , el índice de plasticidad IP y el nivel de presión efectiva p' , constituyendo una de las expresiones más difundidas para la caracterización de la degradación de rigidez en suelos cohesivos y no cohesivos.

Para cuantificar el nivel de deformación en cada zona del dominio numérico, se evalúa la distorsión cortante efectiva mediante el invariante de deformación:

$$\gamma_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3} \times [(\epsilon_{xx} - \epsilon_{yy})^2 + (\epsilon_{yy} - \epsilon_{zz})^2 + (\epsilon_{zz} - \epsilon_{xx})^2 + 6(\epsilon_{xy}^2 + \epsilon_{yz}^2 + \epsilon_{zx}^2)]} \quad (4.13)$$

Este invariante permite obtener una medida escalar representativa del estado de deformación en cada punto del dominio, independiente de la orientación del sistema de referencia.

A partir de esta formulación es posible, en principio, subdividir el dominio numérico en zonas concéntricas alrededor del punto de impacto, asignando a cada una un factor de reducción G/G_0 decreciente con la distancia (por ejemplo, valores del orden de 0,1 en la zona más próxima al impacto hasta 0,8 en las zonas más alejadas). De manera análoga, dado que la rigidez de un suelo no decrece de manera indefinida sino que converge hacia un valor mínimo asociado a su comportamiento ante ciclos de carga y descarga reversibles, suele adoptarse un módulo de descarga-recarga E_{ur} como cota inferior de rigidez, estimado a partir de relaciones G_0/G_{ur} que en la práctica geotécnica varían típicamente entre 2,5 (suelos rígidos) y 10 (suelos blandos).

En el modelo definitivo, de comportamiento elástico lineal, ninguno de estos dos mecanismos —la zonificación por degradación de rigidez ni el piso de rigidez E_{ur} — se incorpora. La razón es de fondo y no meramente práctica: un modelo elástico lineal define, por construcción, una rigidez constante en todo punto del dominio; imponerle externamente una zonificación de rigideces decrecientes o un valor de corte (E_{ur}) equivale a pretender que reproduzca, mediante artificios geométricos, un comportamiento que los modelos constitutivos no lineales (como el HS-Small) ya incorporan de manera intrínseca y consistente a partir de la propia trayectoria de tensión-deformación. No resulta justificado exigirle a un modelo lineal una sofisticación que pertenece, por definición, al dominio de los modelos no lineales: hacerlo implicaría además adoptar, sin sustento de calibración independiente, el nivel de degradación exacto que correspondería a cada zona o el valor preciso de E_{ur} —parámetros adicionales que el esquema de calibración de este trabajo no permite definir sin incurrir en las mismas objeciones señaladas en el criterio metodológico general (CONSIDERACIONES, INCERTIDUMBRES Y LIMITACIONES METODOLÓGICAS).

Cabe aclarar que, no obstante esta decisión, sí se realizaron corridas de prueba del modelo incorporando ambos mecanismos —la zonificación por distorsión y el piso de E_{ur} — con el fin de evaluar su incidencia sobre la respuesta numérica. Los resultados de estas pruebas, y la interpretación que de ellos se desprende respecto de la naturaleza de la rigidez finalmente calibrada en el modelo lineal, se retoman en las conclusiones de este trabajo.

4.2.7 Prueba de comparación con degradación de rigidez por zonas

Con el fin de cuantificar la incidencia de la degradación de rigidez no incorporada al modelo definitivo, se realizó una corrida de comparación introduciendo de forma explícita una zonificación de rigideces decrecientes en el entorno del punto de impacto. Para los factores de reducción G/G_0 se tomaron como referencia los resultados del modelo 2D simplificado, en el

que se llevó a cabo un proceso iterativo de actualización de rigideces a partir de las distorsiones calculadas en distintas zonas del dominio.

En base a ese antecedente, el dominio se subdividió en cuatro zonas esféricas concéntricas alrededor del punto de impacto, asignando a cada una un factor de reducción G/G_0 decreciente con la distancia:

- Zona 1 (más próxima al impacto): $G/G_0 = 0,1$
- Zona 2: $G/G_0 = 0,3$
- Zona 3: $G/G_0 = 0,6$
- Zona 4: $G/G_0 = 0,8$

Estos factores reflejan la fuerte atenuación de la amplitud de deformación con la distancia al punto de aplicación de la carga. En todos los casos, el módulo de corte reducido $G = (G/G_0) \cdot G_0$ se comparó con el módulo de descarga-recarga G_{ur} correspondiente a cada estrato; cuando la reducción conducía a un valor inferior, se adoptó G_{ur} como rigidez mínima de la zona. El módulo elástico se calculó como $E = 2 \cdot G \cdot (1+\nu)$, sin modificar el coeficiente de Poisson respecto del estado inicial.

Para G_{ur} se adoptaron los siguientes cocientes G_0/G_{ur} , dentro del rango típico de 2,5 (suelos rígidos) a 10 (suelos blandos) reconocido en la práctica geotécnica:

- **Estrato 1 (CL):** $G_{ur} = G_0 / 6$
- **Estrato 2 (ML-CL):** $G_{ur} = G_0 / 4$

4.2.8 Amortiguamiento de Rayleigh

El modelo elástico lineal carece de amortiguamiento material intrínseco, ya que en su formulación las tensiones dependen exclusivamente de las deformaciones y no de las velocidades de deformación. Para incorporar disipación de energía se adoptó el amortiguamiento viscoso de Rayleigh, cuya matriz se construye como combinación lineal de las matrices de masa y rigidez:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.14)$$

La fracción de amortiguamiento crítico resultante varía con la frecuencia según:

$$\xi(f) = \frac{\alpha}{4\pi f} + \beta\pi f \quad (4.15)$$

Esta expresión tiene forma de hipérbola con mínimo en una frecuencia intermedia, de modo que ξ es mínimo dentro del rango de calibración y aumenta fuera de él, como se ilustra en la Figura 21.

Es importante destacar que este comportamiento dependiente de la frecuencia constituye una limitación conceptual respecto al comportamiento real del suelo. En un sistema viscoso clásico, la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad ($F = c \cdot \dot{x}$), lo que introduce una dependencia lineal con ω . En los suelos reales, en cambio, el amortiguamiento material es de naturaleza histerética: depende del nivel de distorsión cortante γ y no de la frecuencia de la excitación. Esta disipación histerética queda capturada naturalmente en modelos constitutivos avanzados como el HS-Small, a través de los lazos tensión-deformación cíclicos. En el modelo elástico lineal esa posibilidad no existe, ya que la respuesta es completamente reversible e independiente del nivel de deformación.

Por otra parte, el amortiguamiento geométrico o de radiación —asociado a la dispersión de energía por propagación de ondas en un medio semi-infinito— está implícitamente incorporado en el modelo de elementos finitos a través de la geometría del dominio y las condiciones de borde absorbentes, y no requiere ser parametrizado.

En consecuencia, el amortiguamiento de Rayleigh opera aquí como una aproximación al amortiguamiento material, con la limitación de que introduce una dependencia espuria con la frecuencia. Los coeficientes α y β se calibraron imponiendo $\xi = 0,05$ en las frecuencias $f_1 = 15$ Hz y $f_2 = 45$ Hz, rango coincidente con las frecuencias dominantes identificadas en los registros de campo. Se adoptaron los siguientes valores por material:

- Suelo: $\xi = 0,05$
- Hormigón: $\xi = 0,03$

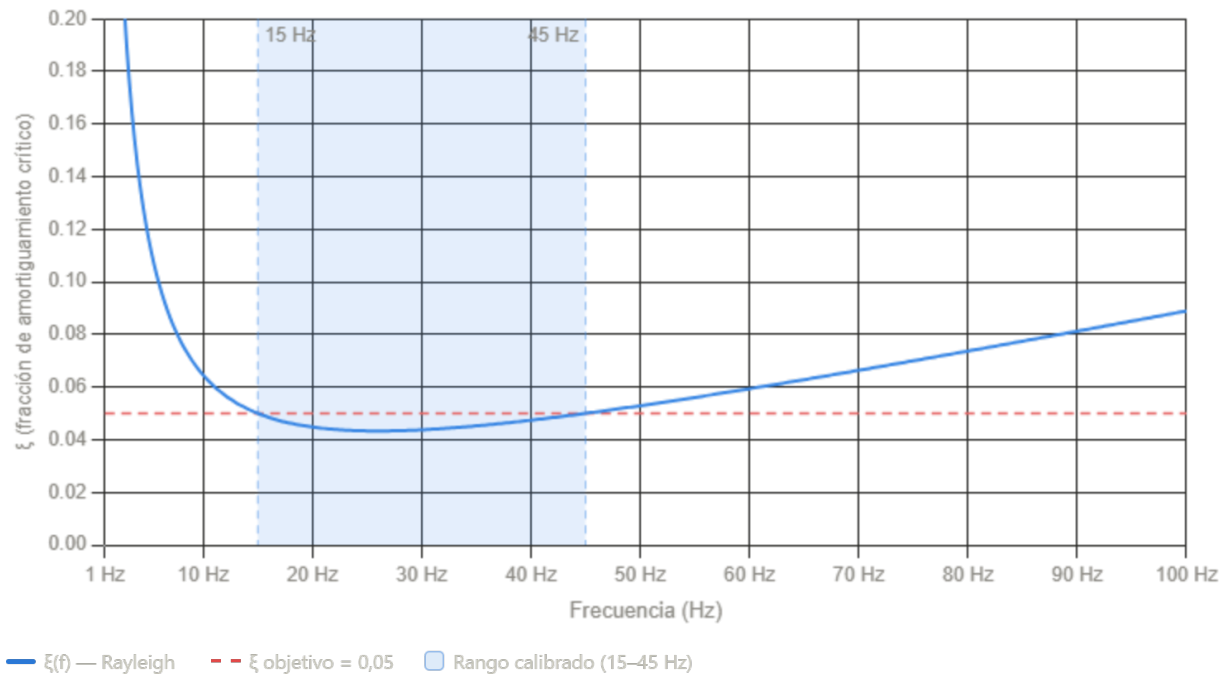


Figura 21: Fracción de amortiguamiento de Rayleigh en función de la frecuencia (suelo, $\xi = 0,05$).

El gráfico muestra claramente que $\xi = 0,05$ exactamente en 15 Hz y 45 Hz, con un mínimo de $\sim 0,045$ cerca de los 24 Hz, y que fuera del rango calibrado el amortiguamiento crece rápidamente — más pronunciado a bajas frecuencias por la contribución del término α/ω .

5 MODELO NUMÉRICO PARA EL ANÁLISIS

5.1 Descripción general del modelo

El análisis se realizó mediante un modelo tridimensional implementado en COMSOL Multiphysics, software de simulación basado en el Método de Elementos Finitos (MEF), representativo del sistema suelo-conducto en la zona de estudio. El programa resuelve las ecuaciones diferenciales que gobiernan la mecánica del medio discretizando el dominio en una malla y evaluando la evolución de tensiones, deformaciones y aceleraciones ante cargas transitorias. Se trata de un modelo de elementos finitos con integración temporal directa e implícita, en el cual las ecuaciones de equilibrio dinámico se resuelven de forma incremental en el dominio del tiempo, sin recurrir a una transformación previa al dominio modal o de la frecuencia.

El suelo se modeló como un medio elástico lineal isótropo, con propiedades mecánicas constantes dentro de cada uno de los dos estratos definidos en el capítulo 1. Caracterización geotécnica del predio. El conducto se modeló también como material elástico lineal isótropo con las propiedades del hormigón simple. Toda la geometría del modelo fue definida de forma paramétrica, lo que permite su modificación automática ante cambios de hipótesis o al pasar del modelo de calibración al modelo definitivo con conducto.

Se implementaron dos modelos de distinto alcance. El primero, modelo de calibración, comprende un dominio reducido que no incluye el conducto y cuyo objetivo es ajustar los parámetros dinámicos del suelo a partir de los registros experimentales; se resolvió para un tiempo total de simulación de 1,5 s, suficiente para capturar el fenómeno completo, cuyos valores significativos se concentran en el primer segundo. El segundo, modelo definitivo, incorpora la geometría completa del conducto y emplea los parámetros ya calibrados, con un tiempo de simulación extendido a 2,0 s. La calibración se desarrolló sobre el modelo reducido por motivos de economía de cómputo, verificándose posteriormente que la respuesta en los puntos de control se mantiene consistente al incorporar el conducto.

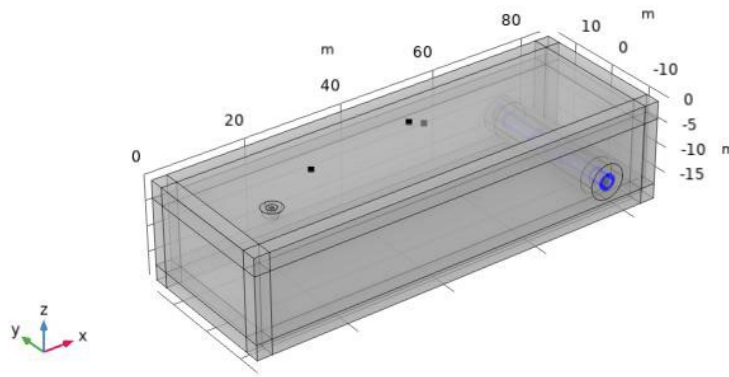


Figura 22: Modelado del sistema en COMSOL Multiphysics.

5.2 Criterio de modelado: representación de la instrumentación

Bajo el criterio metodológico general del trabajo —modelar únicamente aquello que pueda calibrarse—, la instrumentación de campo se representó de forma simplificada mediante puntos de lectura ubicados en la masa de suelo: puntos en superficie para los acelerómetros A2 y A3, y un punto en profundidad para la posición del Pozo 2 (A1). No se modelaron explícitamente ni las estacas de soporte, ni los pozos, ni las probetas de hormigón, ni el pavimento, ni la capa vegetal.

Esta decisión se apoya en una serie de pruebas realizadas en instancias previas del trabajo, cuyas conclusiones se resumen a continuación y se retoman, cuando corresponde, en las conclusiones generales:

- Pozos y probetas: se modeló la respuesta tanto incorporando explícitamente los pozos y los cilindros de hormigón como reemplazándolos por un simple punto de lectura en la masa de suelo, sin observarse diferencias apreciables en la aceleración vertical registrada. Esto justifica la representación por puntos para el objetivo de calibración de las componentes verticales.
- Estacas de soporte (A2, A3): en un intento de reproducir las aceleraciones horizontales —que experimentalmente resultaron mayores que las verticales sobre la dirección de propagación— se modelaron las estacas tanto como sólidos continuos como elementos de barra con masa puntual en el extremo, verificándose que esta última es una buena aproximación y que reproduce la oscilación característica observada en las componentes horizontales, lo que refuerza la interpretación de que dichas componentes están dominadas por la dinámica del soporte. Dado que la calibración se realiza sobre las componentes verticales, las estacas no se incluyen en el modelo final.
- Pavimento y capa vegetal: si bien su incorporación contribuía a representar el predominio de las aceleraciones horizontales transversales (por canalización y reflexión de las ondas), se abandonó su modelado por dos motivos. Primero, el reducido espesor de la capa vegetal, combinado con las grandes dimensiones en planta del dominio, encarecía enormemente la discretización. Segundo, según criterio de especialistas, asignar a la capa superficial una rigidez marcadamente inferior a la del resto del perfil

carece de sustento, dado que estos suelos superficiales suelen presentar mayor rigidez por su elevada preconsolidación. La capa vegetal estaría tenida en cuenta dentro de los valores que obtenemos en la calibración del primer estrato.

5.3 Parametrización del modelo

La totalidad de la geometría, las propiedades de materiales, la carga dinámica y la discretización se definieron mediante parámetros globales, lo que confiere al modelo flexibilidad para modificar hipótesis y trazar la transición entre el modelo de calibración y el definitivo. Las siguientes tablas resumen el conjunto de parámetros adoptados.

Tabla 5: Parámetros geométricos del modelo. Las coordenadas de pozos, acelerómetros y conducto se expresan respecto del sistema de referencia del dominio.

Nombre	Expresión	Valor	Descripción
Dint	2.6[m]	2.6 m	Diámetro interior del conducto
e	0.26[m]	0.26 m	Espesor del conducto
D	$D_{int}+e*2$	3.12 m	Diámetro exterior del conducto
L	62.4[m]	62.4 m	Distancia horizontal eje carga – eje conducto
Hpelo	10.99[m]	10.99 m	Profundidad pelo de agua río subterráneo
H	$H_{pelo}-e$	10.73 m	Distancia tope estrato 1 – tope conducto
h1	3.5[m]	3.5 m	Espesor primer estrato
h2	$11[m]+st/4+s$	16 m	Espesor segundo estrato
A	$X_{circ}+st+s$	84.4 m	Ancho del modelo (X)
B	$h1+h2$	19.5 m	Altura del modelo (Z)
C	$(-Y_{imp}*2+2*s+2*st)$	30 m	Ancho del modelo (Y)
s	3[m]	3 m	Ancho de los bordes infinitos
pint	-10[m]	-10 m	Presión (m.c.a.) referida al eje del conducto
Dmalla	7[m]	7 m	Diámetro zona de malla fina en torno al conducto
sp	1[m]	1 m	Separación entre pozos
st	8[m]	8 m	Separación de extremos en planta
X_imp	$st+s$	11 m	Posición X del impacto

Nombre	Expresión	Valor	Descripción
Y_imp	-4[m]	-4 m	Posición Y del impacto
X_A3	12[m]+X_imp	23 m	Posición X de A3
X_A2	X_A3+22.5[m]	45.5 m	Posición X de A2
X_A1	X_A2+4[m]	49.5 m	Posición X de A1 (pozos)
Y_A3	6[m]+Y_imp	2 m	Posición Y de A3
Y_A2	9[m]+Y_imp	5 m	Posición Y de A2
Y_A1_P2	Y_A2+sp	6 m	Posición Y de A1 en Pozo 2
Zcirc	-(H+D/2)	-12.29 m	Posición Z del centro del conducto
Xcirc	X_imp+L	73.4 m	Posición X del centro del conducto

Tabla 6: Propiedades mecánicas de suelo y conducto. E1, E2, nu1 y psisoil corresponden a los valores calibrados (capítulo 6).

Nombre	Expresión	Valor	Descripción
rhoc	2400[kg/m ³]	2400 kg/m ³	Densidad del hormigón del conducto
Ec	16940[MPa]	1.694e10 Pa	Módulo de elasticidad del conducto (H-13)
nuc	0.2	0.2	Coef. de Poisson del conducto
K0_1	1.5	1.5	Coef. de empuje en reposo – Estrato 1
rho1	1887[kg/m ³]	1887 kg/m ³	Densidad promedio – Estrato 1
E1	50[MPa]	5e7 Pa	Módulo de elasticidad – Estrato 1 (calibrado)
nu1	0.3	0.3	Coef. de Poisson – Estrato 1 (calibrado)
K0_2	0.55	0.55	Coef. de empuje en reposo – Estrato 2
rho2	1905[kg/m ³]	1905 kg/m ³	Densidad promedio – Estrato 2
E2	250[MPa]	2.5e8 Pa	Módulo de elasticidad – Estrato 2 (calibrado)
nu2	nu1	0.3	Coef. de Poisson – Estrato 2 (= nu1)

Tabla 7: Parámetros de la carga de impacto.

Nombre	Expresión	Valor	Descripción
di	0.05[s]	0.05 s	Duración del impacto (calibrada)
TF	1.5[s]	1.5 s	Tiempo final de simulación (modelo de calibración)
m	320[kg]	320 kg	Masa del bloque
hcaida	27[m]	27 m	Altura de caída libre
vf	$\sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot hcaida}$	23.016 m/s	Velocidad de impacto
dP	vf*m	7365.1 N·s	Cantidad de movimiento transferida
F	$dP \cdot \pi / 2 / di$	2.3138e5 N	Ordenada máxima del pulso senoidal

Tabla 8: Parámetros de amortiguamiento de Rayleigh.

Nombre	Expresión	Valor	Descripción
psisoil	0.04	0.04	Fracción de amortiguamiento del suelo (calibrada)
finf	15	15 Hz	Frecuencia inferior de calibración de Rayleigh
fsup	45	45 Hz	Frecuencia superior de calibración de Rayleigh
psic	0.03	0.03	Fracción de amortiguamiento del hormigón

Tabla 9: Tamaños característicos de elemento por zona.

Nombre	Expresión	Valor	Descripción
dx0	0.3	0.3 m	Tamaño máx. de elemento – Zona 1 (esfera 2a)
dx1	0.8	0.8 m	Tamaño máx. de elemento – Zona 2 (esfera 4a)
dx4	2	2 m	Tamaño máx. de elemento – Estrato 1
dx5	4	4 m	Tamaño máx. de elemento – Estrato 2

En la Tabla 5, el espesor del Estrato 2 figura como $h2 = 11[m] + st/4 + s = 16$ m. Esta expresión se compone de tres términos: los 11 m originales del estrato, un término $s = 3$ m correspondiente al espesor de un borde artificial en el cual se va a aplicar una condición llamada de “borde infinito” que será explicada en 5.4 *Dominio y condiciones de borde*, y un término $st/4 = 2$ m que

aumenta deliberadamente la distancia entre el conducto y el borde inferior del dominio. El parámetro $s_t = 8$ m es una separación adoptada para garantizar que toda la región de interés — en planta y en profundidad— quede suficientemente alejada de los bordes infinitos, evitando que estos contaminen la respuesta en la zona del conducto.

Como consecuencia de esta extensión, la profundidad efectiva de suelo por encima del borde infinito pasa de los 11 m originales a unos 13 m. Este cambio modificaría levemente los valores de las presiones efectivas y, con ellos, las rigideces iniciales G_0/E_0 estimadas en el capítulo 1.6. Sin embargo, ello no incide sobre el resultado final, dado que dichos valores iniciales constituyen únicamente un punto de partida: los módulos finalmente adoptados en el modelo surgen del proceso de calibración y son independientes de esta estimación previa.

El único parámetro derivado que permanece fijo es el coeficiente de empuje en reposo K_0 . Al extenderse el estrato hacia abajo, su punto medio representativo queda a mayor profundidad, lo que implica una mayor presión vertical efectiva y, por lo tanto, un menor OCR; en consecuencia, el K_0 correspondiente resultaría algo menor que el adoptado. Mantener el valor original —más alto— constituye, por lo tanto, una decisión conservadora desde el punto de vista del confinamiento horizontal inicial del terreno, además de que la variación involucrada se considera despreciable a los fines del estado geostático.

5.4 Dominio y condiciones de borde

El dominio de cálculo tiene geometría prismática rectangular. Para representar la condición de semiespacio sin introducir reflexiones espurias de energía en los bordes, se dispusieron elementos de borde infinito de 3 m de espesor (parámetro s) en las cuatro paredes laterales y en el fondo del dominio.

Estos elementos operan mediante un escalamiento de coordenadas: la región del borde infinito se mapea matemáticamente sobre un dominio que se extiende hasta el infinito, de modo que una capa de espesor físico finito (3 m) representa, a efectos del cálculo, una extensión de suelo virtualmente ilimitada. Dentro de esa capa, las funciones que describen la solución se transforman para que las magnitudes de campo (desplazamientos, tensiones) decaigan progresivamente en la dirección en que el dominio se extiende hacia afuera, de manera que las ondas que alcanzan el borde se atenúan y se absorben sin reflejarse hacia el interior. Esto evita que la energía radiada desde el punto de impacto "rebote" en los límites del modelo y regrese contaminando la respuesta en la zona de interés, reproduciendo el comportamiento de un medio abierto e infinito con un dominio numérico de tamaño acotado.

El dimensionamiento del dominio responde a tres criterios:

- **Espesor del borde infinito ($s = 3$ m).** Se adoptó un espesor de 3 m para la capa de borde infinito, suficiente para que el escalamiento de coordenadas opere correctamente y la

absorción de ondas sea efectiva en el rango de longitudes de onda de interés, sin sobredimensionar innecesariamente esta región.

- **Separación en planta ($s_t = 8 \text{ m}$).** Los puntos de calibración (acelerómetros y pozos) se ubicaron de modo que quedaran alejados al menos 8 m de los bordes infinitos en planta. Este valor surge de haber verificado que, a partir de dicha distancia, la presencia de los bordes deja de afectar de forma apreciable la respuesta en los puntos de calibración; acercarlos más introduciría una influencia espuria del borde sobre las lecturas, mientras que alejarlos aún más no aporta mejoras y solo encarece el cálculo.
- **Extensión en profundidad ($s_t/4 = 2 \text{ m}$).** Por debajo de la región de interés se adoptó una extensión adicional de $s_t/4 = 2 \text{ m}$ antes del borde infinito inferior, menor que la separación en planta. La razón es que en profundidad —por debajo del conducto— ya no se realizan mediciones ni se calibra, por lo que no es necesario preservar la respuesta con la misma fidelidad que en los puntos de calibración. Extender en profundidad los mismos 8 m adoptados en planta no se justifica y encarecería considerablemente el modelo, dado el gran volumen de suelo adicional que ello implicaría; una extensión menor resulta suficiente para mantener el conducto suficientemente alejado del borde inferior.

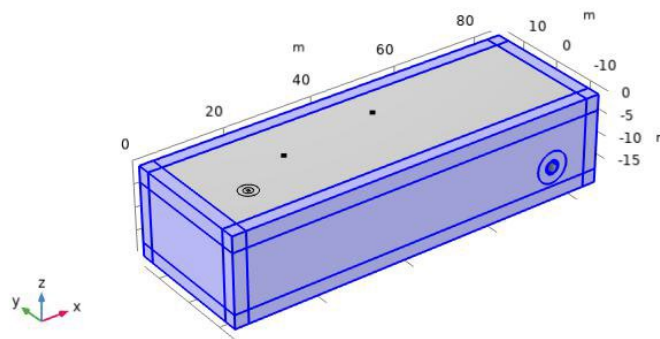


Figura 23: Modelización bordes del sistema.

Sobre la cara exterior de los bordes se imponen, adicionalmente, vinculaciones de tipo apoyo móvil: desplazamiento restringido en la dirección normal a cada cara ($U_x = 0$ en las caras perpendiculares a X, $U_y = 0$ en las perpendiculares a Y, $U_z = 0$ en el fondo) y libre en las restantes. Estas restricciones cumplen un rol determinante en el establecimiento del estado geostático, según se detalla en la sección 8.1. La activación o desactivación de la condición de borde infinito según el estudio considerado se describe asimismo en la sección de estudios 9.

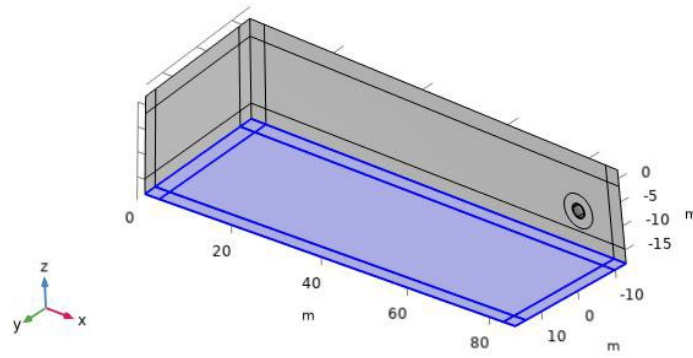


Figura 24: Modelado borde cara inferior.

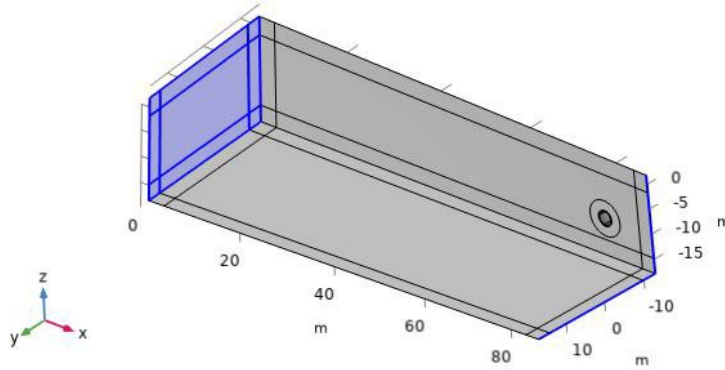


Figura 25: Modelado de caras laterales del sistema.

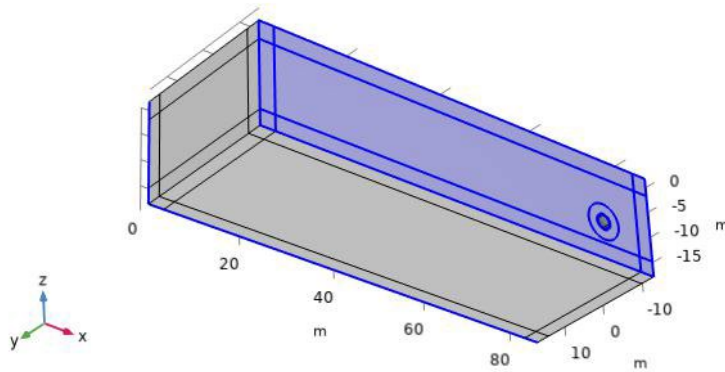


Figura 26: Modelado de caras laterales del sistema.

5.5 Zonificación del dominio numérico

El entorno del punto de impacto se subdividió en zonas concéntricas, a fin de organizar la posterior discretización de la malla en la región de fuertes gradientes de deformación. En el modelo definitivo se conservan las siguientes zonas:

- Zona 0: cubo de $a = 0,50$ m de lado, correspondiente al área de contacto de la carga.
- Zona 1: semiesfera de radio $2a$, con tamaño máximo de elemento $dx_0 = 0,3$ m.
- Zona 2: semiesfera de radio $4a$, con tamaño máximo de elemento $dx_1 = 0,8$ m.

Las zonas esféricas adicionales (Zonas 3 y 4) empleadas en versiones anteriores para asignar factores de reducción de rigidez G/G_0 ya no forman parte del modelo principal, en coherencia con la decisión de no incorporar degradación de rigidez por zonas. Dichas zonas se conservan, no obstante, en las corridas de comparación destinadas a evaluar el efecto de incorporar dicha degradación, cuyos resultados se discuten en las CONCLUSIONES.

En el modelo definitivo se incorpora además una zona de malla más fina en torno al conducto (de diámetro $D_{\text{malla}} = 7$ m), subdividida a su vez en tres regiones longitudinales con discretización refinada, destinadas a la lectura de resultados y a la identificación de las secciones donde se producen los valores máximos de tensión.

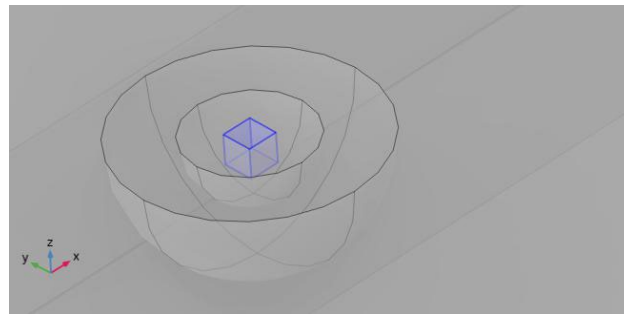


Figura 27: Modelado Zona 0.

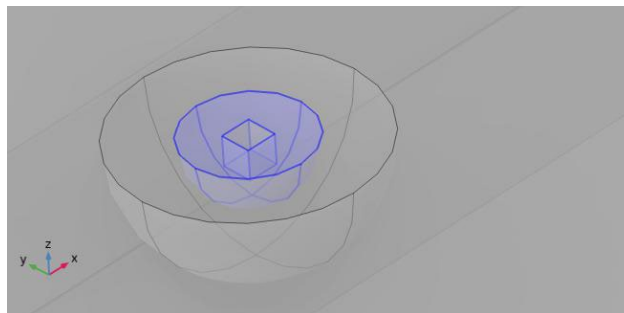


Figura 28: Modelado Zona 1.

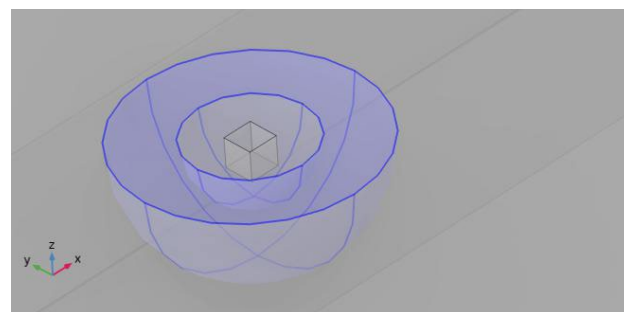


Figura 29: Modelado Zona 2.

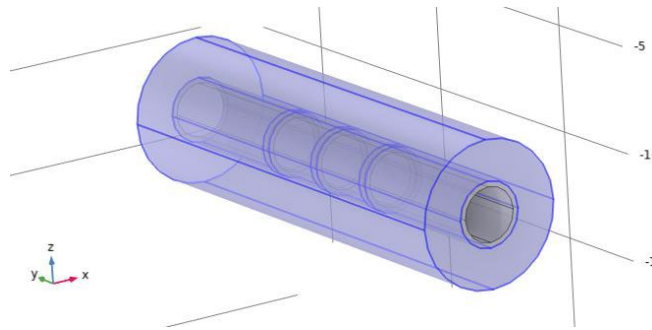


Figura 30: Modelado proximidades del conducto.

5.6 Mallado

La malla se construyó de forma jerárquica, refinando las regiones de grandes gradientes de deformación y los puntos donde se leen resultados, y aumentando progresivamente el tamaño de elemento hacia las zonas alejadas. La Zona 0 (cubo de contacto) se discretizó con elementos de 0,05 m de lado en su cara superior, extendidos mediante un barrido (swept), resultando del orden de mil elementos en el cubo. Las Zonas 1 y 2 emplean los tamaños máximos $dx_0 = 0,3$ m y $dx_1 = 0,8$ m respectivamente. El cuerpo de cada estrato se discretiza con $dx_4 = 2$ m (Estrato 1) y $dx_5 = 4$ m (Estrato 2). Los bordes infinitos se mallaron mediante barrido (swept) dividido en 3 capas, según la estrategia recomendada por el manual de COMSOL para garantizar la compatibilidad de malla entre el dominio interior y la capa absorbente.

Respecto del criterio de discretización adoptado, conviene contrastarlo con el criterio teórico de elementos por longitud de onda. Para una frecuencia objetivo del orden de 20 Hz, y a partir de las rigideces, densidades y coeficientes de Poisson adoptados, puede estimarse la longitud de onda mínima de interés y, según el tipo de elemento empleado, la cantidad de elementos por longitud de onda necesaria para resolverla adecuadamente. La aplicación estricta de este criterio conduce a un número de elementos muy elevado y a un costo computacional considerable. Se realizó el esfuerzo de correr el modelo con esa malla fina y, comparando con discretizaciones progresivamente más gruesas, se verificó que el engrosamiento de la malla hasta los tamaños finalmente adoptados no introduce cambios significativos en los resultados, lo que justifica la malla empleada como un compromiso razonable entre precisión y costo. Como línea de trabajo futuro —no desarrollada aquí— se plantea evaluar el efecto de un refinamiento adicional en torno a los puntos de lectura, la cual no se usó para los puntos a calibrar, o correr el modelo ya calibrado con una malla más fina para cuantificar la variación de los resultados. El mallado que se utilizó consiste en 387.582 elementos, con un total de 1.834.518 grados de libertad.

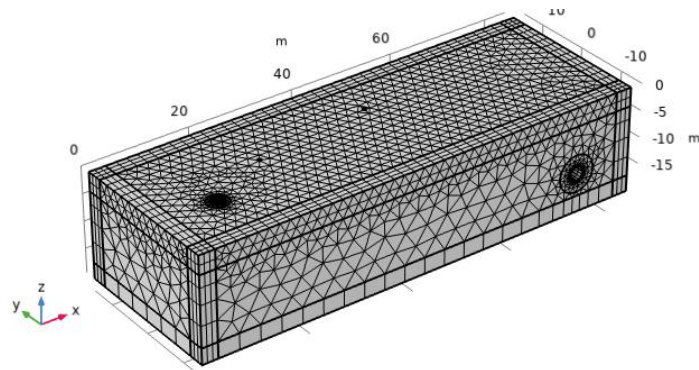


Figura 31: Mallado del sistema.

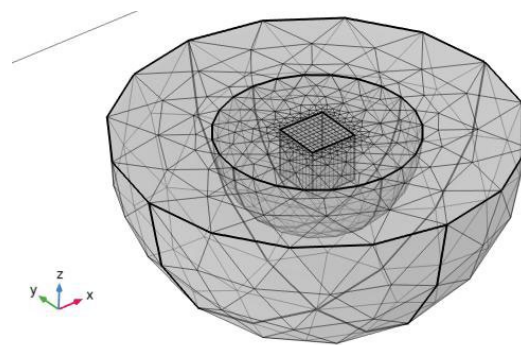


Figura 32: Mallado zona de impacto.

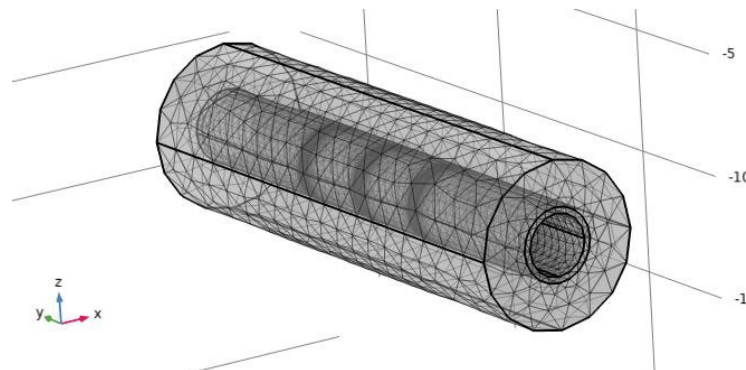


Figura 33: Mallado proximidades del conductor.

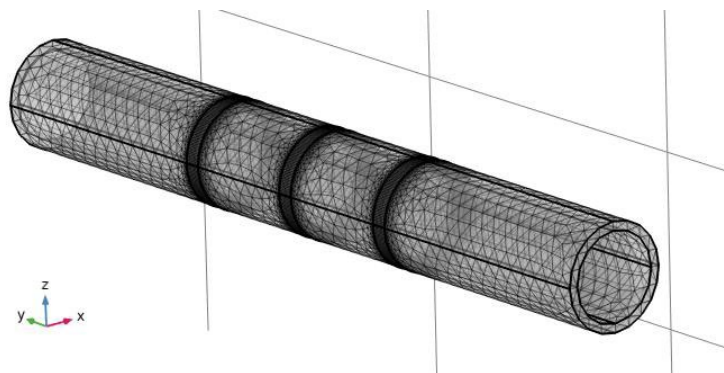


Figura 34: Mallado del conductor.

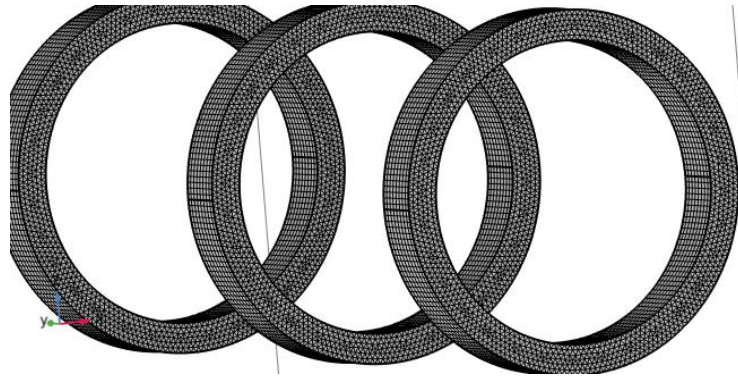


Figura 35: Mallado de anillos de control.

5.7 Integración temporal

El paso de tiempo de la integración debe ser lo suficientemente pequeño para que, en cada paso, la onda no recorra una distancia mayor que la separación entre puntos de Gauss de la malla. En la práctica resultó suficiente adoptar un paso de tiempo igual al de muestreo de los acelerómetros, $\Delta t = 0,002$ s: pasos menores no aportaron mejoras apreciables, mientras que pasos mayores no permitían representar correctamente los picos de los acelerogramas. Con $\Delta t = 0,002$ s no se presentaron problemas de estabilidad ni de resolución de la señal.

5.8 Estados de carga

5.8.1 Estado geostático en reposo

El estado geostático establece el campo de tensiones iniciales del terreno, en equilibrio bajo su peso propio, previo a la aplicación de la carga dinámica. Su correcta definición es fundamental, ya que constituye el estado tensional de referencia sobre el cual se superpondrá luego la respuesta dinámica del conducto.

La formulación de borde infinito descrita en el punto 4, adecuada para la fase dinámica, resulta sin embargo incompatible con el establecimiento de este estado. Dado que el borde infinito inferior escala las magnitudes de campo esperando que decrezcan en la dirección de extensión del dominio, la aplicación de la gravedad —cuyas tensiones, por el contrario, crecen con la profundidad— produce un funcionamiento incorrecto de dicho borde. Para resolverlo se adoptó la siguiente estrategia: en el estudio en reposo, los bordes infinitos se desactivan como tales, manteniendo el mismo dominio y la misma subdivisión geométrica pero comportándose como suelo ordinario; recién en el estudio dinámico se activa su condición de borde infinito.

Con los bordes operando como suelo ordinario y las restricciones de roller sobre sus caras exteriores, el estado geostático se construye aplicando simultáneamente:

- Tensiones iniciales verticales iguales a las presiones efectivas calculadas como $\sigma_v = -\rho \cdot g \cdot z$ (de compresión);
- Tensiones iniciales horizontales iguales a $\sigma_v \cdot K_0$, con los coeficientes de empuje en reposo estimados por estrato en el capítulo 4 ($K_{01} = 1,5$ para el Estrato 1, sobreconsolidado, y $K_{02} = 0,55$ para el Estrato 2);
- La gravedad. A tal fin se definieron dos funciones paramétricas, $p_v(z)$ y $p_h(z)$, que describen los perfiles de presión vertical y horizontal a lo largo de la profundidad.

Al ejecutar este estudio, las tensiones verticales se mantienen por estar equilibradas con el peso propio, mientras que las horizontales se conservan porque las restricciones de roller impiden la deformación lateral que liberaría dichas tensiones. Se alcanza así un estado de equilibrio geostático estable y realista. Posteriormente, al sustituir el volumen de suelo correspondiente por el conducto, las tensiones se rebalancen localmente en el entorno de la estructura —dado que todo el cuerpo se encontraba en equilibrio—, alcanzándose un estado de interacción suelo–conducto físicamente consistente.

Cabe señalar una limitación de este procedimiento: el estado obtenido contempla únicamente la relajación tensional asociada a la interacción del suelo con el conducto ya colocado, pero no la historia de deformación previa a su instalación —es decir, la relajación del terreno ocurrida durante la excavación y construcción, antes de que la estructura existiera para restringirla—. Representar ese efecto requeriría modelar explícitamente la secuencia constructiva, lo que excede el alcance del presente trabajo. En consecuencia, el estado tensional de referencia adoptado no captura la dependencia de las tensiones respecto del método de ejecución del conducto.

Finalmente, se incorporó la presión hidráulica interna del conducto, aplicada sobre su cara interna mediante la expresión:

$$p_{int}(z) = -(p_{int} + z - Z_{circ}) \times 1000 \left[\frac{kg}{m^3} \right] \times 9,81 \left[\frac{m}{s^2} \right] \quad (5.1)$$

donde $p_{int} = -10$ m representa la columna de agua (m.c.a.) referida al eje del conducto, y $(z - Z_{circ})$ la cota relativa al centro. La expresión reproduce una distribución hidrostática lineal con la profundidad: 98,1 kPa en el eje (equivalente a los 10 m.c.a.), 82,8 kPa en la clave (extradós superior) y 113,4 kPa en la solera (extradós inferior), con una diferencia clave–solera igual a $\gamma_w \cdot D = 30,6$ kPa, consistente con la variación hidrostática a lo largo del diámetro.

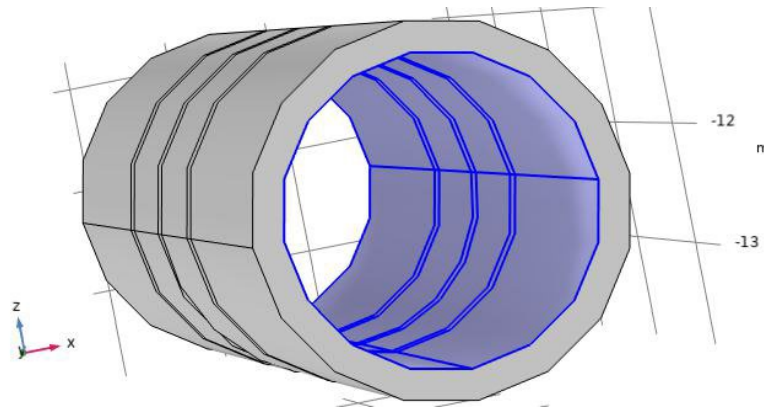


Figura 36: Modelado de la carga interna del conducto.

5.8.2 Carga de impacto dinámica

La carga de impacto producida por la caída del bloque de hormigón se introdujo en el modelo como una presión superficial variable en el tiempo, aplicada sobre el área de contacto de dimensiones $a \times a = 0,50 \times 0,50$ m, en la dirección vertical ($-Z$). Las componentes horizontales (X e Y) se consideraron nulas.

5.8.2.1 Velocidad de impacto

A partir de la altura de caída libre adoptada, la velocidad del bloque en el instante del impacto se calculó mediante:

$$v_f = \sqrt{2 \times g \times h_{caída}} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 27} = 23,016 \frac{m}{s} \quad (5.2)$$

5.8.2.2 Cantidad de movimiento

El impulso transferido al terreno se obtuvo como:

$$dP = m \times v_f = 320 \times 23,016 = 7365,1 \text{ N.s} \quad (5.3)$$

5.8.2.3 Función temporal de la fuerza

El impacto se modeló mediante un pulso de semiseno de duración $d_i = 0,05$ s:

$$f_1(t) = \sin\left(\frac{\pi}{d_i} \times t\right) \times (t \leq d_i) \quad (5.4)$$

Esta forma funcional es ampliamente utilizada para representar impactos de corta duración, capturando el carácter impulsivo de la carga con una función suave y derivable que evita discontinuidades numéricas en la integración temporal.

5.8.2.4 Amplitud máxima de la fuerza

La ordenada máxima F se determinó imponiendo que el impulso total de la función sea igual a la cantidad de movimiento del bloque:

$$\int_0^{di} F \times \text{seno} \left(\frac{\pi}{di} \times t \right) dt = dP \quad (5.5)$$

resolviendo la integral:

$$F = dP \times \frac{\pi}{2 \times di} = 7.365,1 \times \frac{\pi}{2 \cdot 0,05} \approx 2,314 \times 10^5 N \quad (5.6)$$

5.8.2.5 Presión equivalente aplicada

La fuerza se distribuyó uniformemente sobre el área de impacto a^2 , resultando la presión:

$$q(t) = -f^1(t) \times \frac{F}{a^2} \quad (5.7)$$

aplicada en la dirección $-Z$ sobre la superficie del terreno en la zona de contacto.

Quedando la carga aplicada de la siguiente forma:

$$q(t) = -\text{sen} \left(\frac{\pi}{0,05s} \times t \right) \times (t \leq 0,05s) \times 925,6 \text{ kPa} \quad (5.8)$$

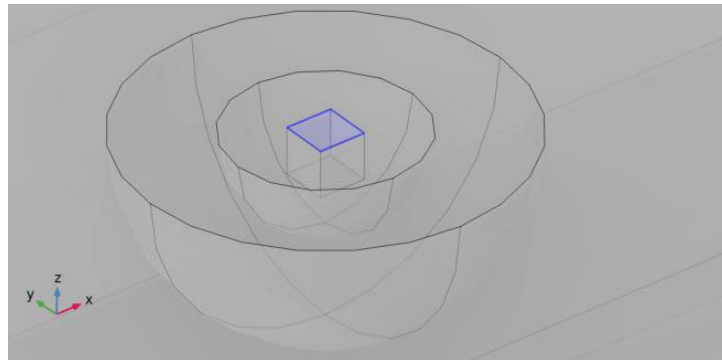


Figura 37: Aplicación carga de impacto.

5.9 Estudios y combinaciones

El análisis se estructuró en estudios sucesivos, cada uno con su correspondiente configuración de cargas y condiciones de borde:

- Estudio estacionario (en reposo): establece el estado geostático (8.1. Estado geostático en reposo). Los bordes infinitos se encuentran desactivados como tales (comportándose como suelo ordinario) y actúan las tensiones iniciales, las presiones internas del conducto y la gravedad.
- Estudio dependiente del tiempo (dinámico): se desactivan todas las cargas del estado en reposo, se activa la carga de impacto (8.2. Carga de impacto dinámica) y se activa la condición de borde infinito de los bordes. Cabe aclarar que los bordes están presentes en ambos estudios; lo que se activa en esta instancia es su comportamiento como borde infinito.

- Estudio de barrido en frecuencia (time-to-frequency): destinado a evaluar el contenido espectral de la respuesta y a verificar los resultados en los puntos de control, comprobando que la respuesta del modelo definitivo se mantiene consistente con la obtenida en el modelo reducido empleado para la calibración.

Finalmente, los estados en reposo y dinámico se superponen para obtener el estado tensional total sobre el conducto, sobre el cual se evalúan las sobretensiones inducidas por el impacto (EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LAS CARGAS DEL CONDUCTO).

6 CALIBRACIÓN DEL MODELO

Como punto de partida del proceso de calibración, se ejecutó una primera corrida del modelo adoptando los parámetros geotécnicos iniciales determinados en el capítulo *DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS INICIALES DEL SUELO*—los módulos de elasticidad E_0 obtenidos de la correlación de Hardin & Drnevich (Tabla 2), los coeficientes de Poisson de referencia por estrato y un valor inicial de amortiguamiento—, sin ningún ajuste posterior. El objetivo de esta corrida es doble: por un lado, verificar el comportamiento general del modelo numérico (orden de magnitud de las respuestas, forma de los acelerogramas, consistencia de la propagación); por otro, cuantificar la distancia inicial entre la respuesta del modelo y los registros experimentales, que es precisamente lo que el proceso de calibración busca reducir.

Las Figura 38, 39 y 40 presentan la comparación entre los acelerogramas del modelo con parámetros iniciales y los registros experimentales en los tres puntos de control (A3, A2 y Pozo 2). Sobre cada gráfico se superpone, en trazo rojo, la banda de tolerancia de $\pm 25\%$ construida en torno a la amplitud máxima del registro experimental de cada punto (sección 3.5.9); el criterio de calibración se considera satisfecho cuando la amplitud pico del modelo se ubica dentro de dicha banda.

Como puede observarse, la respuesta del modelo no se encuentra, en general, muy alejada de los registros de campo: las amplitudes y la forma de los acelerogramas son del mismo orden y reproducen razonablemente el carácter transitorio del fenómeno.

El caso más exigente es el de A3 (Figura 38), el punto más próximo al impacto, donde el registro experimental alcanza una amplitud máxima de aproximadamente 1032 mm/s^2 . La banda de tolerancia queda entonces definida entre 774 y 1290 mm/s^2 , y el pico del modelo (del orden de los 780 mm/s^2) apenas alcanza el límite inferior, sin llegar a centrarse en la banda. Esta diferencia, cercana al 25% , evidencia la necesidad de un aumento de amplitud en la respuesta.

En A2 (Figura 39), con una amplitud experimental máxima de 151 mm/s^2 , la banda queda comprendida entre 113 y 189 mm/s^2 . El pico del modelo se ubica ligeramente por debajo del límite inferior, por lo que este punto también requiere un incremento de amplitud; se observa asimismo una distribución temporal de la energía algo distinta a la del registro de campo.

Finalmente, en el Pozo 2 (A1-P2, Figura 40), con una amplitud experimental máxima de 60 mm/s^2 , la banda se extiende entre 45 y 75 mm/s^2 . En este punto el pico del modelo cae holgadamente dentro de la banda de tolerancia, confirmando que la concordancia inicial es bastante buena.

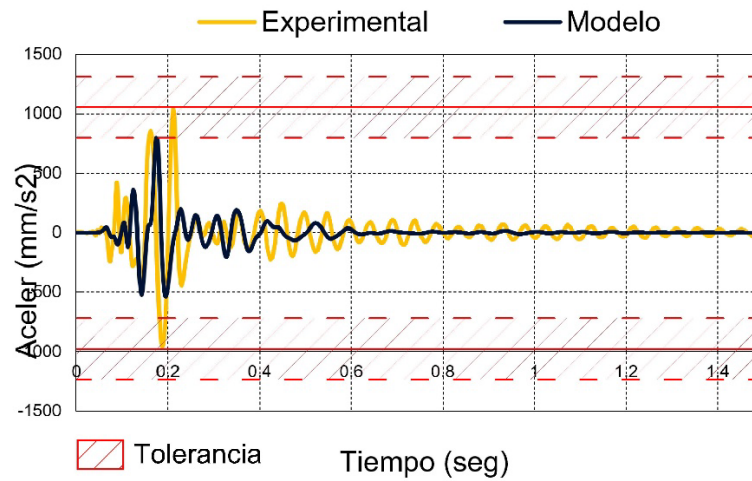


Figura 38: Comparación acelerogramas ubicación A3.

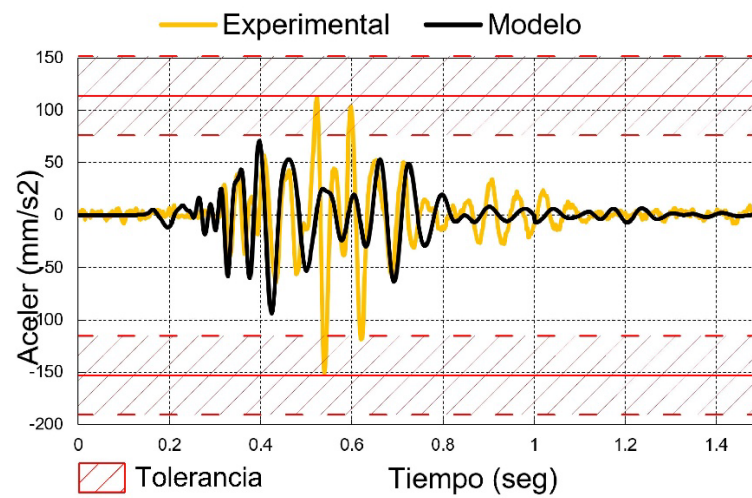


Figura 39: Comparación acelerogramas ubicación A2.

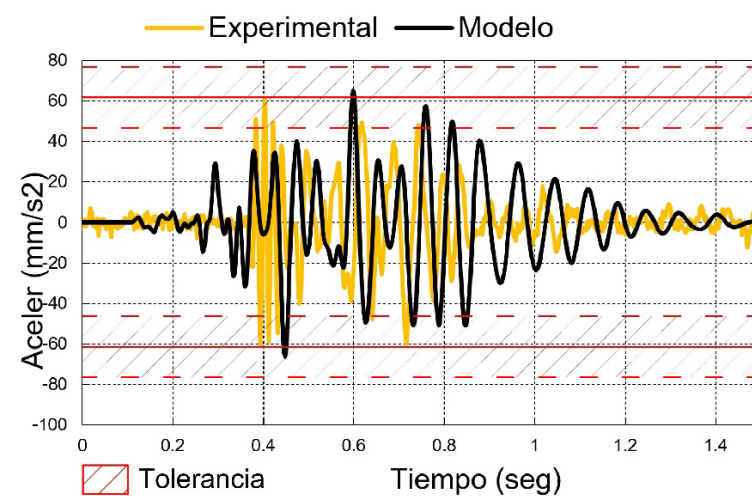


Figura 40: Comparación acelerogramas ubicación A1-P2.

6.1 Estrategia general de calibración

Antes de definir un procedimiento de calibración, fue necesario evaluar cualitativamente qué efecto produce cada parámetro del modelo sobre la respuesta numérica, apoyándose en su fundamento físico-teórico (impedancia, velocidades de propagación, reparto de energía entre tensiones y aceleraciones, contenido de frecuencias del impulso, etc.). Este análisis parámetro por parámetro, junto con las corridas que lo respaldan, se desarrolla en las secciones siguientes. A partir de él se definió la estrategia de calibración aplicada en este trabajo.

Los parámetros sujetos a calibración son cinco: la duración del impulso de impacto (d_i), el amortiguamiento del suelo (ψ_{suelo}), los módulos de elasticidad de ambos estratos (E_1 , E_2) y el coeficiente de Poisson del Estrato 1 (ν_1). El coeficiente de Poisson del Estrato 2 (ν_2) no constituye un parámetro independiente: se adopta $\nu_2 = \nu_1$, en virtud de la imposibilidad de calibrarlo de forma autónoma con los puntos de control disponibles (ver sección correspondiente).

A cada parámetro se le asoció el punto de control y la característica de la respuesta sobre los cuales ejerce la influencia más relevante:

- d_i se calibra a partir del contenido de frecuencias (espectro de Fourier) de la componente vertical registrada en el conjunto de los acelerómetros, dado que la duración del impulso gobierna el reparto de energía entre frecuencias y esta característica es común a todos los puntos de medición.
- E_1 influye principalmente sobre la aceleración vertical de A3, el acelerómetro superficial más próximo al punto de impacto.
- ψ_{suelo} (amortiguamiento) influye principalmente sobre la aceleración vertical de A2, el acelerómetro superficial más alejado, donde el efecto de la disipación a lo largo de la propagación se manifiesta de forma más nítida.
- E_2 influye sobre la aceleración vertical del Pozo 2, el punto de control en profundidad adoptado como referencia.
- ν_1 afecta de forma simultánea la respuesta en los tres puntos anteriores.

Ahora bien, esta asignación de "un parámetro – un punto" es solo orientativa: en la práctica los parámetros no actúan de forma aislada sobre un único punto de control, sino que modifican simultáneamente la respuesta en los tres. Por este motivo, la calibración no se abordó ajustando cada parámetro contra su punto de forma secuencial e independiente, sino mediante búsquedas conjuntas que contemplan ese acoplamiento. La estrategia finalmente adoptada se estructuró en las siguientes etapas:

Etapla 1 — Calibración de d_i : En primer lugar se fijó la duración del impulso d_i a partir del contenido de frecuencias de los registros, por ser el parámetro dominante sobre la posición de los picos espectrales y el de menor acoplamiento con la amplitud (ver sección correspondiente).

Etapla 2 — Búsqueda conjunta de E_1 y ψ_{suelo} : Dado que tanto la rigidez del Estrato 1 como el amortiguamiento modifican de manera acoplada las aceleraciones de los acelerómetros superficiales, se corrió el modelo para numerosas combinaciones de E_1 y ψ_{suelo} , buscando aquella que ubicara simultáneamente a A3 y A2 dentro del margen de tolerancia. La exploración se realizó mediante un barrido de múltiples combinaciones de E_1 y ψ_{suelo} , evaluando para cada una la respuesta simultánea en A3 y A2, y seleccionando aquella que ubicara ambos puntos dentro del margen de tolerancia. De este modo se evita la limitación de calibrar E_1 y ψ_{suelo} por separado —cada uno contra un único punto—, que no contemplaría el efecto cruzado de cada parámetro sobre el otro acelerómetro.

Etapla 3 — Ajuste de E_2 : Fijados E_1 y ψ_{suelo} , se incrementó E_2 para acercar la respuesta del Pozo 2 a su valor objetivo. Se observó que la aceleración vertical en Pozo 2 decrece con E_2 hasta alcanzar una zona de la curva en la que seguir aumentando la rigidez del Estrato 2 deja de producir una reducción apreciable de la respuesta —de forma análoga a la asíntota observada para E_1 en A3—, sin llegar a alcanzar el valor objetivo. Esto evidenció que E_2 no constituye, por sí solo, un grado de libertad suficiente para calibrar este punto. La razón es que el Pozo 2, ubicado a 2,00 m de profundidad, no alcanza el Estrato 2 (que comienza a los 3,50 m), por lo que su respuesta depende de E_2 solo de forma parcial, a través de la fracción de la trayectoria de onda que atraviesa el estrato inferior.

Etapla 4 — Búsqueda conjunta de E_2 y v_1 : Para cerrar la calibración del Pozo 2 sin perder la concordancia ya alcanzada en A2 y A3, se recurrió a v_1 , aprovechando que actúa en sentido opuesto a E_2 sobre las aceleraciones. Como modificar v_1 —parámetro compartido por todo el Estrato 1— altera también la respuesta de A2 y A3, en principio ello obligaría a reabrir la calibración de E_1 y ψ_{suelo} en un ciclo iterativo extenso. Para evitarlo, y dado que A2 y A3 ya se encontraban dentro de tolerancia y no lejos del objetivo, se realizó una búsqueda conjunta: se corrió el modelo para múltiples combinaciones de E_2 y v_1 —manteniendo fijos E_1 y ψ_{suelo} en los valores adoptados en la Etapa 2—, seleccionando aquella combinación que ubicara simultáneamente a los tres puntos de control (A2, A3 y Pozo 2) dentro de la tolerancia, sin necesidad de reabrir la calibración previa.

El coeficiente v_2 no aporta ningún grado de libertad adicional en este proceso, dado que no se modifica de forma independiente ($v_2 = v_1$).

Una aclaración final respecto del criterio de comparación: dado que en cada punto de control se registraron dos impactos sucesivos, fue necesario adoptar uno de ellos como referencia para la calibración cuantitativa. En el caso del Pozo 2 —empleado para calibrar E_2 y, junto con A2 y

A3, para v_1 — se adoptó como referencia el segundo impacto, por presentar la mayor aceleración vertical registrada entre los dos eventos en dicho punto, lo que constituye un criterio conservador frente a la respuesta esperada del conducto. Esta elección no es excluyente: dado que ambos impactos se encuentran dentro del margen de variabilidad caracterizado en la sección correspondiente, podría adoptarse indistintamente cualquiera de los dos sin invalidar el criterio de calibración adoptado.

6.2 Duración del impacto y contenido de frecuencias

Para calibrar la duración del pulso de impacto d_i se corrió el modelo numérico para múltiples valores de este parámetro — $d_i = 0,03; 0,05; 0,055; 0,06; 0,065; 0,07$ y $0,09$ s—, manteniendo el resto de los parámetros del modelo sin variar, y se comparó en cada caso el espectro de Fourier (módulo de la FFT) de la aceleración vertical simulada contra el espectro experimental correspondiente.

En la Figura 42 se presenta la comparación entre el espectro experimental y el obtenido con el valor adoptado $d_i = 0,05$ s, donde puede apreciarse la coincidencia en la ubicación de los picos principales.

El espectro experimental presenta su contenido de energía concentrado, de forma irregular pero reconocible dentro del ruido propio de la señal, en un entorno de picos relativos ubicados aproximadamente en 17 Hz, 30 Hz y 45 Hz, siendo el primero —en el entorno de 15-20 Hz— el más energético.

Se observa que la duración del impulso modifica de forma directa y sensible la posición de los picos del espectro simulado: al disminuir d_i los picos se desplazan hacia frecuencias más altas, y al aumentar d_i se desplazan hacia frecuencias más bajas —comportamiento esperable, dado que un pulso más corto en el tiempo concentra su energía en un ancho de banda más alto, y uno más largo la concentra en frecuencias más bajas—. De los valores ensayados, $d_i = 0,05$ s resultó el que mejor reproduce la ubicación de los picos principales del espectro experimental (Figura 42), por lo que se adoptó como valor de calibración.

Adicionalmente, se verificó que tanto el amortiguamiento del suelo (ψ_{suelo}) como su rigidez (E) también modifican la forma del espectro simulado, pero en una medida considerablemente menor que la duración del impulso: mientras que variar d_i desplaza la posición de los picos, variar ψ o E afecta principalmente la amplitud relativa entre picos y su nitidez, sin alterar de forma apreciable la frecuencia a la que estos se ubican. Esto justifica calibrar d_i en una etapa independiente y previa a E_1 , ψ_{suelo} y E_2 : al ser el parámetro dominante sobre el contenido de frecuencias, fijarlo primero evita que su efecto se confunda con el de los parámetros de rigidez y amortiguamiento en las etapas siguientes.

Por último, se observó un efecto adicional, vinculado a la amplitud de la respuesta antes que a su contenido en frecuencias: al aumentar d_i las amplitudes del espectro simulado disminuían, y al disminuirlo las amplitudes aumentaban. Este comportamiento es consistente con la formulación de la carga de impacto adoptada en este trabajo (sección 8.2.): dado que la fuerza máxima del pulso se obtiene a partir de la cantidad de movimiento transferida como $F = dP \cdot \pi / (2 \cdot d_i)$, para una misma masa y altura de caída —y por lo tanto una misma cantidad de movimiento dP — un d_i menor exige una fuerza máxima F mayor para transmitir ese mismo impulso en menos tiempo, lo cual se traduce en una excitación de mayor amplitud en todo el rango de frecuencias. Inversamente, un d_i mayor reparte el mismo impulso en una fuerza máxima menor, atenuando la amplitud de la respuesta.

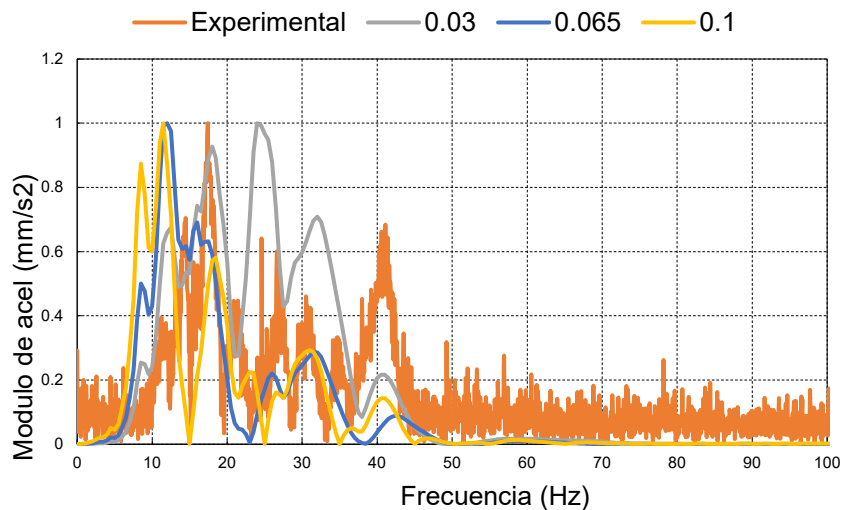


Figura 41: Módulo de la Transformada de Fourier vs Frecuencia $d_i = 0,03s$, $d_i=0,065s$ y $d_i=0,1s$.

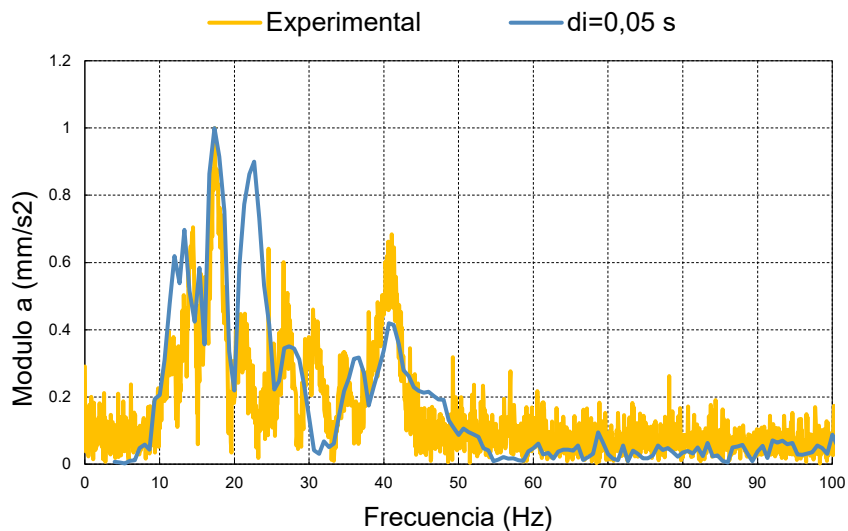


Figura 42: Módulo de la Transformada de Fourier vs Frecuencia $d_i = 0,05 s$.

Como observación complementaria, durante el trabajo se exploró también la posibilidad de calibrar el contenido de frecuencias de las componentes horizontales. Se verificó que el único parámetro con influencia apreciable sobre la frecuencia dominante de dichas componentes era la longitud libre de la estaca de soporte de los acelerómetros, y que una misma frecuencia podía obtenerse mediante dos configuraciones muy distintas: con una estaca de longitud libre muy grande o con una muy pequeña.

Con una estaca de longitud libre grande, el conjunto barra-acelerómetro se comporta esencialmente como un péndulo: la frecuencia horizontal obtenida resulta estable —prácticamente insensible a la variación de los demás parámetros del modelo—, el pico del espectro es agudo y puntual, y la forma temporal de la respuesta se asemeja a la experimental, en la que la barra continúa oscilando durante un tiempo prolongado tras el impacto.

Con una estaca de longitud libre pequeña, en cambio, la barra interactúa más con el suelo y deja de comportarse como péndulo libre, adoptando una frecuencia más próxima a la del propio suelo. En esta configuración el pico espectral es menos definido —más parecido al de las componentes verticales— y resulta inestable: pequeñas variaciones de rigidez o amortiguamiento desplazan apreciablemente la frecuencia.

Al representar la frecuencia dominante en función de la longitud libre de la estaca se obtiene una curva característica: un tramo inicial aproximadamente constante, seguido —a partir de cierta longitud— de un fuerte incremento de la frecuencia, y finalmente un descenso lento que tiende hacia el comportamiento estable de péndulo. Esta dependencia permitió reproducir el comportamiento observado adoptando longitudes libres del orden de 30 cm, es decir, modelando un tramo de barra por fuera del suelo. Ello resulta además consistente con dos hechos físicos: por un lado, que en la realidad las estacas no estaban firmemente empotradas en sus primeros centímetros y terminaban de fijarse recién en profundidad; por otro, que efectivamente sobresalían del terreno una longitud del orden de 10 a 15 cm.

Cabe reiterar que estas consideraciones corresponden a exploraciones realizadas durante el desarrollo del trabajo en torno al comportamiento de las componentes horizontales, que finalmente quedaron fuera de la calibración cuantitativa (ver sección 3.5.5.); se incluyen aquí únicamente por su vínculo con el análisis del contenido de frecuencias.

6.3 Calibración conjunta del módulo de elasticidad del Estrato 1 (E_1) y el amortiguamiento del suelo (ψ_{suelo})

Si bien E_1 y ψ_{suelo} influyen de forma preponderante sobre los acelerómetros superficiales A3 y A2 respectivamente, ninguno de los dos actúa de manera aislada: ambos modifican simultáneamente la respuesta en los dos puntos. Por este motivo se calibraron de forma conjunta, mediante un barrido de combinaciones (E_1 , ψ_{suelo}). A continuación se describe primero el efecto

físico de cada parámetro sobre la respuesta, y luego el barrido conjunto del que surgen los valores adoptados.

6.3.1 Influencia del módulo de elasticidad E_1

Un aumento de la rigidez del Estrato 1 produce una disminución de la aceleración vertical registrada en los puntos de medición, de forma marcadamente no lineal: el efecto es muy pronunciado en el rango de rigideces bajas y se atenúa progresivamente a medida que E_1 crece, tendiendo asintóticamente hacia un valor de fondo.

6.3.2 Desarrollo físico: rigidez, impedancia y aceleración

Este comportamiento es consistente con el principio de impedancia mecánica. En un medio elástico, lineal e isótropo, las velocidades de propagación de ondas de compresión (P) y de corte (S) dependen del módulo de elasticidad E , el coeficiente de Poisson ν y la densidad ρ según:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}; V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (6.1)$$

Ambas velocidades crecen con la raíz cuadrada de E : duplicar la rigidez no duplica la velocidad de propagación, sino que la multiplica por $\sqrt{2}$.

El impacto vertical del bloque genera, en el entorno de la fuente, predominantemente ondas de compresión. La impedancia del medio frente a este tipo de onda es $Z = \rho \cdot V_p$, y vincula la tensión inducida con la velocidad de partícula que esta produce:

$$\sigma = Z \cdot v \rightarrow v = \frac{\sigma}{\rho \cdot V_p} \quad (6.2)$$

El punto clave para interpretar la curva es que, en este modelo, la carga de impacto $q(t)$ queda definida exclusivamente por la masa del bloque, la altura de caída y la duración d_i (sección 5.7.3), por lo que la tensión que llega al suelo en el punto de impacto no depende de la rigidez del suelo (aunque en un impacto real sí lo hace; ver sección 6.3.5). En consecuencia, para una misma tensión de excitación, un aumento de E incrementa V_p —y por lo tanto Z — y reduce necesariamente la velocidad de partícula v , y por extensión la aceleración. Como $V_p \propto \sqrt{E}$, resulta:

$$v \propto \frac{1}{\sqrt{E}} \quad (6.3)$$

Esta relación es válida tanto en el entorno inmediato de la fuente como a distancias mayores: si bien en el campo cercano el frente de ondas P y S aún no se encuentra plenamente desarrollado ni espacialmente separado —dando lugar a un patrón de movimiento más complejo—, el

balance entre la sollicitación impuesta y la rigidez del medio conserva el mismo signo. Esto explica la disminución de la aceleración para todos los valores de E que se fueron adoptando en el modelo.

6.3.3 Verificación contra los datos

La relación $v \propto E^{(-1/2)}$ predice que duplicar E debería reducir la aceleración en un factor $\sqrt{2} \approx 1,41$. Contrastando con la curva: entre $E_1 = 50$ y 100 MPa la aceleración cae de ≈ 800 a ≈ 530 mm/s² (factor 1,51), muy cercano a lo predicho. En el tramo de rigideces bajas (10 a 20 MPa) el ajuste es más pobre (factor observado $\approx 1,95$), lo cual es razonable, dado que la relación de impedancia es una aproximación de campo lejano para un medio homogéneo y a rigideces muy bajas entran en juego efectos de campo cercano, la geometría finita del dominio y el contenido de frecuencias de la excitación. Esta misma limitación sustenta la interpretación posterior (sección 3.) de que la rigidez calibrada no debe leerse como un valor puntual exacto, sino como una rigidez promedio representativa del comportamiento global del sistema.

6.3.4 Influencia del amortiguamiento ψ suelo

Un aumento del amortiguamiento del suelo produce, asimismo, una disminución de la aceleración registrada, al incrementarse la disipación de energía durante la propagación de la onda. Este efecto es más notorio en el acelerómetro más alejado del impacto (A2), donde el mayor recorrido de la onda implica una mayor cantidad de ciclos y, por lo tanto, una disipación acumulada más significativa que en los puntos próximos a la fuente.

Cabe destacar que, al haberse adoptado un modelo de amortiguamiento de Rayleigh, la matriz de amortiguamiento C se construye como una combinación lineal de la matriz de masa M y la matriz de rigidez K :

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (6.4)$$

donde α y β son los coeficientes de amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez, respectivamente. En consecuencia, un incremento en la rigidez del suelo (K) conlleva un aumento directo del término $\beta \cdot K$ y, por lo tanto, del amortiguamiento efectivo del sistema.

6.3.5 Consideración energética: acoplamiento entre rigidez del suelo y energía entregada

Existe otro efecto que hace que se reduzcan las aceleraciones obtenidas en el modelo, de naturaleza energética y ligado específicamente a la forma en que se modela el impacto.

En el presente modelo, la duración del contacto d_i se calibró en una primera instancia y se mantuvo fija en los barridos posteriores. Como consecuencia, el pulso de carga $F(t)$ queda completamente determinado (misma amplitud y misma duración) e independiente de la rigidez del suelo. Ahora bien, el trabajo que esa fuerza efectivamente entrega al medio no es un dato

fijo: depende de cuánto se desplace el punto de aplicación durante el contacto, y ese desplazamiento sí está controlado por la rigidez. El trabajo mecánico introducido por la fuerza de impacto es:

$$W = \int_0^{d_i} F(t) \cdot v_c(t) dt = \int F du_c \quad (6.5)$$

donde v_c y u_c son la velocidad y el desplazamiento del punto de contacto. Para un pulso $F(t)$ fijo, el desplazamiento del punto cargado escala de forma inversa con la rigidez local del suelo ($u_c \sim F/k$, con $k \propto E$), de modo que, en orden de magnitud:

$$W \sim \frac{F^2}{k} \propto \frac{1}{E} \quad (6.6)$$

Es decir: a igualdad de fuerza aplicada, un suelo más blando se deforma más bajo esa misma fuerza, la fuerza recorre un camino mayor y por lo tanto entrega más trabajo (más energía) al sistema; un suelo más rígido opone más resistencia, se deforma menos y recibe menos energía.

Esta energía introducida se reparte, dentro del dominio, entre energía cinética y energía de deformación elástica, que se intercambian entre sí a medida que las ondas se propagan, más la fracción que se disipa:

$$E_{in} = E_{cin} + E_{elás} + E_{dis} \quad (6.7)$$

Cabe señalar que, al tratarse de un modelo constitutivo elástico y lineal, la única disipación considerada es la de tipo viscoso introducida por el amortiguamiento de Rayleigh; no se modela disipación por plastificación ni pérdida de energía en el contacto mismo del bloque con el terreno.

Un planteo físicamente más completo consistiría en modelar explícitamente el contacto de la colisión (por ejemplo, mediante una rigidez de contacto o un modelo tipo Hertz). En ese caso, la energía disponible sería siempre la misma —igual a la energía potencial del bloque a la altura de caída, $E_{pot} = m \cdot g \cdot h$ — y lo que variaría al modificar la rigidez sería la duración del impacto d_i y el pico de fuerza: un suelo más rígido produciría un contacto más breve e intenso, y uno más blando, un contacto más largo y suave, conservando la energía total. Al haber fijado d_i de manera independiente de E , el modelo pierde ese acoplamiento natural, y el efecto neto es que la variación de rigidez modifica la energía efectivamente entregada al sistema, de forma más marcada en la zona próxima a la fuente.

Este comportamiento se verifica en los resultados: al reducir la rigidez asignada a la zona de impacto se observó un incremento considerable de las aceleraciones en el resto del dominio. La explicación es que una zona de impacto más blanda simula una mayor energía entregada al sistema, efecto que se suma a los anteriores.

6.3.6 Búsqueda conjunta (E_1 , ψ_{suelo})

Dado que ambos parámetros modifican la respuesta de los dos acelerómetros de forma acoplada —una variación de E_1 no solo cambia A3 sino también A2, y viceversa para ψ_{suelo} —, la calibración no puede resolverse leyendo cada parámetro de forma aislada. Por este motivo se realizó un barrido de múltiples combinaciones (E_1 , ψ_{suelo}), evaluando para cada una la respuesta simultánea en ambos puntos.

Se corrió el modelo para $E_1 = 30, 40, 50, 60$ y 70 MPa, combinados con valores de amortiguamiento $\psi_{\text{suelo}} = 0,02; 0,03; 0,035; 0,04; 0,045; 0,05; 0,055; 0,06$ y $0,07$. Para cada combinación se registró la aceleración vertical máxima en los dos acelerómetros superficiales, presentándose los resultados en sendas gráficas de $a_{z,\text{max}}$ en función de E_1 para los distintos valores de ψ_{suelo} : la Figura 43 corresponde a A3 y la Figura 44 a A2.

La combinación que ubica simultáneamente a ambos puntos de control dentro del margen de tolerancia respecto de sus valores objetivo resultó $E_1 = 50$ MPa y $\psi_{\text{suelo}} = 0,04$, adoptándose como valores calibrados del Estrato 1 y del amortiguamiento del suelo.

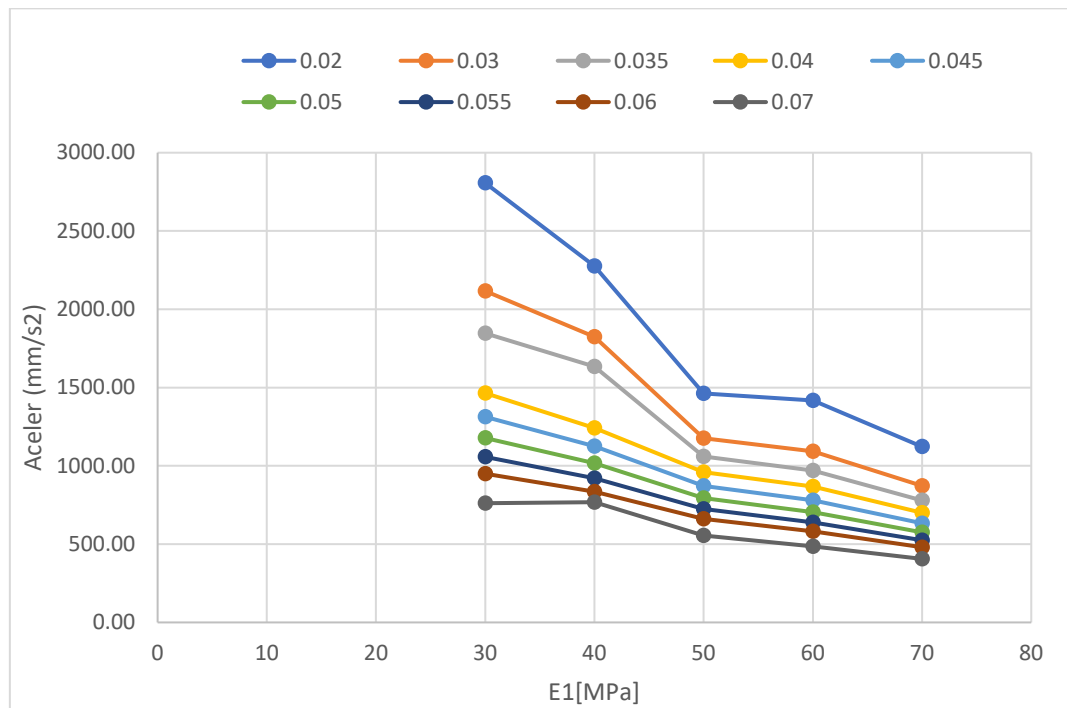


Figura 43: Aceleraciones máximas de A3 en función de la rigidez E_1 para distintos valores de amortiguamiento.

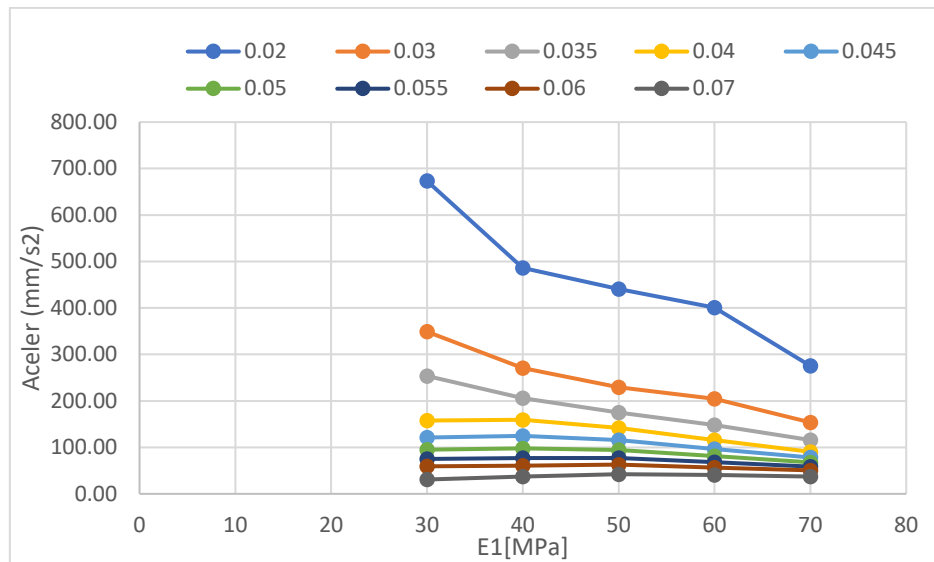


Figura 44: Aceleraciones máximas de A2 en función de la rigidez E1 para distintos valores de amortiguamiento.

6.4 Módulo de elasticidad del Estrato 2 (E_2): calibración con Pozo 2-Z

Fijados E_1 y ψ_{suelo} , se procedió a calibrar E_2 contra la aceleración vertical del Pozo 2 (segundo impacto, adoptado como referencia). Partiendo de un valor inicial bajo ($E_2 = 80$ MPa), las corridas mostraron una aceleración en Pozo 2 por encima del objetivo (del orden de 100 mm/s^2 frente a un objetivo de $\approx 60 \text{ mm/s}^2$), por lo que fue necesario incrementar E_2 . Al hacerlo, la aceleración descendió, pero se observó que más allá de $E_2 \approx 200$ MPa la curva se aplana — incrementos adicionales de rigidez dejan de producir reducciones apreciables (Figura 45)—, alcanzándose la zona del objetivo sin poder descender de forma indefinida. Por encontrarse a 2,00 m de profundidad, el Pozo 2 no alcanza el Estrato 2 (que comienza a 3,50 m) y depende de E_2 solo de forma parcial.

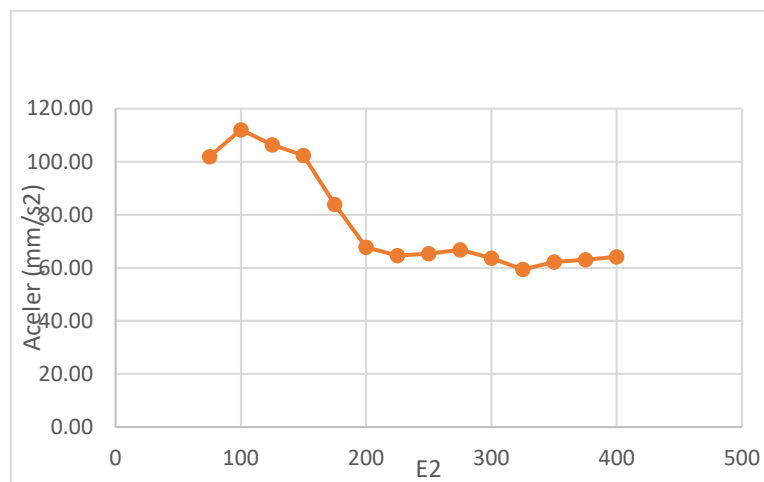


Figura 45: Aceleraciones en función de E_2 para A1-P2.

6.5 Coeficiente de Poisson ν_1 (ajuste simultáneo) y adopción de $\nu_2 = \nu_1$

El incremento de E_2 necesario para acercar el Pozo 2 a su objetivo tuvo un efecto colateral: redujo también las aceleraciones verticales en A2 y A3, previamente calibradas. Para corregir esto sin reabrir la calibración de E_1 y ψ_{suelo} , se recurrió al ajuste conjunto de E_2 y ν_1 , aprovechando que ν_1 actúa en sentido opuesto a E_2 sobre las aceleraciones: reducir ν_1 de 0,4 a 0,3 incrementa las aceleraciones, compensando la caída inducida por el aumento de rigidez.

Para identificar la combinación óptima se corrió el modelo para múltiples pares (E_2, ν_1) , evaluando simultáneamente la respuesta en los tres puntos de control (Figura 48, Figura 49 y Figura 50). Se seleccionó la combinación que ubica a los tres dentro de la tolerancia de forma conjunta: $E_2 = 250$ MPa y $\nu_1 = 0,30$. El coeficiente de Poisson del Estrato 2 se adoptó igual al del Estrato 1 ($\nu_2 = \nu_1 = 0,30$), dada la imposibilidad de calibrarlo de forma independiente: ninguno de los puntos de control disponibles resulta sensible a su variación, por lo que carece de un objetivo de calibración propio. En la Figura 47 se puede ver que modificar ν_2 no produce cambios apreciables en las aceleraciones máximas del pozo 2.

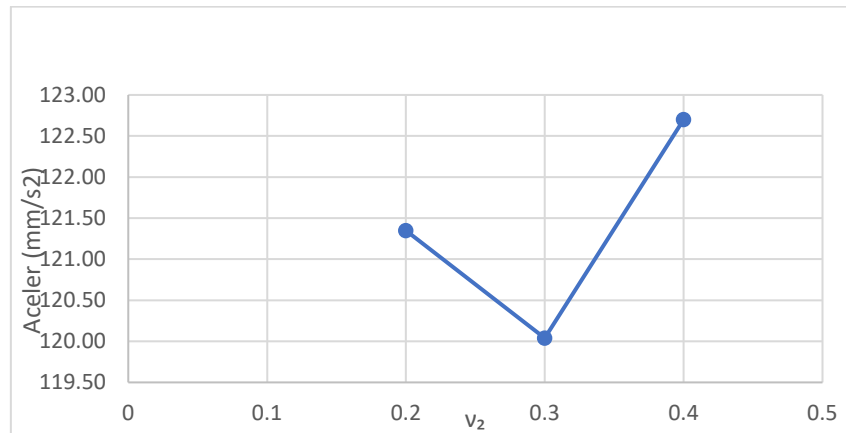


Figura 46: Aceleraciones máximas en A1-P2 vs ν_2

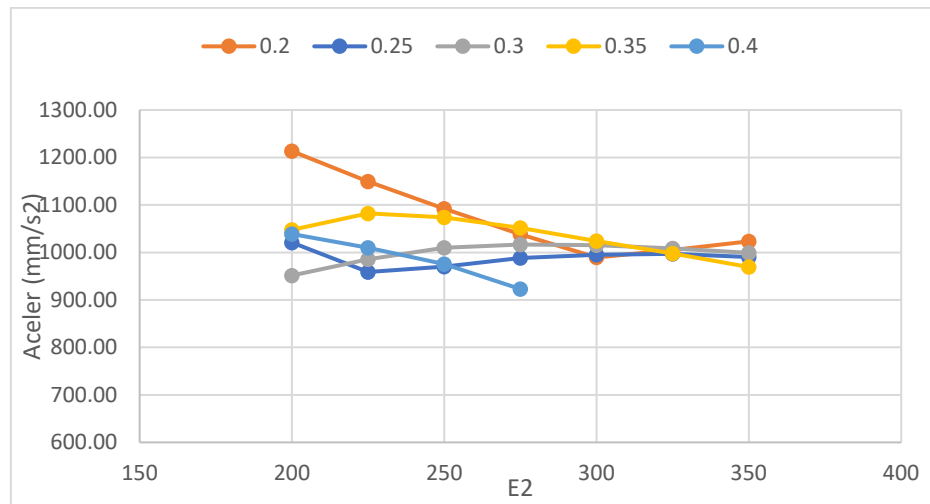


Figura 47: Aceleraciones máximas de A3 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_1 .

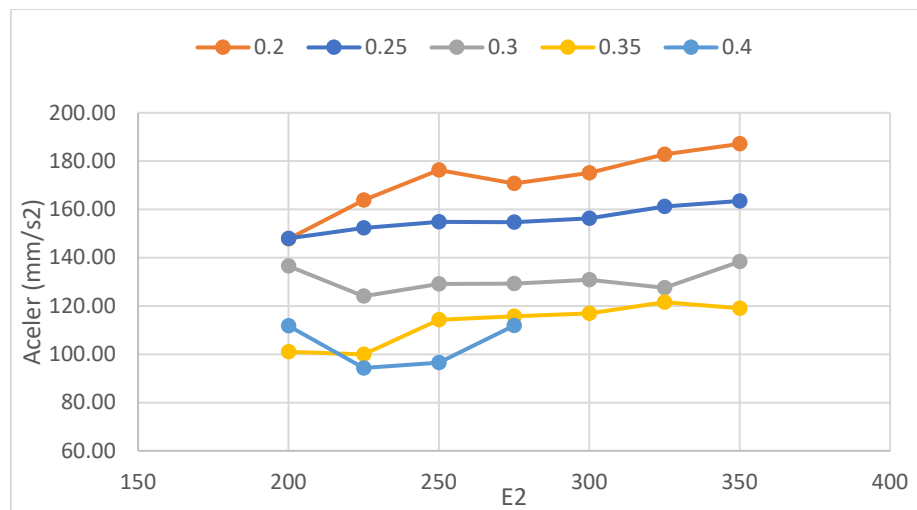


Figura 48: Aceleraciones máximas de A2 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_1 .

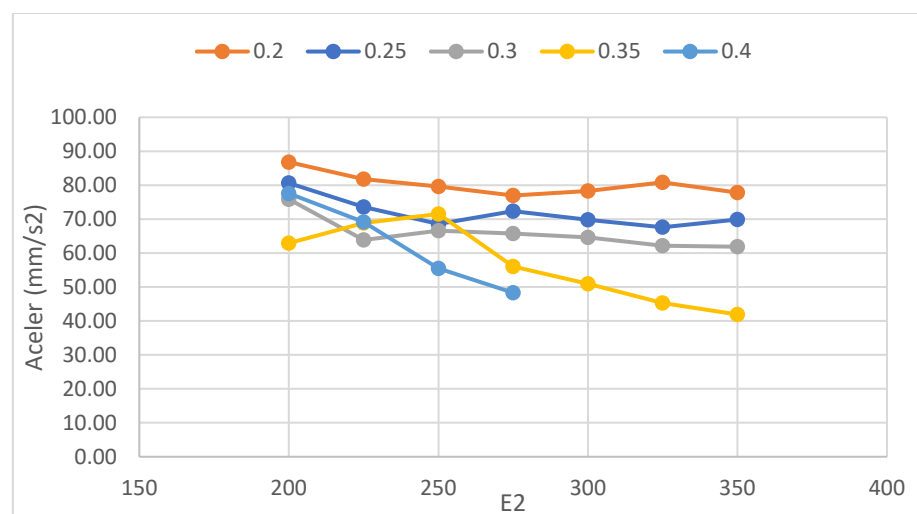


Figura 49: Aceleraciones máximas de A1P2 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_1 .

6.6 Parámetros calibrados finales

La combinación de parámetros que satisface simultáneamente los tres objetivos de calibración dentro del margen de tolerancia adoptado se resume en la Tabla 10, junto con la comparación entre la aceleración vertical máxima del modelo y la experimental en cada punto de control.

Tabla 10: Parámetros calibrados y verificación.

Parámetro	Valor calibrado
d_i (duración del impulso)	0,05 s
E_1 (Estrato 1)	50 MPa
E_2 (Estrato 2)	250 MPa
ψ_{suelo} (amortiguamiento)	0,04
v_1 (Estrato 1)	0,30
v_2 (Estrato 2)	0,30 ($= v_1$)

Tabla 11: Verificación en los puntos de control.

Punto	az objetivo [mm/s ²]	az modelo [mm/s ²]	Error
A3-Z	1032	1009	-2,2 %
A2-Z	~150	129	-14,0 %
A1/P2-Z (imp. 2)	~60	66	+10,0 %

Los tres puntos de control se ubican dentro del margen de ± 25 % establecido, con holgura respecto del límite, lo que se considera una calibración satisfactoria a los fines de este trabajo.

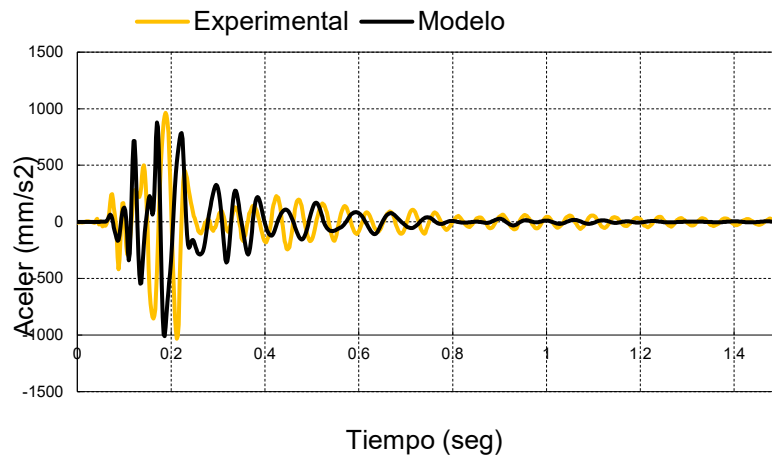


Figura 50: Respuesta del sistema calibrado en A3.

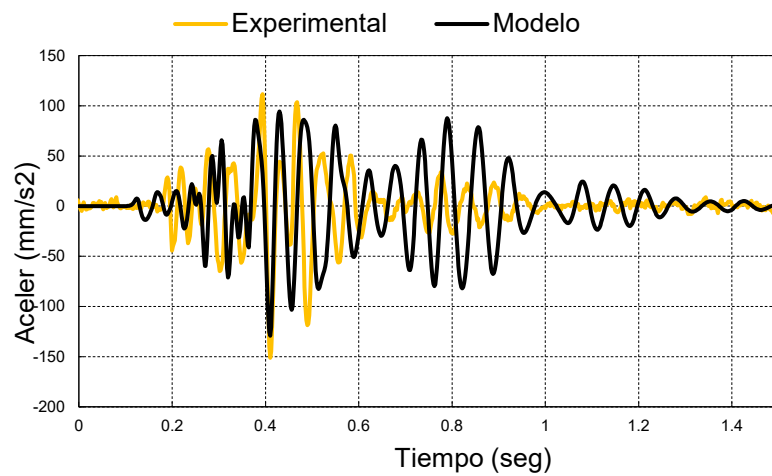


Figura 51: Respuesta del sistema calibrado en A2.

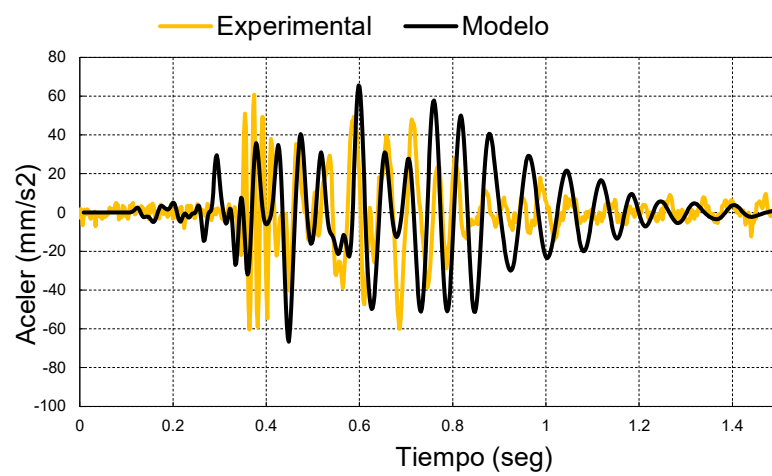


Figura 52: Respuesta del sistema calibrado para A1-P2.

Más allá de la verificación sobre la aceleración máxima (Tabla 10), las Figura 50 a Figura 52 contrastan los acelerogramas completos del modelo calibrado contra los registros experimentales en los tres puntos de control (A3, A2 y Pozo 2). La comparación permite evaluar no solo la amplitud pico, sino también la forma general de la respuesta: la duración del evento, el instante de llegada de la energía y el patrón de decaimiento.

En los tres puntos, el modelo reproduce de forma satisfactoria las características globales del registro: la ventana temporal en la que se concentra la energía (concentrada en el primer segundo, con atenuación posterior), el orden de magnitud de las amplitudes y la envolvente general del decaimiento. En A3 (Figura 50), el punto más próximo al impacto, el ajuste es el más fiel, tanto en amplitud pico como en la rápida atenuación característica del campo cercano. En A2 y Pozo 2 (Figura 51 y Figura 52) la concordancia en amplitud se mantiene dentro de la tolerancia, aunque se observan algunas diferencias en la distribución temporal de los ciclos: el modelo tiende a concentrar la energía en un tren de ondas algo más prolongado y regular que el experimental, donde la señal real presenta un carácter más irregular y de decaimiento más abrupto.

Estas diferencias son esperables y consistentes con las limitaciones ya señaladas a lo largo del trabajo. Por un lado, el modelo elástico lineal, con amortiguamiento de Rayleigh único, no captura la disipación histerética dependiente del nivel de deformación propia del suelo real, lo que se traduce en un decaimiento más gradual y sostenido que el observado. Por otro, las irregularidades del registro experimental —vinculadas a la heterogeneidad local del terreno, las condiciones de acople de los sensores y la variabilidad propia de la fuente, no son reproducibles por un modelo de fuente idealizada y medio homogéneo por estratos.

Cabe señalar que el procedimiento de calibración adoptado priorizó la concordancia en amplitud máxima sobre la coincidencia detallada de la forma temporal, en línea con el objetivo del trabajo —acotar las sobretensiones inducidas sobre el conducto, gobernadas por la magnitud de la respuesta antes que por su detalle temporal—. Una calibración orientada a reproducir con mayor fidelidad la forma del acelerograma podría plantearse, como línea de mejora, ajustando el amortiguamiento ψ_{suelo} principalmente contra el decaimiento de la señal en A2 —donde el mayor recorrido de propagación hace más visible la atenuación— y reservando los módulos de rigidez E_1 , E_2 y el coeficiente ν_1 para el ajuste de las amplitudes en los tres puntos. Este enfoque, que desacopla más claramente el parámetro de disipación de los parámetros de rigidez, podría reducir las discrepancias observadas en la distribución temporal de los ciclos, aunque excede el alcance de la calibración desarrollada en este trabajo.

6.6.1 Alineación temporal de los registros

Cabe aclarar una corrección aplicada a los registros experimentales para su comparación con el modelo. En las tres gráficas se desplazó el eje temporal (abscisas) de la señal experimental de modo que su inicio coincidiera con el instante de arranque de la respuesta del modelo. Este

ajuste se justifica en que, según fue advertido por el personal a cargo de la operación de los acelerómetros, las lecturas de los distintos sensores no tienen por qué compartir un mismo origen temporal: cada instrumento pudo haber iniciado su registro en un instante de referencia arbitrario e independiente del de los demás, por lo que el desfase de cada señal respecto del $t = 0$ común es indeterminado. Se trata, por lo tanto, de una indeterminación instrumental en el origen de tiempos —no de una característica física de la propagación— que habilita a reposicionar libremente cada registro sobre el eje temporal para hacerlo comparable con el modelo.

Los corrimientos aplicados fueron de 0,50 s en A3, 0,63 s en A2 y 0,53 s en el Pozo 2 (A1). El ajuste afecta únicamente la posición de la señal sobre el eje de tiempos y no modifica en absoluto las amplitudes ni la forma de los registros, por lo que no incide sobre la calibración, que se realizó sobre la aceleración máxima y la envolvente de la respuesta. Aceleraciones máximas de A3 en función de la rigidez E2 para distintos valores de v_i .

7 EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LAS CARGAS DEL CONDUCTO

7.1 Criterio de evaluación tensional

Por tratarse de un conducto de hormigón simple, sin armadura, su verificación se centra en las tensiones de tracción, condición crítica para este material. Dado que la pared presenta un espesor reducido ($e = 0,26$ m) frente a su diámetro ($D = 3,12$ m), su comportamiento es asimilable al de un anillo de pared delgada sometido simultáneamente a un estado de membrana (compresión de aro) y a un estado de flexión.

La componente de flexión genera tensiones de signo opuesto en las caras interna y externa de la pared. En este caso, los valores extremos de tensión circunferencial —tanto los máximos de tracción como los de compresión— se localizan sobre la cara interna (intradós) del conducto. Por este motivo, la evaluación se concentra en las tensiones del intradós.

7.2 Componente de tensión analizada: tensión circunferencial σ_θ

El análisis se realiza en coordenadas cilíndricas, con origen en el eje del conducto, evaluándose la tensión circunferencial σ_θ —que concentra tanto la componente de membrana como la de flexión del anillo— e ignorándose σ_r (que se anula o iguala la carga aplicada en las caras libres) y σ_z (secundaria en un anillo cargado en su plano). La tensión circunferencial se obtiene proyectando el tensor de tensiones sobre la dirección tangencial del sistema cilíndrico local de COMSOL:

$$\sigma_\theta = \sigma_{xx} \cdot n_1^2 + \sigma_{zz} \cdot n_3^2 + 2 \cdot \sigma_{xz} \cdot n_1 \cdot n_3 \quad (7.1)$$

donde σ_{xx} , σ_{zz} y σ_{xz} son las componentes del tensor de tensiones en el sistema cartesiano global (plano x-z), y n_1 , n_3 son las componentes del versor tangencial (dirección circunferencial θ) del sistema cilíndrico local, expresadas en coordenadas globales. La expresión corresponde a la transformación tensorial estándar que proyecta el tensor de tensiones sobre la dirección circunferencial θ , desarrollada para el plano de la sección transversal del conducto.

7.3 Estado geostático en reposo

La Figura 53 presenta la distribución de σ_θ sobre la sección del conducto en el estado geostático de reposo. En el estrato donde se aloja el conducto la presión vertical supera a la horizontal ($K_0 = 0,55$ en el Estrato 2), de modo que el anillo se ve aplastado en la dirección vertical y, en consecuencia, alargado en la horizontal, adoptando una forma ovalada.

El comportamiento resultante es asimilable al de un marco cerrado sometido a esta ovalización. En la clave y la solera, la flexión tracciona la fibra interna (intradós) y comprime la externa; en los flancos ocurre lo inverso, traccionándose la fibra externa y comprimiéndose la interna. Cabe aclarar que en el presente modelo se adopta una convención de signos donde los valores negativos de σ_θ corresponden a compresión y los positivos a tracción. Por este motivo, sobre el intradós del conducto aparecen tensiones de compresión (valores negativos, en azul) en la clave y en la solera (puntos superior e inferior) y de tracción (valores positivos, en rojo) en los flancos (izquierdo y derecho), tal como se observa en la distribución de colores de la Figura 53, donde la clave y la solera exhiben un valor mínimo de aproximadamente $-1,8 \times 10^3$ (kPa). Este patrón constituye el estado tensional de referencia sobre el cual se superpone la perturbación dinámica.

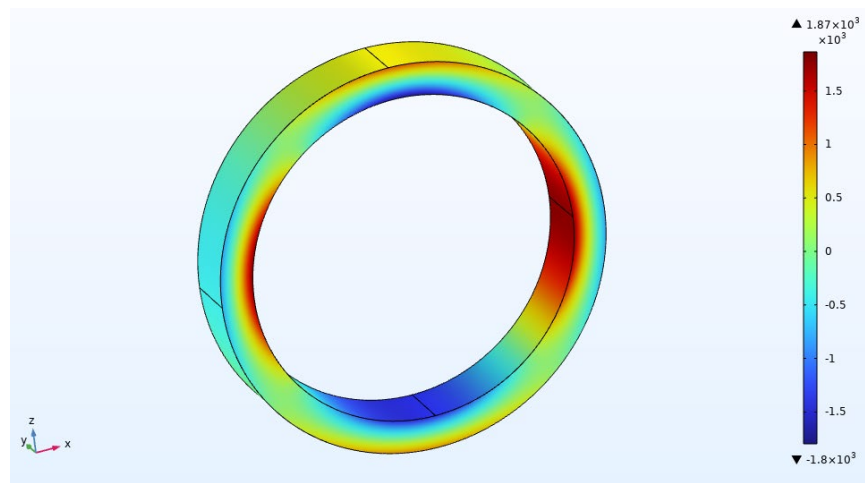


Figura 53: Distribución de σ_θ sobre el conducto en estado geostático.

7.4 Puntos de control adoptados

Para la evaluación se adoptaron cuatro puntos de control sobre el intradós, ubicados en la clave (superior), la solera (inferior) y ambos flancos (izquierdo y derecho). La elección de estos cuatro puntos responde a que, según se observa en la distribución de reposo y se confirma en la respuesta dinámica, es allí donde se localizan los valores extremos de σ_θ —los máximos de tracción y de compresión—; los puntos intermedios del perímetro presentan valores menores en magnitud y no resultan determinantes para la verificación.

Asimismo, todos los puntos de control se ubican en la sección central del tramo de conducto modelado. Esto obedece a que el conducto se discretizó en tres anillos de lectura a lo largo de su eje, verificándose que los valores máximos de tensión se producen en el anillo central, alejado de los extremos del dominio donde la respuesta podría estar condicionada por las condiciones de borde. La sección central es, por lo tanto, la más representativa del comportamiento del conducto frente a la sollicitación.

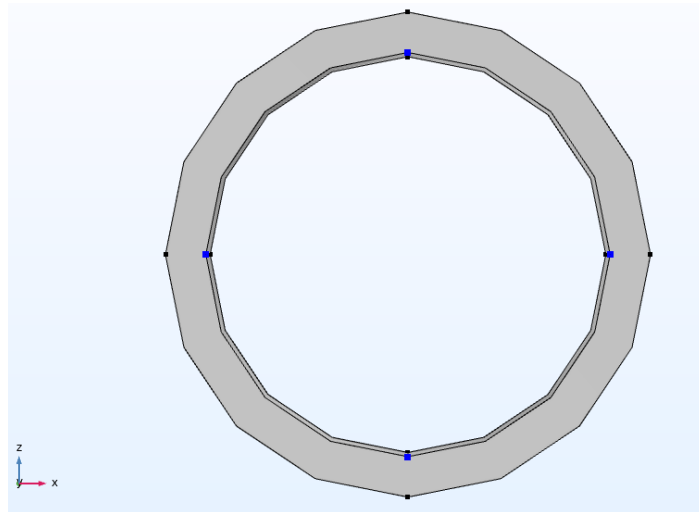


Figura 54: Puntos de control del intradós.

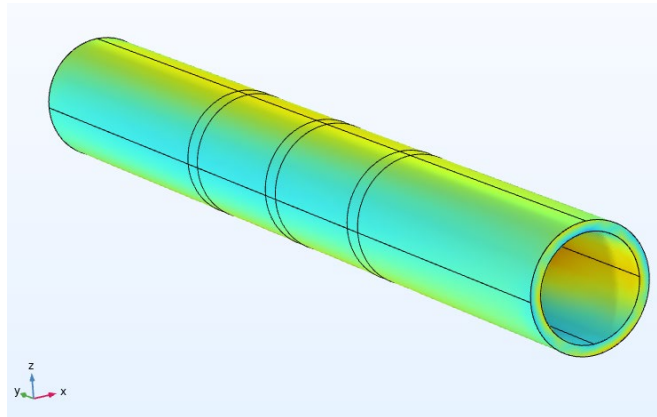


Figura 55: Distribución de tensiones exteriores del conducto.

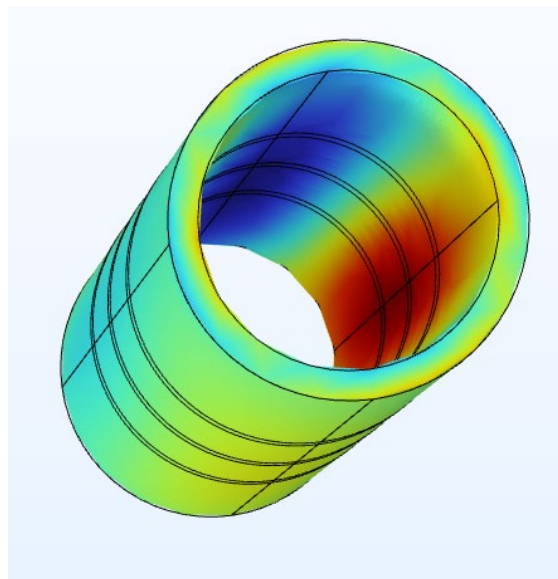


Figura 56: Distribución de tensiones interiores del conducto.

7.5 Respuesta dinámica: alternancia de la sollicitación

El rasgo más relevante de la respuesta dinámica es que la sollicitación sobre el conducto no es monótona, sino oscilante en el tiempo, alternando entre estados que agravan y estados que alivian la condición de reposo. Esto se interpreta a partir de la secuencia de arribo de los distintos tipos de onda generados por el impacto, que alcanzan al conducto en orden según su velocidad de propagación:

- En primer lugar arriban las ondas P (compresión), las más veloces. Al propagarse horizontalmente desde el punto de impacto hacia el conducto, inducen una sollicitación de carácter predominantemente horizontal sobre la sección.
- A continuación arriban las ondas S (corte), que aportan una componente de sollicitación vertical sobre el conducto.

Como resultado, el conducto experimenta una ovalización dinámica que alterna su orientación en el tiempo: en ciertos instantes la sección tiende a aplastarse en horizontal (alargándose en vertical, óvalo "parado"), y en otros a aplastarse en vertical (alargándose en horizontal, óvalo "acostado"). La distribución de σ_θ refleja esta alternancia: el mapa de colores invierte su patrón a lo largo del tiempo —donde en un instante hay tracción (rojo) en la clave y la solera, en otro hay compresión (azul), y viceversa—, a medida que rota la dirección dominante de la ovalización.

La consecuencia para la verificación se desprende directamente del estado de reposo. Como en reposo el anillo ya está aplastado verticalmente —traccionando la clave y la solera del intradós (sección 3.)—, la condición se agrava cuando la sollicitación dinámica refuerza ese aplastamiento vertical, y se alivia cuando lo contrarresta. Es precisamente la onda S, por aportar la componente vertical de la sollicitación, la que produce el instante más desfavorable: al sumar su aplastamiento vertical al de reposo, maximiza la tracción en la clave y la solera del intradós. Los instantes dominados por las ondas P (sollicitación horizontal), en cambio, tienden a aliviar dicha tracción. La condición determinante del conducto corresponde, por lo tanto, al instante de máxima sollicitación vertical asociada al arribo de la onda S, y no a un instante arbitrario del registro ni al de máxima amplitud horizontal.

A continuación se presentan una serie de figuras que ilustran la evolución de los picos de tensión sobre el conducto a lo largo del tiempo, evidenciando cómo se desplazan y alternan de signo a medida que arriban los distintos tipos de onda. Se incluyen además imágenes del conducto en su configuración deformada, donde se aprecia la ovalización de la sección, y enlaces a animaciones (formato GIF) que muestran dicha ovalización dinámica ante la llegada sucesiva de las ondas P, S y de Rayleigh, permitiendo apreciar de forma directa el mecanismo de sollicitación descripto.

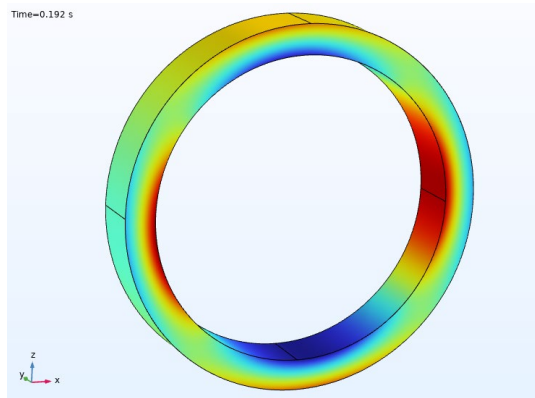


Figura 57: Tensiones en el conducto $t = 0,192$ s.

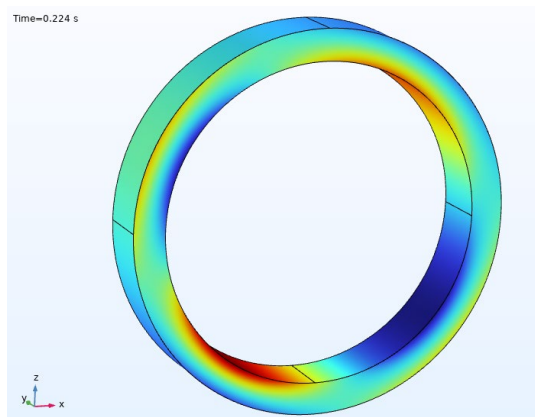


Figura 58: Tensiones en el conducto $t = 0,224$ s.

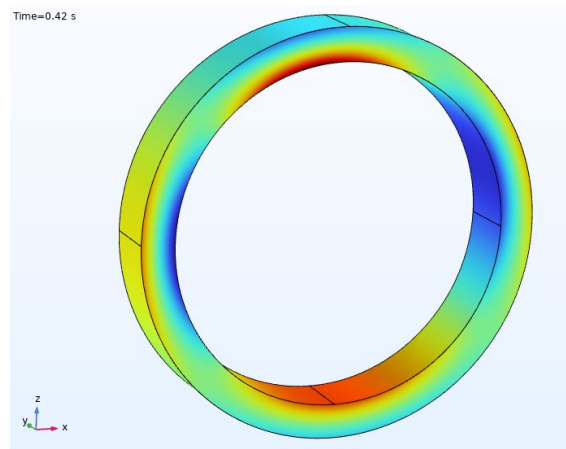


Figura 59: Tensiones en el conducto $t = 0,42$ s.

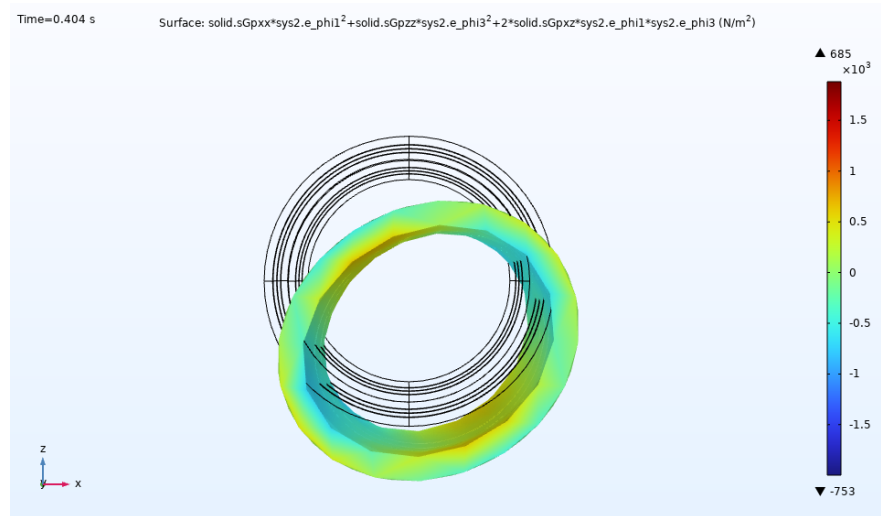


Figura 60: Deformaciones en el conducto $t = 0.404$ s.

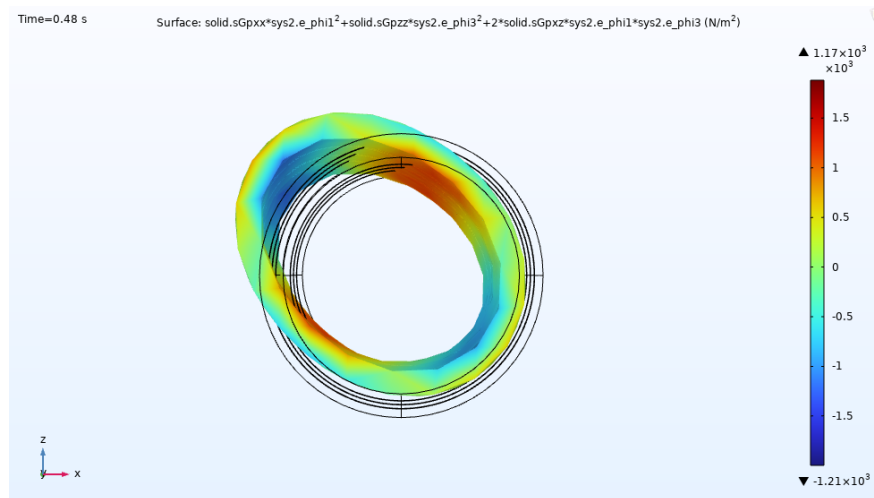


Figura 61: Deformaciones en el conducto $t = 0.48$ s.

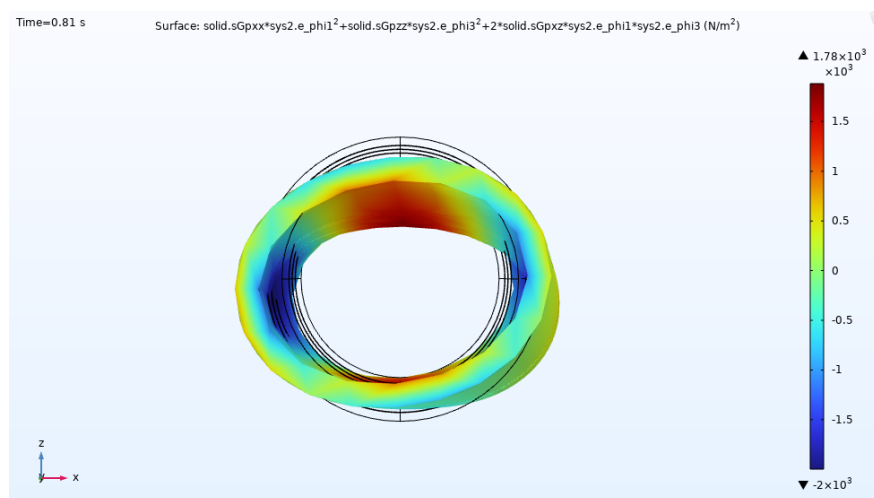


Figura 62: Deformaciones en el conducto $t = 0.81$ s.

Enlace a animaciones de deformaciones del conducto:



<https://drive.google.com/drive/folders/13ngE-Of7zjeWzarWYdv4LkUqraayR0mh>

7.6 Criterio de superposición

Este comportamiento obliga a replantear el criterio de superposición. No es correcto sumar a reposo el pico dinámico de un instante arbitrario —por ejemplo, el de máxima respuesta horizontal—, ya que ese instante puede corresponder a un estado que en realidad alivia la tracción de reposo. El criterio adoptado consiste, en cambio, en identificar para cada punto de control los extremos dinámicos de σ_θ (máxima tracción y máxima compresión que la oscilación produce en ese punto), y superponerlos con el valor de reposo del mismo punto, determinando así la condición más desfavorable real.

Las Figuras que siguen presentan la evolución temporal de σ_θ en los puntos del intradós: la recta horizontal ("SUPERIOR REPOSO") representa el valor constante de reposo en esos puntos, mientras que la curva oscilante ("SUPERIOR TOTAL") corresponde a la suma del reposo más la contribución dinámica, cuya oscilación en torno al valor de reposo refleja precisamente la alternancia favorable/desfavorable.

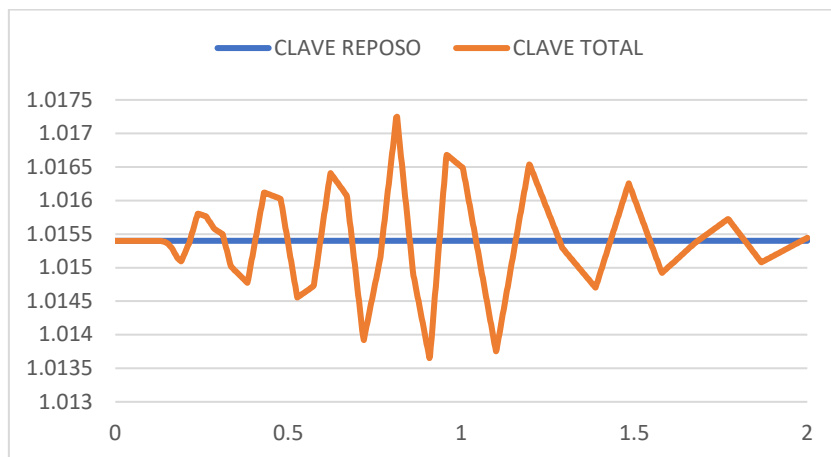


Figura 63: Evolución temporal de σ_θ en la clave.

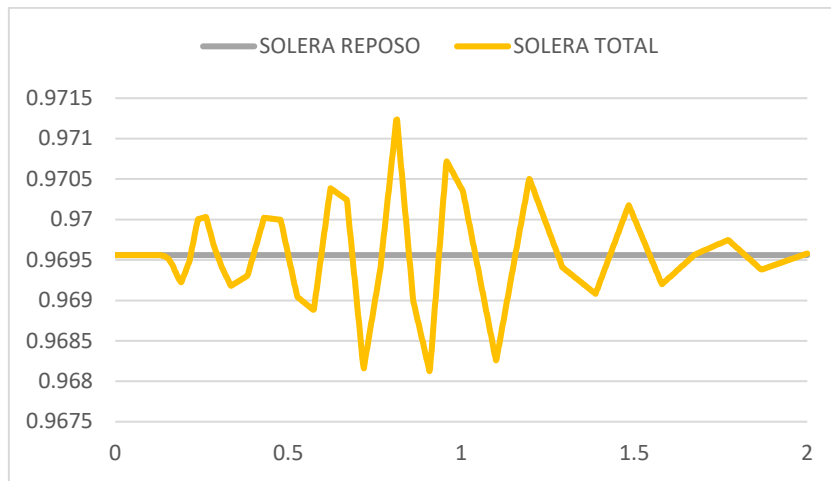


Figura 64: Evolución temporal de σ_θ en la solera.

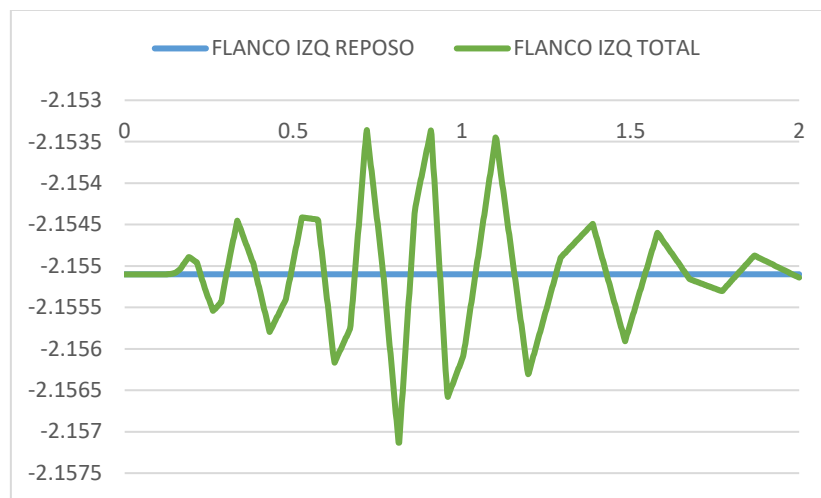


Figura 65: Evolución temporal de σ_θ en el flanco izquierdo.

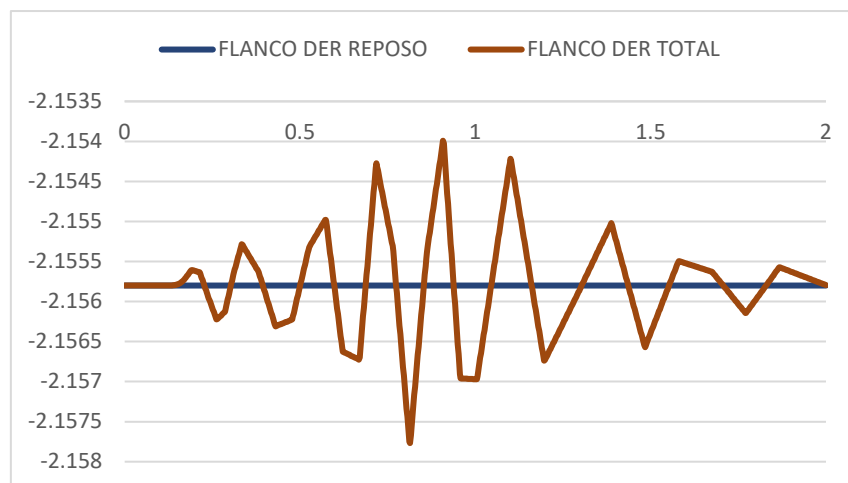


Figura 66: Evolución temporal de σ_θ en el flanco derecho.

7.7 Resultados

A continuación se muestran las tensiones circunferenciales σ_θ sobre la sección de control central del conducto. Esta sección fue la adoptada para ubicar los puntos de control del intradós por ser donde se registran las mayores tensiones a lo largo del eje: el tramo modelado se dividió en tres secciones de lectura, verificándose que los valores extremos se producen en la central, alejada de la influencia de los extremos del dominio.

Las figuras anteriores ilustran la evolución temporal de los picos de tensión en el conducto e incluyen imágenes de la sección deformada (ovalada); los enlaces a las animaciones (GIF) muestran dicha ovalización ante el arribo sucesivo de las ondas P, S y de Rayleigh. Para cada uno de los cuatro puntos de control del intradós se registró la evolución temporal de σ_θ (curva “TOTAL”), junto con su valor constante de reposo (recta “REPOSO”); la curva total oscila en torno al reposo, reflejando la alternancia favorable/desfavorable descripta.

La Tabla 12 resume, para cada punto, el valor de reposo, los extremos de la contribución dinámica y el valor total más desfavorable resultante de la superposición.

Tabla 12: Tensiones circunferenciales σ_θ en el intradós del conducto:

Punto (intradós)	σ_θ reposo [MPa]	σ_θ imp. máx. [MPa]	σ_θ imp. mín. [MPa]	σ_θ total desfav. [MPa]
Clave (superior)	1,01540	$+1,85 \times 10^{-3}$	$-1,75 \times 10^{-3}$	1,01725
Solera (inferior)	0,96956	$+1,68 \times 10^{-3}$	$-1,44 \times 10^{-3}$	0,97124
Flanco izquierdo	-2,15510	$+1,74 \times 10^{-3}$	$-2,03 \times 10^{-3}$	-2,15713
Flanco derecho	-2,15580	$+1,81 \times 10^{-3}$	$-1,97 \times 10^{-3}$	-2,15777

Las observaciones principales son:

- En la clave y la solera el estado de reposo es de tracción; la respuesta dinámica oscila en torno a ese valor, alcanzándose el pico de tracción en la clave, con 1,017 MPa en $t = 0,814$ s —instante coincidente con la fase dominada por el arribo de la onda S—, que constituye la condición más desfavorable del conducto.
- En los flancos el estado de reposo es de compresión ($\approx -2,16$ MPa) y la oscilación dinámica no invierte el signo en ningún instante: permanecen comprimidos durante toda la respuesta, por lo que no son críticos para la verificación a tracción.
- En todos los puntos, la amplitud de la contribución dinámica es del orden de 2×10^{-3} MPa, marcadamente inferior a las tensiones del estado geostático, lo que confirma que el estado tensional del conducto está gobernado por la condición de reposo.

La verificación de estos valores contra las resistencias del hormigón, y el cálculo del margen de seguridad disponible, se desarrollan en las conclusiones.

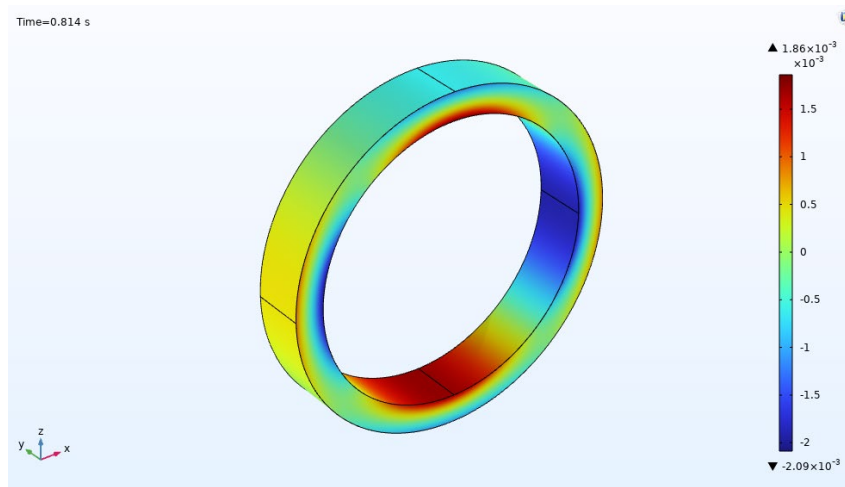


Figura 67: Tensiones máximas, de tracción en clave y solera, y compresión en flancos, para impacto dinámico ($t=0,814$ s).

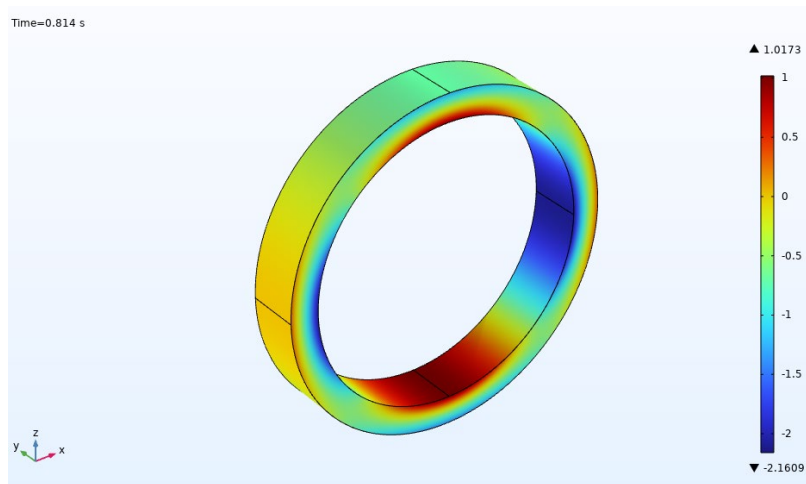


Figura 68: Superposición de efectos, tensiones máximas de tracción en clave y compresión en flancos ($t=0,814$ s).

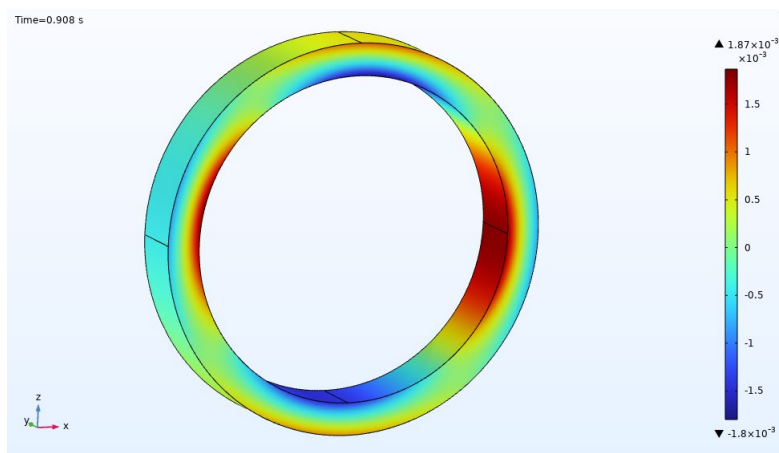


Figura 69: Tensiones máximas, de compresión en clave y solera, y tracción en flanco derecho, para impacto dinámico ($t=0,908$ s).

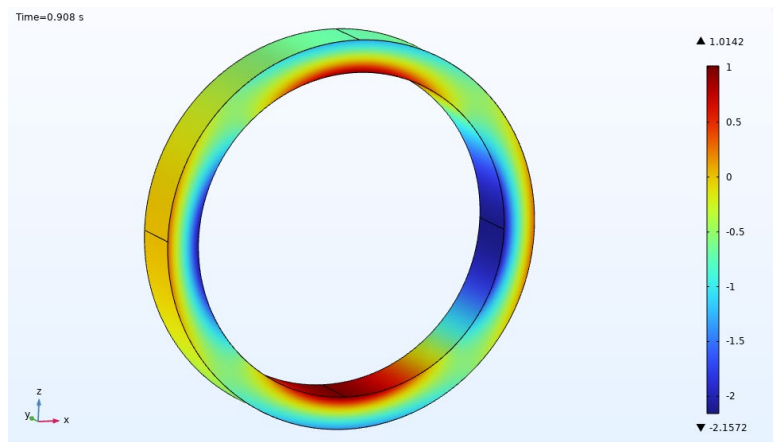


Figura 70: Superposición de efectos, tensiones mínimas, de tracción en clave y solera, y compresión en flanco derecho ($t=0,908$ s).

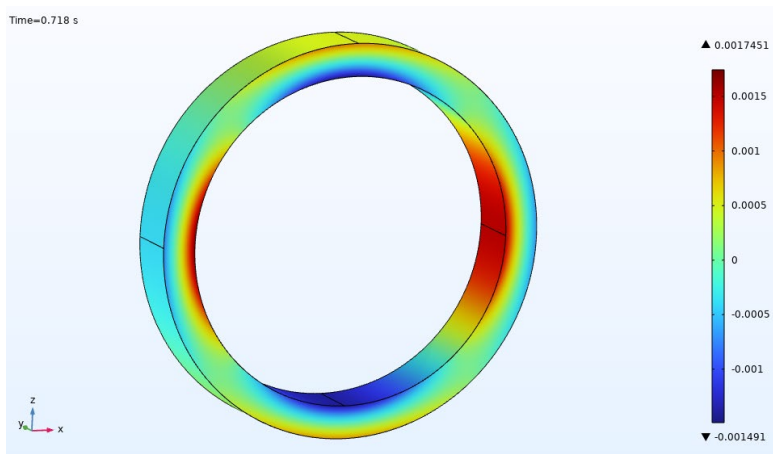


Figura 71: Tensión máxima de tracción en flanco izquierdo, para impacto dinámico ($t=0,718$ s).

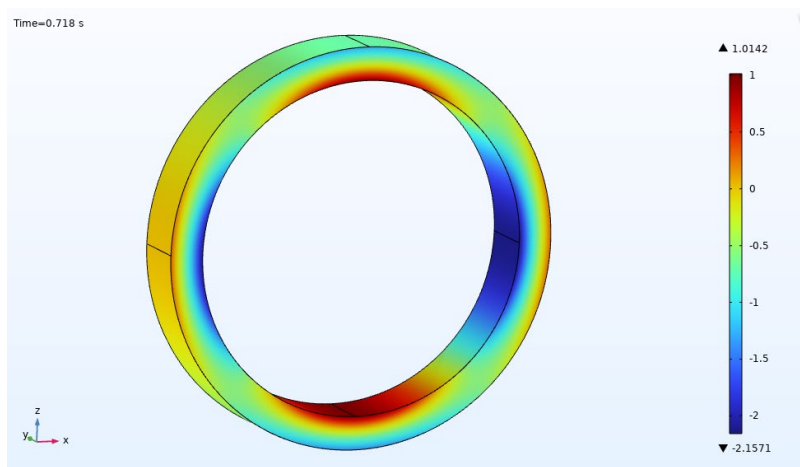


Figura 72: Superposición de efectos, tensiones mínimas compresión en flanco izquierdo ($t=0,718$ s).

8 CONCLUSIONES

8.1 Síntesis de resultados

Se desarrolló e implementó un modelo numérico tridimensional dinámico implícito del sistema suelo–conducto en COMSOL Multiphysics, con comportamiento elástico lineal e isótropo, calibrado a partir de los registros experimentales de aceleración obtenidos en la campaña de impacto. La calibración se realizó sobre las componentes verticales de la aceleración en tres puntos de control (A3, A2 y Pozo 2), alcanzándose una concordancia dentro del margen de tolerancia adoptado ($\pm 25\%$), con los parámetros finales: $d_i = 0,05$ s, $E_1 = 50$ MPa, $E_2 = 250$ MPa, $\mu_{\text{soil}} = 0,04$ y $\nu_1 = \nu_2 = 0,30$.

Un resultado relevante del análisis dinámico es la identificación del mecanismo de sollicitación del conducto: la respuesta no es monótona sino oscilante, producto de la llegada sucesiva de las ondas P, S y de Rayleigh, que inducen una ovalización alternante de la sección. Dado que en reposo el anillo ya se encuentra aplastado verticalmente —traccionando la clave y la solera del intradós—, la condición se agrava cuando la sollicitación dinámica refuerza ese aplastamiento vertical, lo que ocurre con el arribo de la onda S. Esta alternancia obligó a adoptar un criterio de superposición basado en los extremos dinámicos por punto de control, en lugar de sumar a reposo un instante arbitrario de la respuesta.

8.2 Verificación de la integridad del conducto y margen de seguridad

La Tabla 13 resume la contribución dinámica (impacto) de la tensión circunferencial σ_θ en los cuatro puntos de control del intradós, con los instantes en que se producen sus extremos. La Tabla 14 presenta la superposición con el estado de reposo, de la que surge la condición total más desfavorable. La Tabla 15 contrasta estos valores con las resistencias del hormigón H-13 adoptado.

Tabla 13: Contribución dinámica (impacto) de σ_θ en el intradós.

Punto (intradós)	σ_θ din. máx. [MPa]	t (máx.) [s]	σ_θ din. mín. [MPa]	t (mín.) [s]
Clave (superior)	$+1,85 \times 10^{-3}$	0,814	$-1,75 \times 10^{-3}$	0,908
Solera (inferior)	$+1,68 \times 10^{-3}$	0,814	$-1,44 \times 10^{-3}$	0,908
Flanco izquierdo	$+1,74 \times 10^{-3}$	0,718	$-2,03 \times 10^{-3}$	0,814
Flanco derecho	$+1,81 \times 10^{-3}$	0,908	$-1,97 \times 10^{-3}$	0,814

Tabla 14: Superposición reposo + dinámico.

Punto (intradós)	$\sigma\theta$ reposo [MPa]	$\sigma\theta$ imp. máx. [MPa]	$\sigma\theta$ imp. mín. [MPa]	$\sigma\theta$ total desfav. [MPa]
Clave (superior)	1,01540	$+1,85 \times 10^{-3}$	$-1,75 \times 10^{-3}$	1,01725
Solera (inferior)	0,96956	$+1,68 \times 10^{-3}$	$-1,44 \times 10^{-3}$	0,97124
Flanco izquierdo	-2,15510	$+1,74 \times 10^{-3}$	$-2,03 \times 10^{-3}$	-2,15713
Flanco derecho	-2,15580	$+1,81 \times 10^{-3}$	$-1,97 \times 10^{-3}$	-2,15777

De la superposición surge que la máxima tracción sobre el conducto se produce en el intradós de la clave, con un valor de 1,017 MPa en el instante $t = 0,814$ s, coincidente con la fase de la respuesta dominada por el arribo de la onda S. Los flancos, comprimidos en reposo (del orden de -2,16 MPa), permanecen comprimidos durante toda la respuesta, sin invertir su signo, por lo que no resultan críticos para la verificación a tracción.

Tabla 15: Verificación tensional del conducto (H-13).

Magnitud	Valor [MPa]
Tracción máxima total (clave, $t = 0,814$ s)	1,017
Compresión máxima total (flanco der., $t = 0,814$ s)	-2,16
Resistencia a compresión ($0,85 \cdot f_c$)	-11,05
Resistencia a tracción directa ($0,33 \cdot \sqrt{f_c}$)	1,19
Resistencia a tracción por flexión ($0,62 \cdot \sqrt{f_c}$)	2,24

La máxima tracción total (1,01725 MPa) resulta inferior a la resistencia a tracción directa adoptada (1,18983 MPa), por lo que el conducto verifica. Más aún, dado que el modelo es lineal y la respuesta dinámica escala proporcionalmente con la carga, puede estimarse cuánto debería amplificarse la contribución dinámica para llevar al conducto a su capacidad a tracción: partiendo de un incremento dinámico en la clave de $1,85 \times 10^{-3}$ MPa y un margen disponible de 0,17258 MPa hasta la resistencia, dicha contribución debería multiplicarse del orden de 93 veces.

Traducido a la fuente de excitación, y dado que la fuerza de impacto es proporcional a la raíz de la energía de caída, ello equivaldría a un bloque de masa del orden de las 30 toneladas cayendo desde la misma altura de 27 m, o a la masa real de 320 kg liberada desde una altura del orden

de los 234 km —ambas situaciones físicamente irrealizables—. Esta comparación confirma que el conducto opera con un amplio margen de seguridad frente a las sollicitaciones dinámicas representativas de la demolición.

8.3 Sobre la naturaleza de la rigidez calibrada

El modelo elástico lineal adoptado, por construcción, no incorpora la degradación de rigidez del suelo con el nivel de deformación. Para evaluar la incidencia de esta simplificación se ejecutaron corridas de comparación incorporando una zonificación de rigideces reducidas en el entorno del impacto. Al calibrar ese modelo con degradación, el módulo de elasticidad requerido en el Estrato 1 resultó del orden de más del doble del adoptado en el modelo final.

Reducir la rigidez en la zona de impacto aumenta las aceleraciones en todo el dominio: una zona central más blanda admite mayores deformaciones y transmite la energía con menor impedancia, amplificando la respuesta en los puntos de medición. En consecuencia, para reproducir las aceleraciones registradas con un modelo que sí incorpora esa zona blanda, es necesario rigidizar el resto del suelo. El modelo final —sin degradación— compensa la ausencia de esa zona blanda adoptando una rigidez global menor. Por lo tanto, el módulo $E1 = 50$ MPa obtenido no debe interpretarse como la rigidez real del suelo a pequeñas deformaciones, sino como una rigidez promedio efectiva, más baja, que incorpora de forma implícita el efecto de la degradación localizada que el modelo lineal no representa explícitamente.

8.4 Limitaciones y comparación con modelos más complejos

8.4.1 Plasticidad en la zona de impacto

Un modelo elastoplástico permitiría representar la disipación de energía por deformación plástica en el entorno inmediato del impacto (formación de cráter, compactación local), fenómeno que en el modelo lineal no tiene representación y cuya energía debe ser absorbida de forma artificial por el resto del sistema.

8.4.2 Amortiguamiento histerético (small-strain overlay / HS-Small)

El amortiguamiento de Rayleigh adoptado introduce una dependencia de la disipación con la frecuencia que no se corresponde con el comportamiento real del suelo, en el cual la disipación es de naturaleza histerética y depende del nivel de deformación cortante, no de la frecuencia. Un modelo con small-strain overlay capturaría esta disipación de forma física, evitando la necesidad de calibrar un parámetro psioil cuyo significado físico es limitado. Con un modelo HS-Small, además, la estrategia de calibración sería distinta: en la zona próxima al impacto —donde el suelo alcanza en algunas regiones su módulo mínimo de descarga-recarga E_{ur} , en otras una rigidez menor por plastificación, y en otras un valor intermedio entre E_0 y E_{ur} — la

calibración se realizaría sobre Eur, mientras que en las zonas alejadas se trabajaría con E0 (o G0) de forma independiente.

8.4.3 Caracterización dinámica del suelo (prospección geofísica)

Habría sido de gran utilidad disponer de mediciones directas de la velocidad de propagación de ondas de corte en el predio. Una campaña de prospección geofísica, con sensores en pozos y emisión de pequeñas vibraciones (ensayos tipo cross-hole / down-hole), permitiría estimar experimentalmente los valores de G_{max} , reduciendo sustancialmente la incertidumbre sobre los parámetros dinámicos del suelo, que en este trabajo debieron estimarse por correlaciones empíricas.

8.4.4 Representación de las componentes horizontales

La calibración se limitó a las componentes verticales por la imposibilidad de aislar la respuesta horizontal de la vertical con los parámetros disponibles. Representar adecuadamente las horizontales requeriría, o bien un modelo más sofisticado que incorpore explícitamente los elementos que las condicionan (pavimentos, capa vegetal, soportes de los sensores), o bien adoptar un suelo de comportamiento ortótropo, con módulos horizontales diferenciados que permitan ajustar la respuesta transversal de forma independiente de la vertical.

8.5 Recomendaciones para futuras campañas de ensayo

- Posicionamiento preciso (GPS): relevar con GPS las ubicaciones exactas de los acelerómetros y del punto de impacto, eliminando la incertidumbre geométrica estimada a partir del registro fotográfico.
- Control de la caída: procurar un mayor control sobre la verticalidad y el punto de contacto del bloque; de no ser posible, adoptar una altura de caída menor —y escalar luego la fuerza analíticamente, dado el comportamiento lineal—, reduciendo la variabilidad entre impactos.
- Medición de la duración del impacto: instalar un acelerómetro dentro del bloque que se deja caer, lo que permitiría estimar directamente la duración del impacto Δt , hoy tratada como parámetro libre de calibración.
- Mejora del acople de los sensores: emplear estacas y probetas mucho más bajas y en contacto directo con el terreno, minimizando la longitud libre que genera la oscilación espuria, y retirar previamente la capa de suelo orgánico superficial en los puntos de medición.

8.6 Comparación con un modelo elastoplástico más complejo

Como continuación natural de este trabajo se plantea la comparación sistemática del modelo elástico lineal calibrado contra un modelo constitutivo elastoplástico avanzado (tipo HS-Small), que permita contrastar cuantitativamente las simplificaciones aquí adoptadas —en particular, la

rigidez promedio efectiva y el tratamiento del amortiguamiento— y acotar el grado de conservadurismo del enfoque lineal.

8.7 Dimensión ambiental y sostenible del proyecto

Al garantizar la integridad estructural del conducto frente a las solicitudes evaluadas, se elimina el riesgo de fisuras o colapsos, previniendo la pérdida masiva de agua potable y asegurando la continuidad del suministro. Asimismo, la conservación a largo plazo del sistema subterráneo representa un beneficio ecológico desde la perspectiva del ciclo de vida del proyecto: al evitar futuras obras de reparación o reemplazo, se suprime la huella de carbono asociada —emisiones por operación de maquinaria pesada, consumo de recursos para nuevos materiales y alteración urbana por excavación y movimiento de suelos—.

En este sentido, el presente trabajo se alinea con dos de los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) definidos por las Naciones Unidas en el marco de la Agenda 2030:

- **ODS 6 — Agua limpia y saneamiento** (*Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos*). Al preservar la integridad del conducto del "Río Subterráneo", el proyecto contribuye directamente a la meta 6.1 —lograr el acceso universal y equitativo al agua potable para todos— y a la meta 6.4, en tanto la prevención de pérdidas de agua por eventuales fisuras favorece el uso eficiente de los recursos hídricos y reduce el desperdicio del recurso.
- **ODS 9 — Industria, innovación e infraestructura** (*Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización inclusiva y sostenible y fomentar la innovación*). El estudio se inscribe en la meta 9.1, orientada a desarrollar infraestructuras fiables, sostenibles y resilientes: la verificación numérica de la respuesta del conducto frente a las vibraciones de la demolición apunta precisamente a asegurar la resiliencia de una infraestructura crítica existente ante acciones externas.



Figura 73: Objetivos de desarrollo sostenible.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Jaky, J. (1944). "The coefficient of earth pressure at rest"
- [2] Mayne, P.W. y Kulhawy, F.H. (1982). "Ko-OCR relationships in soil."
- [3] Hardin, B.O. y Drnevich, V.P. (1972a). "Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects."
- [4] Hardin, B.O. y Drnevich, V.P. (1972b). "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves."
- [5] Janbu, N. (1967). Settlement calculation based on the tangent modulus concept. Three lectures, Bulletin 2, Trondheim: Norwegian University of Science and Technology (NTH).
- [6] Ishibashi, I. y Zhang, X. (1993). "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay."
- [7] Kramer, S.L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- [8] Schanz, T., Vermeer, P.A. y Bonnier, P.G. (1999). "The hardening soil model: Formulation and verification." En Beyond 2000 in Computational Geotechnics, R.B.J. Brinkgreve (ed.), Rotterdam: Balkema, 281–296.
- [9] Benz, T. (2007). Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. Tesis doctoral, Mitteilung 55, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart.
- [10] CIRSOC 201 — Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.
- [11] Manuales COMSOL Multiphysics, COMSOL AB, Estocolmo, Suecia.
- [12] Organización de las Naciones Unidas, «¿EN QUÉ CONSISTE EL DESARROLLO SOSTENIBLE?», 2023.

AGRADECIMIENTOS

La culminación de este Proyecto IV representa una etapa fundamental en nuestra formación académica. Este trabajo es el resultado de un intenso proceso de investigación y aprendizaje, el cual no habría sido posible de alcanzar sin el respaldo, la orientación y el conocimiento de quienes nos acompañaron durante su desarrollo.

Cátedra Proyecto IV – FCEIA (UNR)

Para empezar, nos gustaría agradecer a los docentes por brindarnos el espacio y los lineamientos que nos sirvieron de guía para darle forma y poder cerrar esta etapa de la carrera.

Profesor y Tutor Ing. Horacio Fideleff

Por su minuciosidad y paciencia para revisar cada avance con ojo crítico, aportando el criterio necesario para guiarnos por el camino correcto. Y además, por la apertura para escucharnos y acompañarnos en cada nueva propuesta que surgía, transformando esta experiencia en un verdadero espacio colaborativo.

Profesora y Tutora Dra. Margarita Portapila

Por su constante predisposición y apoyo, y por habernos motivado a descubrir el mundo de la investigación científica en mayor profundidad.

Tutor MSc. Ing. Nicolás Guido Bolcatto

Por los intercambios realizados durante el cuatrimestre y por contribuir siempre con voluntad sus conocimientos acerca de la Geotecnia, los cuales resultaron fundamentales y esenciales para el desarrollo de este proyecto.

Tutor Dr. Ing. Oscar Möller

Por ser el autor de la idea original de este trabajo y acompañarnos durante todo su desarrollo, aportando su amplia experiencia en dinámica.

ANEXOS

Tabla 1 - Aceleraciones máximas y mínimas (mm/s²)

Acelerómetro		Impacto 1			Impacto 2		
		X	Y	Z	X	Y	Z
A1 Pozo 1 h = 1,3 m	Mín	-262,34	-206,82	-158,02	-278,95	-290,61	-166,46
	Máx	236,73	240,64	98,34	248,10	357,10	142,79
A2	Mín	-283,86	-187,04	-89,44	-360,17	-235,99	-101,68
	Máx	295,01	291,75	89,48	380,37	281,81	111,82
A3	Mín	-1634,15	-2213,22	-780,83	-1826,52	-2806,17	-801,40
	Máx	1570,24	2222,39	688,01	1774,03	2887,19	931,69
A1 Pozo 2 h = 2,0 m	Mín	-95,03	-206,17	-45,25	-103,07	-197,72	-60,74
	Máx	98,16	197,21	48,60	132,44	176,17	60,31
A2	Mín	-162,07	-253,05	-76,21	-350,65	-259,18	-151,22
	Máx	221,52	192,27	76,65	346,08	185,70	111,71
A3	Mín	-2989,49	-3346,81	-742,08	-2657,73	-4359,08	-962,46
	Máx	2899,38	3498,95	628,33	2249,44	4654,89	1032,92
A1 Pozo 3 h = 3,8 m	Mín	-86,48	-94,64	-76,04	-120,96	-66,15	-99,22
	Máx	83,44	98,93	64,47	113,97	86,29	99,06
A2	Mín	-319,56	-205,81	-151,22	-377,39	-219,12	-106,95
	Máx	359,11	240,22	146,52	357,12	318,78	112,98
A3	Mín	-3058,32	-5985,25	-1245,11	-3010,53	-2704,75	-846,48
	Máx	2945,52	6259,43	1124,07	2941,11	2880,09	559,62
A1 Pozo 4 h = 6,4 m	Mín	-32,59	-39,79	-152,33	-58,47	-54,70	-85,65
	Máx	30,84	43,77	103,65	58,10	50,64	86,68
A2	Mín	-212,81	-282,92	-87,36	-357,66	-275,49	-81,44
	Máx	230,16	299,53	90,66	314,14	206,65	77,99
A3	Mín	-2898,61	-4559,47	-817,63	-1994,47	-2480,04	-627,94

Acelerómetro		Impacto 1			Impacto 2		
		X	Y	Z	X	Y	Z
	Máx	2658,21	5057,21	698,12	1810,80	2409,73	771,74
A1 Pozo 5 h = 7,9 m	Mín	-37,37	-33,30	-98,75	-31,26	-30,67	-83,11
	Máx	35,89	29,28	105,12	23,76	27,93	107,89
A2	Mín	-325,32	-202,71	-101,14	-417,80	-158,32	-138,51
	Máx	325,85	271,20	90,64	345,66	123,84	133,95
A3	Mín	-1995,64	-2612,90	-826,14	-3748,95	-4605,53	-1087,35
	Máx	2118,74	2706,57	868,64	3150,15	5104,76	957,10

Valores mínimo y máximo registrados por componente (X, Y, Z), para cada uno de los dos impactos realizados en cada punto de medición.

Tabla 2 - Aceleraciones máximas absolutas (mm/s²)

Acelerómetro	Impacto 1			Impacto 2		
	X	Y	Z	X	Y	Z
A1 Pozo 1 (h = 1,3 m)	262,34	240,64	158,02	278,95	357,10	166,46
A2	295,01	291,75	89,48	380,37	281,81	111,82
A3	1634,15	2222,39	780,83	1826,52	2887,19	931,69
A1 Pozo 2 (h = 2,0 m)	98,16	206,17	48,60	132,44	197,72	60,74
A2	221,52	253,05	76,65	350,65	259,18	151,22
A3	2989,49	3498,95	742,08	2657,73	4654,89	1032,92
A1 Pozo 3 (h = 3,8 m)	86,48	98,93	76,04	120,96	86,29	99,22
A2	359,11	240,22	151,22	377,39	318,78	112,98
A3	3058,32	6259,43	1245,11	3010,53	2880,09	846,48
A1 Pozo 4 (h = 6,4 m)	32,59	43,77	152,33	58,47	54,70	86,68
A2	230,16	299,53	90,66	357,66	275,49	81,44
A3	2898,61	5057,21	817,63	1994,47	2480,04	771,74
A1 Pozo 5 (h = 7,9 m)	37,37	33,30	105,12	31,26	30,67	107,89
A2	325,85	271,20	101,14	417,80	158,32	138,51
A3	2118,74	2706,57	868,64	3748,95	5104,76	1087,35

Maxabs = $\max(|\text{Mín}|, |\text{Máx}|)$ por componente y por impacto.

Tabla 3 - Medias (mm/s²)

Acelerómetro	X	Y	Z
A1 Pozo 1	270,6	298,9	162,2
A1 Pozo 2	115,3	201,9	54,7
A1 Pozo 3	103,7	92,6	87,6
A1 Pozo 4	45,5	49,2	119,5
A1 Pozo 5	34,3	32,0	106,5
A2	331,6	264,9	110,5
A3	2593,8	3775,2	912,4

Media de los valores Maxabs sobre los impactos disponibles por punto (n = 2 en los pozos A1; n = 10 en A2 y A3).

Tabla 4 - Desvío estándar (mm/s²)

Acelerómetro	X	Y	Z
A1 Pozo 1	11,7	82,4	6,0
A1 Pozo 2	24,2	6,0	8,6
A1 Pozo 3	24,4	8,9	16,4
A1 Pozo 4	18,3	7,7	46,4
A1 Pozo 5	4,3	1,9	2,0
A2	64,5	44,0	27,9
A3	672,6	1384,6	162,5

Desvío estándar muestral (n-1) de los valores Maxabs.

Tabla 5 - Coeficiente de variación, CV (%)

Acelerómetro	X	Y	Z
A1 Pozo 1	4,3	27,6	3,7
A1 Pozo 2	21,0	3,0	15,7
A1 Pozo 3	23,5	9,7	18,7
A1 Pozo 4	40,2	15,7	38,8
A1 Pozo 5	12,6	5,8	1,8
A2	19,5	16,6	25,3

Acelerómetro	X	Y	Z
A3	25,9	36,7	17,8

CV = Desvío estándar / Media, expresado en porcentaje.

Tabla 6 - Relaciones X/Y y az/aH

Acelerómetro	Impacto 1			Impacto 2		
	X/Y	az/aHx	az/aHy	X/Y	az/aHx	az/aHy
A1 Pozo 1 (h = 1,3 m)	1,09	0,60	0,66	0,78	0,60	0,47
A2	1,01	0,30	0,31	1,35	0,29	0,40
A3	0,74	0,48	0,35	0,63	0,51	0,32
A1 Pozo 2 (h = 2,0 m)	0,48	0,50	0,24	0,67	0,46	0,31
A2	0,88	0,35	0,30	1,35	0,43	0,58
A3	0,85	0,25	0,21	0,57	0,39	0,22
A1 Pozo 3 (h = 3,8 m)	0,87	0,88	0,77	1,40	0,82	1,15
A2	1,49	0,42	0,63	1,18	0,30	0,35
A3	0,49	0,41	0,20	1,05	0,28	0,29
A1 Pozo 4 (h = 6,4 m)	0,74	4,67	3,48	1,07	1,48	1,58
A2	0,77	0,39	0,30	1,30	0,23	0,30
A3	0,57	0,28	0,16	0,80	0,39	0,31
A1 Pozo 5 (h = 7,9 m)	1,12	2,81	3,16	1,02	3,45	3,52
A2	1,20	0,31	0,37	2,64	0,33	0,87
A3	0,78	0,41	0,32	0,73	0,29	0,21

X/Y: relación entre las componentes horizontales ortogonales. az/aHx, az/aHy: relación entre la componente vertical y cada componente horizontal, por impacto.